



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

---

---

FACULTAD DE INGENIERÍA

**COMPARATIVA DE ANÁLISIS Y DISEÑO  
ESTRUCTURAL, DE UN EDIFICIO DE ACERO CON  
DOS DIFERENTES PROPUESTAS DE ESTRUCTURACIÓN**

**TESIS**

PARA OBTENER EL TÍTULO DE :  
INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

**MARCO ANTONIO ROBLES QUIJANO**



DIRECTOR DE TESIS:

ING. MARCOS TREJO HERNÁNDEZ

MÉXICO D.F.

2015

# COMPARATIVA DE ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE ACERO CON DOS DIFERENTES PROPUESTAS DE ESTRUCTURACIÓN

PAGINA

<b>INTRODUCCIÓN</b>	2
OBJETIVOS.	
CONTENIDO.	
<b>1.- ANTECEDENTES</b>	3
1.1.- ANTECEDENTES DEL ACERO COMO MATERIAL DE CONSTRUCCIÓN.	6
1.2.- VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE ESTRUCTURAS EN ACERO.	10
<b>2.- BASES Y CRITERIOS PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL.</b>	12
2.1.- EL ÁMBITO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL.	12
2.2.- EL PROCESO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL.	15
2.2.1.- ESTRUCTURACIÓN.	16
2.2.2.- ANÁLISIS.	16
2.2.3.- DIMENSIONAMIENTO.	17
2.3.- TIPOS DE ESTRUCTURAS.	19
2.3.1.- ELEMENTOS ESTRUCTURALES.	19
2.3.2.- SISTEMAS ESTRUCTURALES.	21
2.4.- ESPECIFICACIONES Y CARGAS DE DISEÑO.	23
2.4.1.- ESPECIFICACIONES Y CODIGOS DE CONSTRUCCIÓN.	23
2.4.2.- ACCIONES Y CARGAS DE DISEÑO.	24
2.5.- ESTADOS LÍMITE.	27
<b>3.- MÉTODOS DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL.</b>	29
3.1.- MÉTODOS DE ANÁLISIS.	29
3.2.- COEFICIENTES Y ESPECTROS DE DISEÑO SÍSMICO.	31
<b>4.- MÉTODOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL EN ACERO</b>	37
4.1.- FILOSOFÍAS DEL DISEÑO Y CONFIABILIDAD DE LAS ESPECIFICACIONES LRFD.	37
4.2.- AISC DISEÑO CON FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA LRFD.	40
<b>5.- CONSIDERACIONES PREVIAS PARA REALIZAR UN ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL.</b>	43
5.1.- LOCALIZACIÓN DEL PREDIO.	43
5.2.- PROYECTO ARQUITECTONICO.	44
5.3.- MECÁNICA DE SUELOS.	50
<b>6.- DESARROLLO DE ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL CON AMBAS ESTRUCTURACIONES</b>	53
6.1.- DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO SEGÚN ARQUITECTONICOS.	53
6.2.- ESTRUCTURACIONES DEL EDIFICIO	55
6.2.1.- SISTEMA CONSTRUCTIVO DEL EDIFICIO	55
6.2.2.- PROPUESTAS DE ESTRUCTURACION , PARA COMPARATIVA.	57
6.3.- ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE AMBAS ESTRUCTURACIONES	60
6.3.1.- OBTENCIÓN DE LOS ELEMENTOS MECÁNICOS DE LA ESTRUCTURA	65
6.4.- DISEÑO ESTRUCTURAL (DISEÑO DE CADA ELEMENTO QUE CONFORME LA ESTRUCTURA)	71
<b>7.- RESULTADOS Y CONCLUSIONES</b>	84
7.1.- RESULTADOS	84
7.2.- CONCLUSIONES	85
7.3.- DIBUJO DE PLANOS ESTRUCTURALES	86

# INTRODUCCIÓN

## OBJETIVO:

EL objetivo principal de esta tesis es dar a conocer al estudiante recién Egresado una herramienta que le sea útil para su incorporación al campo laboral, en la cual logre encontrar un método para estructurar de manera eficiente un edificio que se pretenda construir en acero.

Decidí tomar este tema debido a la problemática que me surgió en un proyecto en el cual yo plante mi propuesta o configuración estructural del cual realice su análisis y diseño; al observar los resultados y en base a experiencia en otros proyectos sentía que la estructura metálica me estaba quedando muy pesada. Así que decidí probar una nueva configuración o propuesta estructural con la cual obtuve unos resultados más eficientes después del análisis y diseño de dicha estructura.

A partir de ese momento decidí hacer unas pruebas con diversos proyectos antes de diseñar, con lo cual obtuve una metodología propia la cual pretendo que le pueda servir a un estudiante recién egresado que desee realizar el cálculo de una estructura con sistema estructural denominado losa acero con marcos rígidos de acero.

Para diseñar estructuras de acero con eficacia, el diseñador debe conocer el acero como material estructural; comprender la manera en que se ensamblan y apoyan las estructuras y la forma en que sostienen y transmiten las cargas.

El corazón y el alma del Diseño se conforman por la capacidad del diseñador para concebir una estructura que se comportara como se desea.

## CONTENIDO

El capítulo 1 presenta algunos antecedentes del acero como material de construcción de edificios en México así como sus ventajas y desventajas para su implementación.

El capítulo 2 dará una breve descripción para comprender y conocer lo que son el análisis y diseño estructural como procesos del cálculo de un edificio, de manera individual y conjuntamente.

En el capítulo 3 y 4 se mostrarán los métodos de análisis y diseño estructural con los cuales se puede realizar un cálculo estructural de un edificio en acero.

El capítulo 5 desarrolla y señala los requerimientos mínimos para comenzar a realizar un análisis y diseño estructural conocido en conjunto como cálculo estructural de un edificio.

En el capítulo 6 se realizará la comparativa de un proyecto con dos diferentes formas de estructuración, llegando en las 2 formas o propuestas a tener una estructura estable. Para con ello poder comparar cual es más eficiente en cuanto al peso de la estructura y por tanto costo de la construcción.

El capítulo 7 tendremos los resultados obtenidos de la comparación de dichas estructuraciones y la conclusión con una propuesta de metodología para estructurar este tipo de edificios para proyectos que se le presenten al estudiante recién egresado.

# 1.-ANTECEDENTES

Uno de los materiales de fabricación y construcción más versátil, más adaptable y más ampliamente usado en edificios, puentes, torres, etc.; es el ACERO. A un precio relativamente bajo, el acero combina la resistencia y la posibilidad de ser trabajado, lo que se presta para fabricaciones mediante muchos métodos. Además, sus propiedades pueden ser manejadas de acuerdo a las necesidades específicas mediante tratamientos con calor, trabajo mecánico, o mediante aleaciones.

El Acero es básicamente una aleación o combinación de hierro y carbono (alrededor de 0,05% hasta menos de un 2%). Algunas veces otros elementos de aleación específicos tales como el Cr (Cromo) o Ni (Níquel) se agregan con propósitos determinados.

El hierro puro es uno de los elementos del acero, por lo tanto consiste solamente de un tipo de átomos. No se encuentra libre en la naturaleza ya que químicamente reacciona con facilidad con el oxígeno del aire para formar óxido de hierro herrumbre. El óxido se encuentra en cantidades significativas en el mineral de hierro, el cual es una concentración de óxido de hierro con impurezas y materiales térreos.

La encargada en especificar los porcentajes exactos máximos de carbono, manganeso, silicio, etc.; que se permiten en los aceros estructurales es A. S. T. M. (American Society for Testing and Materials).

Los principales aceros estructurales empleados conforme la A.S.T.M. son:

- ✓ Aceros de propósitos generales A-36.
- ✓ Aceros estructurales de carbono A-529.
- ✓ Aceros de alta resistencia, baja aleación y resistentes a la corrosión atmosférica A-242 y A-588.
- ✓ La placa de acero templada y revenidas A-514 y A-852.
- ✓ Aceros estructurales de alta resistencia y baja aleación A-572.

Entre las numerosas variedades de acero, utilizables en construcción metálica, se pueden distinguir los aceros de utilización general, los aceros patinables de mejor resistencia a la corrosión, los aceros inoxidables y los aceros especiales para tornillos de alta resistencia.

Algunos de los aceros comúnmente usados en la construcción son:

## **Acero A-36**

Es la base para la fabricación de toda la serie de perfiles y de plancha estructurales. Se rige por la Norma Oficial de Calidad para "Acero estructural para puentes y edificios" (DGN B254, ASTM A-36). Su límite elástico es de 2530 kg/cm<sup>2</sup>.

## **Acero A-37**

Es el que se emplea normalmente en estructuras de edificación. Su límite elástico es de 2400 kg/cm<sup>2</sup>. Su empleo es cada vez menos frecuente, siendo desplazado por la utilización de aceros de calidad superior.

## **Acero A-42**

Tiene las mismas aplicaciones que el acero E - 24. Su límite de elasticidad es igual a 2600 kg/cm<sup>2</sup>. Es de uso más generalizado en la actualidad.

### **Acero A-52**

Es el llamado “de alto límite elástico”.. Su límite de elasticidad es igual a 3600 Kg/cm<sup>2</sup>.

### **Acero A-440**

Es el acero denominado Mon-Ten, de alta resistencia, con un límite elástico mínimo de 3515 kg/cm<sup>2</sup>. Y gran resistencia a la corrosión; materia prima de la lámina base de los perfiles formados en frío y plancha de usos especiales. Bajo la Norma Oficial de Calidad para “Acero Estructural de Alta Resistencia Mecánica y a la Corrosión” (DGN B-283, ASTM A-440).

### **Acero A-615**

Es el acero corrugado de alta resistencia para refuerzo de concreto, con un límite elástico inferior mínimo de 4220 kg/cm<sup>2</sup>.

Por cada tipo de estos aceros se definen varias calidades, que ofrecen garantías crecientes de la 1 a la 4. Esta subdivisión se fundamenta en unos márgenes cada vez más estrechos en las variaciones permitidas a la composición química del metal y a sus principales características mecánicas

### **Aceros para tornillos y electrodos.**

Los tornillos ordinarios se obtienen con aceros suaves, cuyas cualidades de resistencia son sensiblemente iguales a las de los aceros empleados en la estructura, pero que debido a las operaciones de forja a que son sometidos, poseen un coeficiente de alargamiento superior.

Los aceros para remaches y tornillos destinados a unas piezas de estructura realizadas con los aceros ordinarios del mercado (A 37), o con aceros A 42, tienen una resistencia a la rotura de aproximadamente 3800 kg/cm<sup>2</sup>. y un alargamiento mínimo del 28 por ciento.

Estos aceros empleados para la edificación son suministrados bajo las siguientes formas:

a. Productos semi-acabados procedentes de la siderurgia, tales como barras de secciones diversas (laminados de perfiles comerciales) o productos planos como chapas de palastro, llantas, pletinas y flejes; y

b. Aquellos productos que han sido sometidos a una primera transformación, tales como perfiles huecos, perfiles doblados de chapa delgada, viguetas soldadas, viguetas de celosía; piezas macizas forjadas o soldadas.

a) Productos semi-acabados:

- Perfiles: Hay series normalizadas de perfiles laminados en caliente: ángulos, tes, doble T, que se emplean en vigas y cuchillos de armadura.

- Laminados Comerciales: Son de menor canto que los anteriores; existen:

- angulares de alas iguales, con ancho de ala de 20 a 200 mm.
- angulares de alas desiguales, con anchos de alas de 30/20 a 200/100 mm.
- perfiles T de 30 a 100 mm de ancho de ala.
- pequeños perfiles doble T y U de canto inferior a 80 mm.
- redondos, cuadrados y planos.

–Anchos Planos:

Son chapas planas laminadas, cuyo ancho varía de 150 a 1250 mm y el grueso de 5 a 65 mm.

- Palastros laminados en caliente: Se distinguen tres categorías, en función de las dimensiones y de la categoría del acero:

- bobinas, es decir, palastros laminados continuos, arrollados, con grueso inferior a 3 mm.
- palastros en caliente, es decir, servidos en hojas, cuyo grueso va de 3 a 10 mm y ancho inferior o igual a 2000 mm.
- placas, es decir, palastros servidos en hojas, cuyo espesor excede de 10 mm y el ancho es mayor que 2000 mm.

-Palastros laminados en frío: su grueso está comprendido entre 0.3 y 3 mm. El laminado en frío es el procedimiento más corriente para obtener chapas delgadas. Su resistencia mecánica es buena y perfecto el estado de su superficie. Se sirven en hojas o en bobinas

-Flejes: Se trata de un producto plano que se lamina en largas cintas y se arrolla en bobinas enseguida después del laminado. Su ancho es inferior a 600 mm.

b) Productos sometidos a una primera transformación

-Perfiles huecos: Se obtienen por laminado en caliente sin soldadura o por acoplamiento y soldado de perfiles planos. De ordinario, se emplean como pies derechos. La sección es redonda, cuadrada o rectangular. Las dimensiones para los cuadrados, varían de 22 a 330 mm y, para los rectangulares, de 50/25 a 450/240 mm.

- Perfiles especiales en caliente: Se trata de perfiles destinados a la fabricación de carpintería metálica. En general se emplea acero Thomas de categoría 24. Los perfiles son abiertos, pero cabe obtener perfiles tubulares, al soldar un plano sobre perfiles abiertos. La protección del metal, en general, se logra por actuación de granalla y metalización a chorro antes de la fabricación de la carpintería.

-Perfiles en frío: Se trata de perfiles fabricados por configuración en frío de productos planos laminados en frío o en caliente.

El constructor puede y debe exigir de las acerías, garantías de soldabilidad, sobre todo si se trata de aceros recepcionados en fábrica. Estos certificados de calidad tienen como contrapartida un sobre-costo, al igual que todas las garantías relativas a resistencia y alargamiento mínimo.

La soldadura es un proceso en el que se unen partes metálicas mediante el calentamiento de sus superficies a un estado plástico, permitiendo que las partes fluyan y se unan con o sin la adición de otro metal fundido.

Aunque la soldadura moderna existe desde hace bastantes años, es hasta en las últimas décadas que ha adquirido gran importancia en la ingeniería estructural. La adopción de la soldadura estructural fue muy lenta durante muchos años, porque los ingenieros pensaban que tenía dos grandes desventajas: 1) Poca resistencia a la fatiga en comparación con las conexiones atornilladas o remachadas y, 2) Era imposible asegurar una alta calidad de soldadura si no se contaba con una inspección amplia y costosa.

En la actualidad, la mayoría de los ingenieros aceptan que las juntas soldadas tienen una resistencia considerable a la fatiga. También se admiten que las reglas que gobiernan la calificación de los soldadores, las mejores técnicas utilizadas y los requerimientos para la mano de obra de las especificaciones de la AWS (American Welding Society), hacen de la inspección de la soldadura un problema menos difícil.

Durante muchos años el método aceptado para conectar los miembros de acero de una estructura de acero fue el remachado. Sin embargo, en años recientes, el uso del remache ha declinado rápidamente debido al auge experimentado por la soldadura, y más recientemente, por el atornillado con pernos o tornillos de alta resistencia.

El montaje de estructuras de acero por medio de tornillos es un proceso que además de ser muy rápido requiere mano de obra menos especializada que cuando se trabaja con remaches o con soldadura. Aunque el costo de adquisición de un tornillo de alta resistencia es varias veces mayor que el de un remache, el costo total de la construcción atornillada es menor que el de la construcción remachada, debido a los menores costos por mano de obra y equipo, y al menor número de tornillos requeridos para resistir las mismas cargas.

## **1.1.-ANTECEDENTES DEL ACERO COMO MATERIAL DE CONSTRUCCIÓN**

Las aleaciones producidas por los primeros artesanos del hierro (y, de hecho, todas las aleaciones de hierro fabricadas hasta el siglo XIV d.C.) se clasificarían en la actualidad como hierro forjado. Para producir esas aleaciones se calentaba una masa de mineral de hierro y carbón vegetal en un horno o forja con tiro forzado. Ese tratamiento reducía el mineral a una masa esponjosa de hierro metálico llena de una escoria formada por impurezas metálicas y cenizas de carbón vegetal. Esta esponja de hierro se retiraba mientras permanecía incandescente y se golpeaba con pesados martillos para expulsar la escoria y soldar y consolidar el hierro. El hierro producido en esas condiciones solía contener un 3% de partículas de escoria y un 0,1% de otras impurezas. En ocasiones esta técnica de fabricación producía accidentalmente auténtico acero en lugar de hierro forjado. Los artesanos del hierro aprendieron a fabricar acero calentando hierro forjado y carbón vegetal en recipientes de arcilla durante varios días, con lo que el hierro absorbía suficiente carbono para convertirse en acero auténtico

Después del siglo XIV se aumentó el tamaño de los hornos utilizados para la fundición y se incrementó el tiro para forzar el paso de los gases de combustión por la carga o mezcla de materias primas. En estos hornos de mayor tamaño el mineral de hierro de la parte superior del horno se reducía a hierro metálico y a continuación absorbía más carbono como resultado de los gases que lo atravesaban. El producto de estos hornos era el llamado arrabio, una aleación que funde a una temperatura menor que el acero o el hierro forjado. El arrabio se refinaba después para fabricar acero.

Aunque el primer metal que usaron los seres humanos probablemente fue algún tipo de aleación de cobre, tal como el bronce (hecho a base de cobre, estaño y algún otro aditivo), los avances más importantes en el desarrollo de los metales han ocurrido en la fabricación y uso del hierro y del acero. Actualmente el hierro y el acero comprenden casi el 95% en peso de todos los metales producidos en el mundo.

A pesar de los esfuerzos de los arqueólogos durante muchas décadas, no ha sido posible descubrir cuándo se usó por primera vez el hierro. El uso del hierro ha tenido una gran influencia en el avance de la civilización desde los tiempos más remotos y probablemente la seguirá teniendo en los siglos venideros. Desde el principio de la edad de hierro, alrededor del

año 1000 a.C., el progreso de la civilización en la paz y en la guerra ha dependido mucho de lo que el hombre ha sido capaz de hacer con el hierro.

El acero se define como una combinación de hierro y pequeñas cantidades de carbono, generalmente menos del 1%. También contiene pequeños porcentajes de algunos otros elementos. Aunque se ha fabricado acero desde hace 2000 o 3000 años, no existió un método de producción económico hasta la mitad del siglo XIX.

El primer acero seguramente se obtuvo cuando los otros elementos necesarios para producirlo se encontraron presentes, por accidente cuando se calentaba el hierro. Con el paso de los años, el acero se fabricó probablemente calentando hierro en contacto con carbón vegetal.

La superficie del hierro absorbió algo de carbono del carbón vegetal que luego se martilló en el hierro caliente. Al repetir este proceso varias veces, se obtuvo una capa exterior endurecida de acero.

Al primer proceso para producir acero en grandes cantidades se le dio el nombre de Sir Henry Bessemer de Inglaterra. Bessemer recibió una patente inglesa para su proceso en 1855, pero sus esfuerzos para conseguirla en Estados Unidos en 1856 no tuvieron éxito, ya que se aprobó que William Kelly de Eddyville, Kentucky, había producido acero mediante el mismo proceso siete años antes que Bessemer.

Kelly y Bessemer se percataron de que un chorro de aire a través del hierro fundido quemaba la mayor parte de las impurezas en el metal. Desafortunadamente, el chorro de aire eliminaba algunos elementos provechosos como el carbono y el manganeso. Después se aprendió que esos elementos podían restituirse añadiendo hierro especular, que es una aleación de hierro, carbono y manganeso; se aprendió además que, al agregar piedra caliza en el convertidor, podía removerse el fósforo y la mayor parte del azufre.

Antes de que fuese desarrollado el proceso Bessemer, el acero era una aleación costosa utilizada principalmente para fabricar cuchillos, tenedores, cucharas y ciertos tipos de herramientas cortadoras. El proceso Bessemer redujo los costos de producción por lo menos en un 80% y permitió por primera vez la producción de grandes cantidades de acero.

El convertidor Bessemer se usó en Estados Unidos hasta principios de este siglo, pero desde entonces se ha reemplazado con mejores métodos como el proceso de hogar abierto y el de oxígeno básico.

Aproximadamente 80% del acero estructural producido hoy en día en Estados Unidos, se hace fundiendo la chatarra de acero (principalmente de automóviles viejos) en hornos eléctricos. El acero fundido se vierte en moldes que tienen aproximadamente las formas finales de los miembros. Las secciones resultantes pasan por una serie de rodillos que los oprimen para darles su forma final. Los miembros resultantes tienen mejor superficie y menores esfuerzos residuales que el acero recién hecho.

El término hierro fundido se usa para materiales con contenido muy bajo de carbono, mientras que a los materiales con contenido muy alto de carbono se le llama hierro forjado. Los aceros se encuentran entre el hierro fundido y el hierro forjado y tienen contenidos de carbón en el rango de 0.15% al 1.7%.

El primer uso del metal para una estructura tuvo considerable lugar en Shropshire, Inglaterra en 1779, ahí fue construido con hierro fundido el puente Coalbrookdale en forma de arco de 30.48 m de claro sobre el Río Severn.

Se dice que este puente fue un punto crítico en la historia de la ingeniería por que cambió el curso de la Revolución Industrial al introducir al hierro como material estructural.

El desarrollo del proceso Bessemer y avances subsecuentes, como el proceso de corazón abierto, permitió la fabricación de acero a precios competitivos, lo que estimuló el casi increíble desarrollo del acero estructural, que ha tenido lugar en los últimos 100 años.

### **Fabricación del acero.**

La materia prima para la fabricación del acero es el mineral de hierro, coque y caliza. Mineral de hierro; tiene un color rojizo debido al óxido de hierro. Coque; es el producto de la combustión del carbón mineral (grafito) es ligero, gris y lustroso. Piedra caliza; es carbonato de calcio de gran pureza que se emplea en la fundición de acero para eliminar sus impurezas.

Para convertir el coque en carbón mineral se emplean baterizo de hierro donde el carbón se coloca eliminándole el gas y alquitrán, después es enfriado, secado y cribado para enviarlo a los altos hornos.

El primer producto de la fusión del hierro y el coque se conoce como arrabio, el cual se obtiene aproximadamente a los 1650 °C.

Una vez en el alto horno, los tres componentes se funden a los 1650°C, que aviva el fuego y quema el coque, produciendo monóxido de carbono el cual produce más calor y extrae el oxígeno, del mineral de hierro dejándolo puro. La alta temperatura funde también la caliza, que siendo menos densa flota en el crisol combinándose con las impurezas sólidas del mineral formando la escoria, misma que se extrae diez minutos antes de cada colada.

Para obtener una tonelada de arrabio, se requieren aproximadamente las siguientes cantidades de materia prima:

- 1600 Kg de mineral de hierro.
- 700 Kg de coque.
- 200 Kg de piedra caliza.
- 4000 Kg de aire inyectado gradualmente.

Los hornos de hoyo abierto se cargan con las cantidades indicadas, mismo que se introducen con algo de chatarra para reciclarlo mediante grúas mecánicas.

Además se agregan 200 toneladas de arrabio líquido para completar la carga. Dentro del horno, la carga formada por 1/3 parte de chatarra y 2/3 partes de arrabio. Se refina por calor producido al quemar gas natural o aceite diésel y alcanzar temperaturas mayores a los 1650 °C

Durante 10 horas se mantiene la mezcla en ebullición eliminando las impurezas y produciendo así acero. Algunos otros elementos como silicio, manganeso, carbono, etc., son controlados en la proporción requerida para el acero a producir.

La caliza fundida aglutina las impurezas de la carga retirándola de acero líquido y formando la escoria que flota en la superficie. Mientras tanto se realizan pruebas para verificar la calidad del acero.

Cuando la colada alcanza las especificaciones y condiciones requeridas se agregan "ferro ligas" (substancias para hacer aleaciones con el hierro y dar propiedades especiales).

Después de alcanzar las condiciones de salida, la colada se "pica" con un explosivo detonado eléctricamente, permitiendo la salida del acero fundido para recubrirse en ollas de 275 toneladas cada una de donde se vacía a los lingotes de 9 a 20 toneladas.

### **Laminación.**

La laminación del lingote inicia con un molino desbastador, el lingote de acero calentado a 1330 °C se hace pasar entre dos enormes rodillos ar ranca dos por motores de 3500 H.P. convirtiéndolo en lupias de sección cuadrada o en planchones de sección rectangular. Ambos son la materia prima para obtener placa laminada, perfiles laminados, rieles, varilla corrugada, alambrón, etc.

#### **Laminado en caliente:**

Es el proceso más común de laminado y consiste en calentar la lupia (o planchón) a una temperatura que permita el comportamiento plástico del material para así extruirlo en los "castillos" de laminado y obtener las secciones laminadas deseadas

#### **Laminado en frío**

Es un proceso que permite obtener secciones con un punto de fluencia más elevado, al extruir el material a temperatura completamente más baja que la del laminado en caliente.

### **PERFILES DE ACERO.**

Los primeros perfiles estructurales hechos en Estados Unidos, en 1819, fueron ángulos de hierro laminados. Las vigas I de acero se laminaron por primera vez en ese país en 1884 y la primera estructura reticular fue montada en ese mismo año.

En 1896, la Association of American Steel Manufacturers (Asociación Americana de Fabricantes de Acero; actualmente llamado Instituto Americano del Hierro y el Acero, AISI) hizo los primeros esfuerzos para estandarizar los perfiles

El acero estructural puede laminarse en forma económica en una gran variedad de formas y tamaños sin cambios apreciables en sus propiedades físicas. Generalmente los miembros estructurales más convenientes son aquellos con grandes momentos de inercia en relación con sus áreas.

Los perfiles se denominan en forma abreviada por medio de un sistema descrito en el manual, para su uso en planos, especificaciones y diseños. Este sistema se encuentra estandarizado, de modo que todos los molinos de laminación puedan usar la misma nomenclatura para fines prácticos de trabajo. (1)

## 1.2.- VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE ESTRUCTURAS EN ACERO

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 de mayor costo en mantenimiento y es poco duradera, además su resistencia es poco comparada con otros materiales que son fabricados como los 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 cantidad de ventajas con respecto a las estructuras de concreto reforzado como son:

### VENTAJAS

**Alta resistencia.** La alta resistencia del acero por unidad de peso implica que será relativamente bajo el peso de las estructuras; esto es de gran importancia en puentes de grandes claros, en edificios altos y en estructuras con condiciones deficientes en la cimentación.

**Uniformidad.** Las propiedades del acero no cambian apreciablemente en el tiempo como es el caso de las estructuras de concreto reforzado.

**Elasticidad.** El acero se acerca más en su comportamiento a las hipótesis de diseño que la mayoría de los materiales, gracias a que sigue la ley de Hooke hasta esfuerzos bastante altos. Los momentos de inercia de una estructura de acero pueden calcularse exactamente, en tanto que los valores obtenidos para una estructura de concreto reforzado son relativamente imprecisos.

**Durabilidad.** Si el mantenimiento de las estructuras de acero es adecuado duraran indefinidamente. Investigaciones realizadas en los aceros modernos, indica que bajo ciertas condiciones no se requiere ningún mantenimiento a base de pintura.

**Ductilidad.** La ductilidad es la propiedad que tiene un material de soportar grandes deformaciones sin fallar bajo altos esfuerzos de tensión. Cuando se prueba a tensión un acero con bajo contenido de carbono, ocurre una reducción considerable de la sección transversal y un gran alargamiento en el punto de falla, antes de que se presente una fractura. Un material que no tenga esta propiedad probablemente será duro y frágil y se romperá al someterlo a un golpe repentino. En miembros estructurales sometidos a cargas normales se desarrollan altas concentraciones de esfuerzos en varios puntos. La naturaleza dúctil de los aceros estructurales comunes les permiten fluir localmente en esos puntos, evitándose así fallas prematuras. Una ventaja adicional de las estructuras dúctiles es que, al sobrecargarlas, sus grandes deflexiones ofrecen evidencia visible de la inminencia de la falla.

### Tenacidad.

Los aceros estructurales son tenaces, es decir, poseen resistencia y ductilidad. Un miembro de acero cargado hasta que se presentan grandes deformaciones será aun capaz de resistir grandes fuerzas. Esta es una característica muy importante porque indica que los miembros de acero pueden someterse a grandes deformaciones durante su formación y montaje, sin fracturarse, siendo posible doblarlos, martillarlos, cortarlos y taladrarlos sin daño aparente. La propiedad de un material para absorber energía en grandes cantidades se denomina tenacidad.

**Ampliaciones de las estructuras existentes.** Las estructuras de acero se adaptan muy bien a posibles adiciones. Se puede añadir nuevas crujeas e incluso alas enteras a estructuras de acero ya existentes y los puentes de acero con frecuencia pueden ampliarse.

**Propiedades diversas.** Otras ventajas importantes del acero estructural son: a) gran facilidad para unir diversos miembros de varios tipos de conexión como son la soldadura, los tornillos y los remaches; b) posibilidad de prefabricar los miembros; c) rapidez de montaje; d) gran capacidad para laminarse en una gran cantidad de tamaños y formas; e) resistencia a la fatiga; f) reúso posible después de desmontar una estructura y g) posibilidad de venderlo como "chatarra" aunque no pueda utilizarse en su forma existente. El acero es el material reutilizable por excelencia (2)

## **DESVENTAJAS**

**Costo de mantenimiento.** La mayor parte de los aceros son susceptibles a la corrosión al estar expuesto al aire y al agua y, por consiguiente, deben pintarse periódicamente. El uso de aceros intemperizados para ciertas aplicaciones, tiende a eliminar este costo. Costo de la protección contra el fuego. Aunque algunos miembros estructurales son incombustibles, sus resistencias se reducen considerablemente durante los incendios, cuando los otros materiales de un edificio se queman. Han ocurrido muchos incendios en inmuebles vacíos en los que el único material combustible era el mismo inmueble. El acero es un excelente conductor de calor, de manera que los miembros de acero sin protección pueden transmitir suficiente calor de una sección o comportamiento incendiado de un edificio a secciones adyacentes del mismo edificio e incendiar el material presente. En consecuencia, la estructura de acero de una construcción debe protegerse mediante materiales con ciertas características aislantes o el edificio deberá acondicionarse con un sistema de rociadores para que cumplan con los requisitos de seguridad del código de construcción de la localidad en que se halle.

**Susceptibilidad al pandeo.** Cuando más largos y esbeltos sean los miembros a compresión, tanto mayor es el peligro de pandeo. Como se indicó previamente, el acero tiene una alta resistencia por unidad de peso, pero al usarse como columnas no resulta muy económico ya que debe usarse bastante material, solo para hacer más rígidas las columnas contra el posible pandeo.

**Fatiga.** Otra característica inconveniente del acero es que su resistencia puede reducirse si se somete a un gran número de inversiones del sentido del esfuerzo, o bien, a un gran número de cambios de la magnitud del esfuerzo de tensión. (Se tienen problemas de fatiga solo cuando se presentan tensiones) En la práctica actual se reducen las resistencias estimadas de tales miembros, si se sabe de antemano que estarán sometidas a un número mayor de ciclos de esfuerzo variable, que cierto número límite.

**Fractura frágil.** Bajo ciertas condiciones, el acero puede perder su ductilidad y la falla frágil puede ocurrir en lugares de concentración de esfuerzos. Las cargas que producen fatiga y muy bajas temperaturas agravan la situación. (2)

## **2.-BASES Y CRITERIOS DEL DISEÑO ESTRUCTURAL**

### **2.1 EI ÁMBITO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL.**

El diseño estructural abarca las diversas actividades que desarrolla el proyectista para determinar la forma, dimensiones y características detalladas de una estructura, o sea de aquella parte de una construcción que tiene como función absorber las solicitudes que se presentan durante las distintas etapas de su existencia. El diseño estructural se encuentra incluido en el proceso más general del proyecto de una obra civil, en el cual se definen las características que debe tener la construcción para cumplir de manera adecuada las funciones que está destinada a desempeñar.

Un requisito esencial para que la construcción cumpla sus funciones es que no sufra fallas o mal comportamiento debido a su incapacidad para soportar las cargas que sobre ella se imponen. Junto con éste, deben cuidarse otros aspectos, como los relativos al funcionamiento y a la habitabilidad, que en general son responsabilidad de otros especialistas. Evidentemente, dada la multitud de aspectos que deben considerarse, el proceso mediante el cual se crea una construcción moderna puede ser de gran complejidad.

Una construcción u obra puede concebirse como un sistema, entendiéndose por un sistema un conjunto de subsistemas y elementos que se combinan en forma ordenada para cumplir con determinada función. Un edificio, por ejemplo, está integrado por varios subsistemas: el de los elementos arquitectónicos para encerrar espacios, el estructural, las instalaciones eléctricas, las sanitarias, las de acondicionamiento de aire y los elevadores. Todos estos subsistemas interactúan de modo que en su diseño debe tenerse en cuenta la relación que existe entre ellos. Así, no puede confiarse que lograr la solución óptima para cada uno de ellos, por separado, conduzca a la solución óptima para el edificio en su totalidad. Con demasiada frecuencia esta interacción entre los subsistemas de una construcción se considera sólo en forma rudimentaria.

En la práctica tradicional el diseño de un edificio suele realizarse por la superposición sucesiva de los proyectos de los diversos subsistemas que lo integran. El arquitecto propone un proyecto arquitectónico a veces con escasa atención a los problemas estructurales implícitos en su diseño. El estructurista procura adaptarse lo mejor posible a los requisitos arquitectónicos planteados, con frecuencia con conocimiento limitado de los requisitos de las diversas instalaciones. Por último, los proyectistas de éstas formulan sus diseños con base en los proyectos arquitectónicos y estructurales. El proyecto general definitivo se logra después de que los diversos especialistas han hecho las correcciones y ajustes indispensables en sus proyectos respectivos. En esta forma de proceder, cada especialista encargado de una parte del proyecto tiende a dar importancia sólo a los aspectos del proyecto que le atañen, sin tener en cuenta si la solución que está proponiendo es inadmisibles o inconveniente para el cumplimiento de otras funciones.

En particular el ingeniero estructural no debe olvidar que, "Las obra no se construyen para que resistan. Se construyen para alguna otra finalidad o función que lleva, como consecuencia esencial, el que la construcción mantenga su forma y condiciones a lo largo del tiempo. Su resistencia es una condición fundamental, pero no es la finalidad única, ni siquiera la finalidad primaria". Debe tener siempre presente que el proyecto no constituye un fin por sí mismo, sino

que representa sólo una parte del proceso que conduce a la construcción de una obra terminada. Por tanto, lo importante es la calidad del resultado que se logre y el proyecto será más satisfactorio en cuanto mejor contribuya a facilitar la construcción de una obra adecuada. Por ello, deberá tener en mente que lo que se proyecta se tendrá que construir y elegir las soluciones que mejor se ajusten a los materiales y técnicas de construcciones disponibles.

La interacción con los contratistas responsables de la construcción es otro aspecto importante. Es frecuente que éstos pidan y obtengan, una vez terminado el proyecto, modificaciones importantes en las características arquitectónicas y estructurales en función del empleo de un procedimiento constructivo que representa claras ventajas de costos o de tiempos de ejecución, pero no se adapta al proyecto que se ha elaborado. Esto da lugar a que se repitan partes importantes del proceso de diseño o, más comúnmente, a que se realicen adaptaciones apresuradas por los plazos de entrega ya muy cortos.

Un ejemplo frecuente de la situación anterior se da cuando el constructor propone recurrir a un sistema de prefabricación mientras que en el proyecto original se previó una solución a base de concreto colado en el lugar. Obviamente, esto implicaría modificaciones sustanciales al proyecto estructural. A pesar de sus evidentes inconvenientes, el proceso que en términos simplistas se acaba de describir, es que se suele seguir, con resultados aceptables, en el diseño de la mayoría de las construcciones. Sin embargo, en los últimos años, dada la complejidad creciente de las obras, se ha iniciado una tendencia a racionalizar el proceso de diseño recurriendo a los métodos de la ingeniería de sistema.

En esencia, se pretende aprovechar las herramientas del método científico para hacer más eficiente el proceso de diseño. En particular, se pone énfasis en la optimización de la obra en su totalidad. Una diferencia fundamental respecto al enfoque tradicional del diseño es la consideración simultánea de la interacción de los diversos subsistemas que integran una obra en una etapa temprana del proceso de diseño, en lugar de la superposición sucesiva de proyectos.

La aplicación de la ingeniería de sistemas al diseño de obras ha conducido al diseño por equipo. En este enfoque, bajo la dirección de un jefe o coordinador, un grupo de especialistas colabora en la elaboración de un proyecto desde su concepción inicial. La especialidad del coordinador dependerá de la naturaleza de la obra en estudio. Así el proyecto de un edificio urbano será dirigido por el responsable del proyecto arquitectónico, quien fija los lineamientos generales del proyecto estructural y de las diferentes instalaciones. El proyecto de un puente será dirigido por el proyectista estructural, quien interactúa con otros especialistas, como el de la mecánica de suelos y el de las vías terrestres. En este caso, es responsabilidad del proyectista estructural cuidar también los aspectos generales de economía y estética del proyecto. En ambos casos es importante la participación en el equipo de un especialista en procedimientos y costos de construcción que opine oportunamente sobre la viabilidad de las posibles soluciones.

Es oportuno mencionar algunas inquietudes recientes en relación con el diseño de obras civiles. La primera se refiere al impacto que pueda tener una obra en el entorno, así como las consecuencias sociales que ésta puede tener. La consideración de este aspecto puede afectar seriamente las decisiones de diseño. Basta recordar por ejemplo las implicaciones ecológicas que tienen obras como los grandes oleoductos y gasoductos que se han estado instalando en diversas regiones de la República Mexicana, las alteraciones en el uso de suelo que ocasiona la construcción de grandes presas y, a un nivel menor, los problemas que pueden presentarse

por la localización incorrecta de las pilas de un puente que altere desfavorablemente el flujo de un río o la de los accesos a un estacionamiento que interfieran con el tránsito urbano.

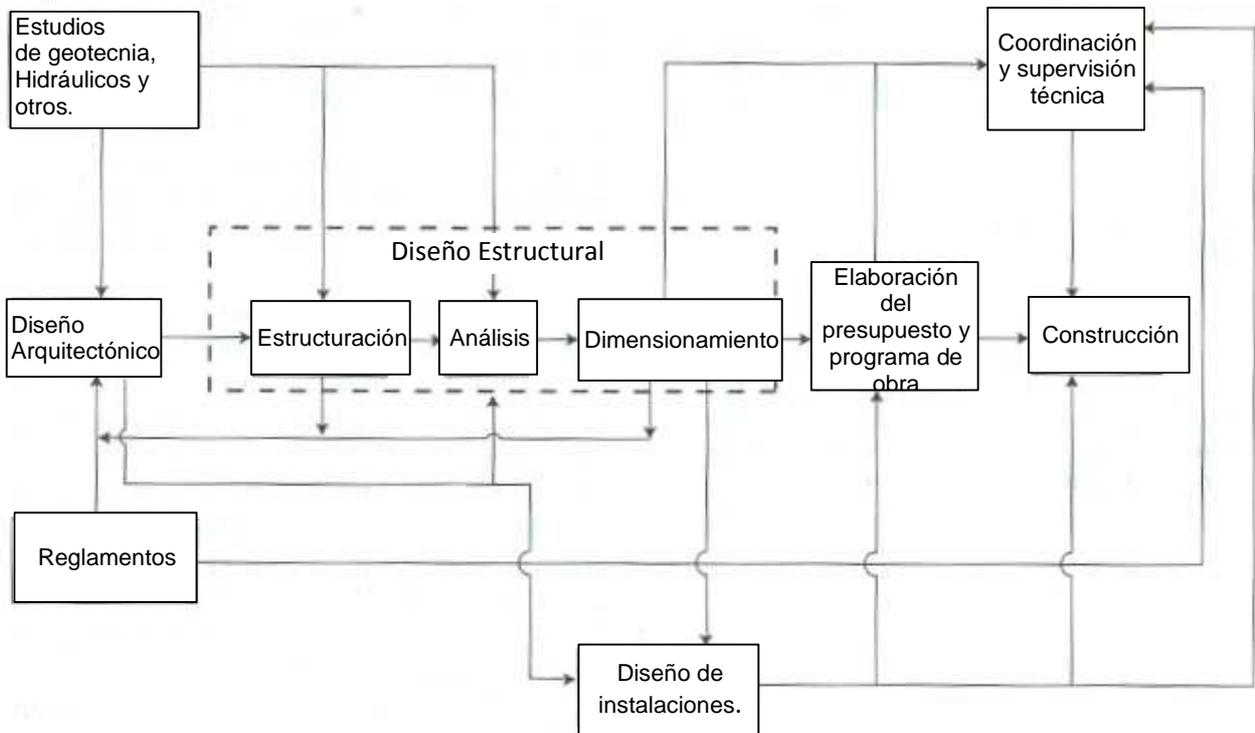
Aunque los aspectos sociales y ambientales pueden y deben ser considerados en el diseño por los propios proyectistas o por especialistas en las materias, hay una tendencia cada vez más acentuada a buscar la intervención en el proceso de diseño de una obra, de los usuarios y de representantes de los grupos sociales afectados. Aunque en los aspectos estructurales esto quizá no tenga gran importancia, en las decisiones generales sobre las características de una obra la participación de los usuarios puede ser esencial. No pocos proyectos de vivienda han fracasado por haberse basado en lo que el proyectista consideraba adecuado, pero no en lo que el futuro habitante hubiere deseado. Situaciones semejantes pueden presentarse en el proyecto de un hospital o de una escuela.

Cualquiera que sea la metodología seguida en el diseño de una obra, el ingeniero estructural debe saber encuadrar su actividad dentro del proceso general del proyecto. Al igual que no debe imponer soluciones que resulten inconvenientes o ineficientes para el funcionamiento general de la construcción, debe pugnar para que no se le impongan esquemas o restricciones que conduzcan a un diseño estructural poco racional o antieconómico.

Los principios y fundamentos del diseño estructural son comunes al proyecto de una gran cantidad de artefactos. Una silla, un automóvil, un barco y un puente deben soportar diversas condiciones de sollicitación para cumplir adecuadamente sus funciones. La mecánica y la resistencia de materiales son bases teóricas comunes que rigen la seguridad de todos esos sistemas. Aquí nos referimos sólo a las estructuras de las construcciones que entran en el ámbito de la ingeniería civil; éstas son muy variadas, ya que abarcan, por ejemplo, los edificios, los puentes, las presas, las plantas industriales y las estructuras portuarias y marítimas. Recordando que el presente trabajo está enfocado a los edificios. En cada una de estas construcciones existen muy diversos problemas que admiten una amplia gama de soluciones.(3)

## 2.2 EL PROCESO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL.

EL procedimiento general que se sigue para el diseño y construcción de una obra se puede representar esquemáticamente como se muestra en la siguiente figura



El diseño es un proceso creativo mediante el cual se definen las características de un sistema de manera que cumpla en forma óptima con sus objetivos. El objetivo de un sistema estructural es resistir las fuerzas a las que va a estar sometido, sin colapso o mal comportamiento. Las soluciones estructurales están sujetas a las restricciones que surgen de la interacción con otros aspectos del proyecto y a las limitaciones generales de costo y tiempo de ejecución. Conviene resaltar el carácter creativo del proceso. La bondad del proyecto depende esencialmente del acierto que se haya tenido en imaginar un sistema estructural que resulte el más idóneo para absorber los efectos de las acciones exteriores a las que va a estar sujeto.

Los cálculos y comprobaciones posteriores basados en la teoría del diseño estructural sirven para definir en detalle las características de la estructura y para confirmar o rechazar la viabilidad del sistema propuesto. Podrá lograrse que una estructura mal ideada cumpla con los requisitos de estabilidad, pero seguramente se tratará de una solución antieconómica o anti funcional. Esta parte creativa del proceso no está divorciada del conocimiento de la teoría estructural. La posibilidad de intuir un sistema estructural eficiente e imaginarlo en sus aspectos esenciales, es el fruto sólo en parte de cualidades innatas; es resultado también de la asimilación de conocimientos teóricos y de la experiencia adquirida en el ejercicio del proceso de diseño y en la observación del comportamiento de las estructuras. Lo que comúnmente se denomina buen criterio estructural no está basado sólo en la intuición y en la práctica, sino también debe estar apoyado en sólidos conocimientos teóricos.

Desgraciadamente resulta muy difícil enseñar “criterio estructural” en libros de texto y en las aulas de clase. Es mucho más fácil enseñar fundamentos teóricos, métodos analíticos y requisitos específicos. Los autores de libros y los profesores sólo alcanzan en el mejor de los casos a transmitir al alumno algunos destellos de su experiencia, los cuales llegan a formar parte de su conocimiento asimilado. No debe sin embargo desilusionarse el estudiante por sentir, al terminar sus estudios, una gran inseguridad en la aplicación del acervo de conocimientos teóricos que ha adquirido. El ejercicio de la práctica y el contacto prolongado con los especialistas más maduros son requisitos necesarios para confirmar su criterio. Cualquier intento de clasificación o subdivisión del proceso de diseño resulta hasta cierto punto arbitrario. Sin embargo, es útil para entender su esencia, considerar tres aspectos fundamentales: la estructuración; en análisis y el dimensionamiento.

**2.2.1.- Estructuración.** En esta parte del proceso se determinan los materiales de los que va a estar constituida la estructura, la forma global de ésta, el arreglo de sus elementos constitutivos y sus dimensiones y características más esenciales, es esta la parte fundamental del proceso. De la correcta elección del sistema o esquema estructural depende más que de ningún otro aspecto la bondad de los resultados. En esta etapa es donde desempeñaran un papel preponderante la creatividad y el criterio

La estructuración podemos concebirla o definirla como el acomodo y distribución de los miembros que conformaran la estructura, para soportar determinadas cargas.

**2.2.2.- Análisis.** Se incluyen bajo esta denominación las actividades que llevan a la determinación de la respuesta de la estructura ante las diferentes acciones exteriores que puedan afectarla, es decir se trata de determinar los efectos de las cargas que pueden afectar a la estructura durante su vida útil.

Para esta determinación se requiere lo siguiente.

**a)** Modelar la estructura, o sea idealizar la estructura real por medio de un modelo teórico factible de ser analizado con los procedimientos de cálculo disponibles. Un ejemplo es la idealización de un edificio de columnas, vigas y losas de concreto por medio de un sistema de marcos planos formados por barras de propiedades equivalentes. En esta idealización se comenten con frecuencia errores graves, tales como ignorar elementos que contribuyen a la respuesta de la estructura o emplear un modelo demasiado simplista que no representa adecuadamente la respuesta estructural. La modelación incluye la definición de diversas propiedades de los elementos que componen al modelo. Esto implica la recolección de diversos datos y la suposición de otras características, como son las propiedades elásticas de los materiales, incluyendo el suelo de cimentación, y las propiedades geométricas de las distintas secciones. Los valores puestos en etapas iniciales del proceso para estas propiedades, pueden tener que modificarse e irse refinando a medida que se obtienen los resultados de análisis.

**b)** Determinar las acciones de diseño. En muchas situaciones las cargas y los otros agentes que introducen esfuerzos en la estructura están definidos por los códigos y es obligación del proyectista sujetarse a ellos. Es frecuente sin embargo, que quede como responsabilidad del proyectista la determinación del valor de diseño de alguna carga, o al menos la obtención de datos ambientales locales que definen la acción de diseño, la forma de obtener un modelo de ésta, generalmente a través de un sistema de fuerzas estáticas de efecto equivalente y la forma de combinar éstas fuerzas con las

correspondientes a otras acciones. Cabe hacer notar que en esta etapa se suelen tener grandes incertidumbres y se llegan a cometer errores graves que dan el traste con la precisión que se pretende guardar en las etapas subsecuentes. Basta como ejemplo reflexionar sobre el grado de aproximación con que se puede determinar la acción máxima debida a sismo que puede presentarse sobre un edificio o el efecto de la ola máxima que pueda actuar sobre una escollera, durante la vida útil de estas estructuras.

**c)** Determinar los efectos de las acciones de diseño en el modelo de la estructura elegida. En esta etapa, que constituye el análisis propiamente dicho, se determinan las fuerzas internas (momentos flexionantes y de torsión, fuerzas axiales y cortantes), así como las flechas y deformaciones de la estructura. Los métodos de análisis suponen en general un comportamiento elástico lineal. Los métodos de análisis han evolucionado en las últimas décadas mucho más que otros aspectos de diseño; el desarrollo de los métodos numéricos asociado al empleo de las computadoras ha hecho posible analizar con precisión modelos estructurales cada vez más complejos. Aunque no se pretende menospreciar las ventajas de realizar análisis refinados de un modelo estructural que represente en forma realista y detallada de una estructura, cabe llamar la atención sobre la tendencia que se aprecia cada vez más notoria en muchos ingenieros, de buscar en esta etapa un grado de precisión incongruente con la poca atención que prestan a la determinación del modelo de la estructura y del sistema de cargas.

### **2.2.3 Dimensionamiento.**

En esta etapa se define en detalle la estructura y se revisa si cumple con los requisitos de seguridad adoptados. Además, se elaboran los planos y especificaciones de construcción de la estructura. Nuevamente, estas actividades están con frecuencia muy ligadas a la aplicación de uno o más códigos que rigen el diseño de la estructura en cuestión. Los códigos y procedimientos son peculiares del material y sistema de construcción elegido, lo que constituye un aspecto general son los criterios de seguridad de la estructura y la estructura de los procedimientos de diseño. El haber distinguido en el proceso de diseño tres partes que indican una secuencia lógica, nos lleva a pensar que en el diseño se sigue un proceso unidireccional en el que primero se imagina una estructura, luego se analiza y finalmente se dimensiona. El proceso real es mucho más complejo e iterativo; implica pasar varias veces por cada etapa a medida que la estructura evoluciona hacia su forma final. El análisis de la secuencia temporal con que se realiza el diseño de una estructura permite distinguir las fases siguientes:

**1)** *Planteamiento de soluciones preliminares.* Se requiere primero una definición clara de las funciones que debe cumplir la estructura y de las restricciones que impone el entorno físico y de las que fijan otros aspectos del proyecto. Es necesario tener datos al menos preliminares sobre condiciones ambientales y requisitos del proyecto. En esta fase es particularmente necesaria la interacción entre el estructurista y los especialistas de los demás subsistemas de la obra para definir las necesidades básicas de cada uno de ellos y para analizar las soluciones generales que se vaya proponiendo. De una evaluación esencialmente cualitativa surge un número limitado de soluciones que tienen perspectivas de resultar convenientes. Esta evaluación se basa con frecuencia en comparaciones con casos semejantes y en algunos cálculos muy simplistas. Es en esta fase donde juega un papel preponderante el criterio del proyectista estructural.

- 2) Evaluación de soluciones preliminares.** Se realizan las actividades que, según se ha mencionado anteriormente, constituyen las etapas del proceso de diseño estructural, pero a un nivel tosco que se denomina comúnmente “pre diseño”, en el cual se pretende definir las características esenciales de la estructura en diversas alternativas, con el fin de identificar posibles problemas en su adopción y, principalmente, de poder cuantificar sus partes y llegar a una estimación de los costos de las diversas soluciones. La elección de la opción más conveniente no se basará solamente en una comparación de los costos de la estructura en cada caso; hay que considerar también la eficacia con la que está se adapta a los otros aspectos del proyecto, la facilidad de obtención de los materiales necesarios, la rapidez y grado de dificultad de las técnicas de construcción involucradas, los problemas relacionados con el mantenimiento, el aspecto estético de la solución y, en obras de gran importancia, también diversos factores de tipo socioeconómico, como la disponibilidad de recursos nacionales y la contribución a la generación de empleos.
- 3) Diseño detallado.** Una vez seleccionado la opción más conveniente, se procede a definirla hasta su detalle, realizando de manera refinada todas la etapas del proceso; aún aquí es necesario con frecuencia recorrer más de una vez las diversas etapas, ya que alguna de las características que se habían supuesto inicialmente pueden tener que modificarse por los resultados del dimensionamiento y hacer que se repita total o parcialmente en análisis.
- 4) Transferencia de los resultados de diseño.** No basta haber realizado un diseño satisfactorio; es necesario que sus resultados sean transmitidos a sus usuarios, los constructores, en forma clara y completa. La elaboración de planos que incluyan no sólo las características fundamentales de la estructura, sino la solución de los menores detalles, la especificación de los materiales y procedimientos y la elaboración de una memoria de cálculos que facilite la implantación de cualquier cambio que resulte necesario por la ocurrencia de condiciones no previstas en el diseño, son partes esenciales del proyecto.
- 5) Supervisión.** Puede parecer injustificado considerar la supervisión de la obra como una fase del proceso del diseño. Su inclusión aquí tiene como objetivo destacar la importancia de que las personas responsables del proyecto estructural comprueben que se esté interpretando correctamente su diseño y, sobre todo, que puedan resolver los cambios y adaptaciones que se presentan en mayor o menor grado en todas las obras, de manera que éstos no alteren la seguridad de la estructura y sean congruentes con los criterios de cálculos adoptados. La importancia que tenga cada una de las fases identificadas depende de las características particulares de cada obra. Cuando se trata de una estructura ya familiar, es posible identificar por experiencia la solución más conveniente y proceder a su diseño con un mínimo de interacciones. En obras novedosas y grandes, es fundamental dedicar gran atención a las dos primeras fases. **(3)**

## 2.3 TIPOS DE ESTRUCTURAS:

Para comenzar podemos definir lo que es una estructura, y es llamada de esta forma a un sistema de miembros y conexiones individuales dispuestos para que todo el conjunto permanezca estable y sin cambios apreciables en forma.

Las estructuras en general y las de acero en particular tienen una función importante en nuestra vida diaria. Vivimos en edificios trabajamos en torres de oficinas, asistimos a estadios museos centros comerciales etc. De los cuales ya la gran mayoría son de acero.

Dentro de las primeras dificultades que enfrenta un estudiante durante un curso de diseño de estructuras de acero consiste en tener una imagen clara de la estructura que se le confiará; esto debido a una falta de familiaridad con los miembros estructurales básicos, las formas en las que se pueden ordenar para formar un esqueleto y sus funciones en la estructura completa.(4) Para ello veremos cómo se clasifican las estructuras y sus elementos estructurales.

### 2.3.1 Elementos Estructurales

Algunos de los elementos más comunes de que constan las estructuras son los siguientes:

**Tirantes.** Los miembros estructurales sometidos a una fuerza de tensión se denominan tirantes o puntales de arriostramiento. Debido a la naturaleza de esta carga, estos miembros son esbeltos y para formarlos se escogen perfiles redondos, rectangulares (varillas y barras), ángulos, canales, etc., mostrados en la figura 2.3-1

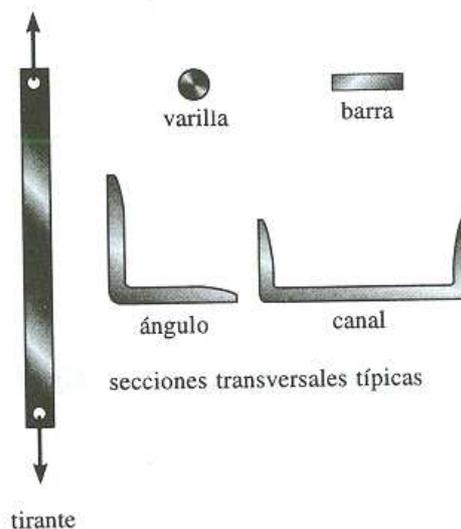


Figura 2.3-1 (tomada de "Análisis Estructural, R.C. Hibbeler)

**Vigas.** Las vigas son usualmente miembros horizontales rectos usados principalmente para soportar cargas verticales figura 2.3-2. Y suelen clasificarse según la manera en que están apoyadas (simple apoyo, voladizo, doble empotre) como se indica en la misma figura. La mayoría de las veces, las vigas se diseñan principalmente para resistir el momento flexionante; sin embargo si son cortas y soportan grandes cargas la fuerza cortante interna puede resultar muy grande y ser la que determine el diseño.

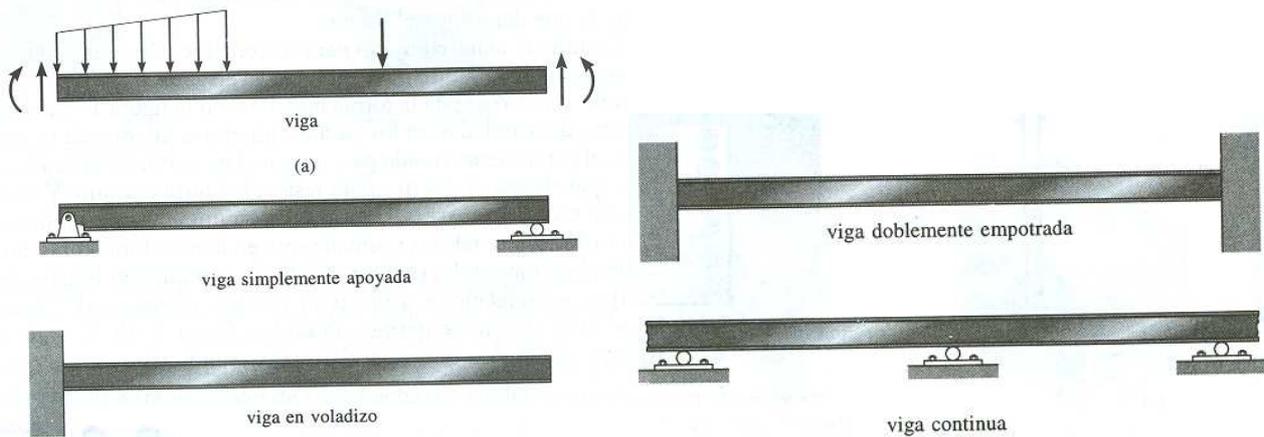


Figura 2.3-2 (tomada de "Análisis Estructural, R.C. Hibbeler)

Cuando el material usado para su construcción es un metal como el acero o el aluminio, la sección transversal de una viga es más eficiente cuando se le da la forma mostrada en la figura 2.3-3. Aquí las fuerzas desarrolladas en los patines superior e inferior de la viga forman el par necesario para resistir el momento  $M$  aplicado, mientras que el alma es efectiva para resistir la fuerza cortante  $V$  aplicada.

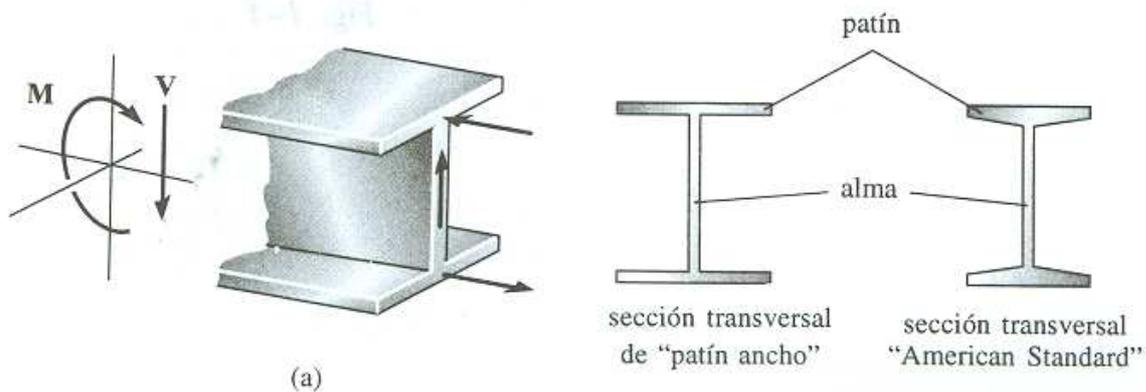


Figura 2.3-3 (tomada de "Análisis Estructural, R.C. Hibbeler)

**Columnas.** Los miembros que generalmente son verticales y resisten cargas axiales de compresión se conocen como columnas, figura 2.3-4 para columnas metálicas se suelen usar secciones tubulares y secciones de patín ancho en ocasiones las columnas están sometidas a carga axial y a momento de flexión como se muestra en la misma figura, a esos miembros se les llama entonces columnas flexocomprimidas.

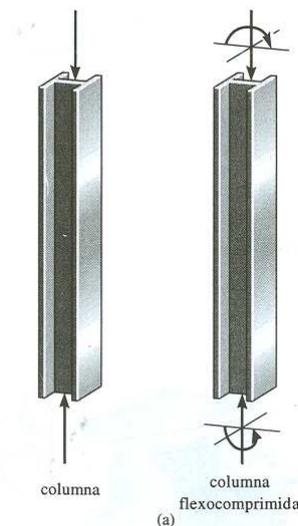


Figura 2.3-4 (tomada de "Análisis Estructural, R.C. Hibbeler)

### 2.3.2 Sistemas estructurales

A la combinación de los elementos estructurales y los materiales de que están hechos se llama sistema estructural. Cada sistema está construido de uno o más de cuatro tipos básicos de estructuras. Clasificados por el grado de complejidad de su análisis tales tipos son los siguientes:

**Armaduras.** Cuando se requiere que el claro de una estructura sea grande y su altura no es un criterio importante de diseño puede seleccionarse una armadura. Las armaduras consisten en barras en tensión y elementos esbeltos tipos columna, usualmente dispuestos en forma triangular. Las armaduras planas se componen de miembros situados en el mismo plano y se usan a menudo para puentes y techos, mientras que las armaduras espaciales tienen miembros en tres dimensiones y son apropiados para grúas y torres.

Debido al arreglo geométrico de sus miembros, las cargas que causan flexión en la armadura figura 2.3-5 se convierten en fuerzas de tensión o compresión en los miembros y por esto una de las principales ventajas de una armadura, respecto a una viga es que usa menos material para soportar una carga dada. Además, una armadura se construye con elementos de relativamente poco peso que pueden arreglarse de varias maneras para soportar una carga impuesta.

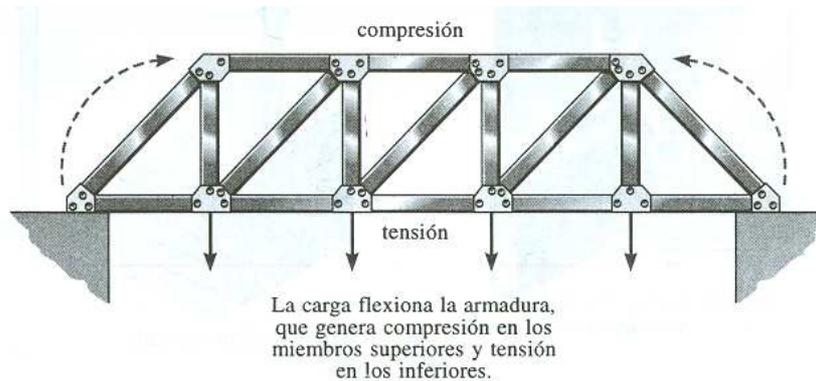


Figura 2.3-5 (tomada de "Análisis Estructural, R.C. Hibbeler)

**Cables y arcos.** Otras dos formas de estructuras que se usan para salvar grandes distancias son el cable y el arco. Los cables suelen ser flexibles y soportan sus cargas en tensión. Sin embargo a diferencia de los tirantes la carga externa no se aplica a lo largo del eje del cable y, en consecuencia, el cable adopta una forma acorde con la carga aplicada figura 2.3-6. Los cables se usan generalmente para soportar puentes y techos de edificios.

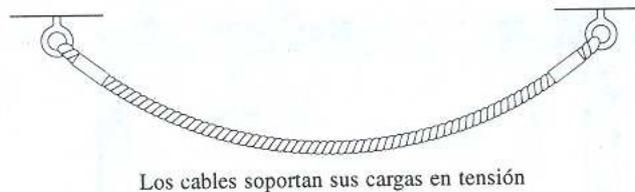


Figura 2.3-6 (tomada de "Análisis Estructural, R.C. Hibbeler)

El arco logra su resistencia en compresión ya que tiene una curvatura inversa a la del cable figura 2.3-7 sin embargo el arco debe ser rígido para mantener su forma y esto genera cargas secundarias en que interviene la fuerza cortante y el momento flexionante, que deben considerarse en su diseño. Los arcos son frecuentemente usados en estructuras de puentes, domos para techos y en aberturas para muros de mampostería.

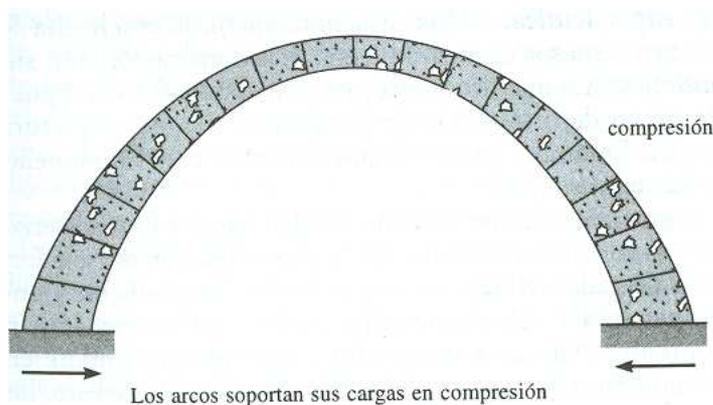


Figura 2.3-7 (tomada de "Análisis Estructural, R.C. Hibbeler)

**Marcos** Los marcos se usan a menudo en edificios y se componen de vigas y columnas que están articuladas o bien son rígidas en sus conexiones, figura 1-12. Igual que las armaduras, los marcos pueden ser bidimensionales o tridimensionales. La carga en un marco ocasiona flexión en sus miembros. La resistencia de un marco se deriva de las interacciones de momento entre las vigas y las columnas en los nudos rígidos y, en consecuencia, los beneficios económicos de usar un marco dependen de la eficiencia que se obtiene al usar tamaños menores de vigas respecto a tamaños mayores en las columnas.

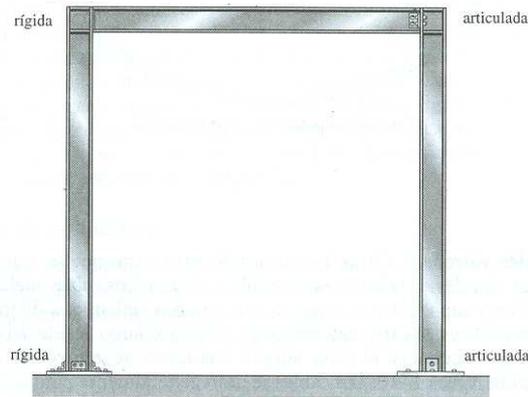


Figura 2.3-7 (tomada de "Análisis Estructural, R.C. Hibbeler)

**Estructuras Superficiales** Una estructura superficial está hecha de un material cuyo espesor es muy pequeño en comparación con sus otras dimensiones. Algunas veces este material es muy flexible y puede tomar la forma de una tienda de campaña o de una estructura inflada con aire. En ambos casos el material actúa como una membrana sometida a tensión pura. Estas estructuras actúan como cables o arcos ya que soportan sus cargas principalmente en tensión o en compresión, con muy poca flexión. (5)

## 2.4 ESPECIFICACIONES CARGAS Y MÉTODOS DE DISEÑO

**2.4.1 Especificaciones y códigos de construcción.** Estas se refieren a las reglas y lineamientos escritos por un ingeniero o arquitecto, relacionadas con un edificio en particular para su construcción. Éstos son documentos legales. Con más frecuencia, las especificaciones se refieren a los documentos desarrollados por varias organizaciones de ingenieros. Representan la mejor opinión de un grupo de expertos en un campo específico de estudio (como acero, concreto, madera, sistemas de piso de acero, viguetas de acero). (4)

El diseño de la mayoría de las estructuras está regido por especificaciones o normas. Aun si éstas no rigen al diseño, el proyectista quizá las tomará como una guía. No importa cuántas estructuras haya diseñado, es posible que el proyectista haya encontrado toda situación posible, por lo mismo a recurrir a las especificaciones, él recomendará el mejor material con el que se dispone.

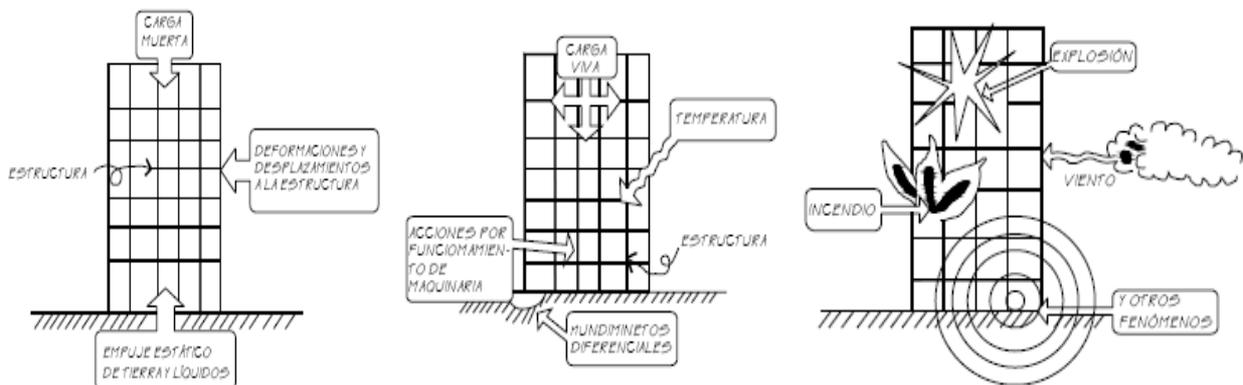
Las autoridades municipales y estatales, preocupadas por la seguridad pública, han establecido códigos de control de la construcción de las estructuras bajo su jurisdicción. Estos códigos, que en realidad son reglamentos, especifican las cargas de diseño, esfuerzos de diseño, tipos de construcción, calidad de los materiales y otros factores; varían considerablemente de ciudad en ciudad, hecho que origina cierta confusión entre arquitectos e ingenieros.(2)

Un código de construcción es un documento legal que, cuando es adoptado por el gobierno de una ciudad, municipio, estado o país toman la fuerza de Ley. Son documentos bien fundamentados que proveen reglas relacionadas con la seguridad que se debe tener sobre aspectos como diseño estructural, protección contra incendios, aire acondicionado, plomería, alumbrado, así como otras consideraciones específicas de diseño. Más importante aún los códigos de construcción estipulan las cargas mínimas con que deben diseñarse las estructuras.(4)

No importa cuántas especificaciones se escriban, resulta imposible que cubran toda situación posible. En consecuencia, no importa que código o especificación se use o no, la responsabilidad última del diseño de una construcción segura es del ingeniero estructurista.

#### 2.4.2 ACCIONES Y CARGAS DE DISEÑO.

Las cargas y las fuerzas para las que se ha diseñado la estructura de un edificio se pueden dividir ampliamente en tres clases: acciones permanentes (carga muerta), acciones variables (cargas relacionadas con el uso o la ocupación) y acciones accidentales (relacionadas con el medio ambiente).



Acciones Permanentes

Acciones Variables

Acciones Accidentales

#### CLASIFICACIÓN DE LAS ACCIONES *(Figuras tomadas de RCDF)*

**Permanentes (Carga Muerta)** figura 2.4-1. Se considerarán como las cargas muertas los pesos de todos los elementos constructivos, de los acabados y de todos los elementos que ocupan una posición permanente y tienen un peso que no cambia sustancialmente con el tiempo. Para la evaluación de las cargas muertas se emplearán las dimensiones especificadas de los elementos constructivos y los pesos unitarios de los materiales. (6)

**Variables(Carga Viva)** figura 2.4-2

Se considerarán cargas vivas a las fuerzas que se producen por el uso y ocupación de las edificaciones y que no tienen carácter permanente y por lo regular son resultado de la actividad humana. A menos que se justifiquen racionalmente otros valores.

Las cargas especificadas no incluyen el peso de muros divisorios de mampostería o de otros materiales, ni el de muebles, equipos u objetos fuera de lo común, como cajas fuertes de gran tamaño, archiveros importantes, libreros pesados o cortinajes en salas de espectáculos.

Cuando se prevean tales cargas deberán cuantificarse y tomarse en cuenta en el diseño en forma independiente de la carga viva especificada. Los valores adoptados deberán justificarse en la memoria de cálculo e indicarse en los planos estructurales.

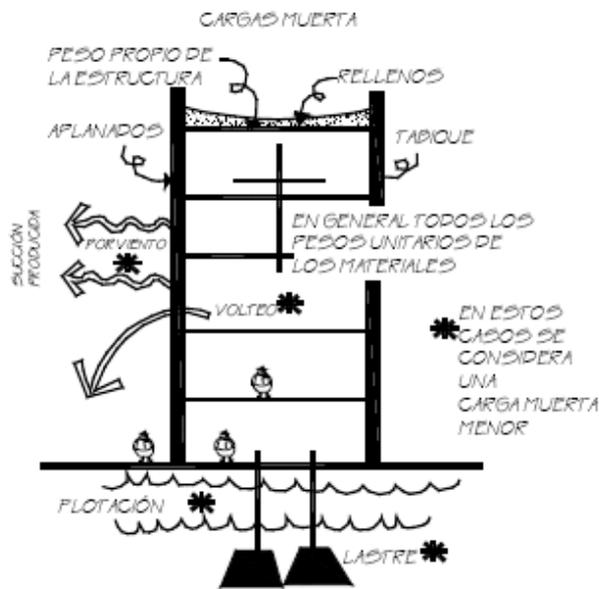


Figura 2.4-1(Figura tomadas de RCDF)

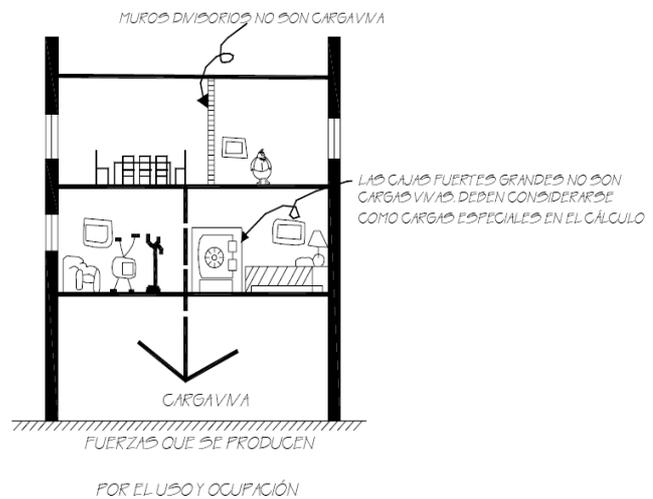


Figura 2.4-2(Figura tomadas de RCDF)

Para la aplicación de las cargas vivas unitarias se deberán tomar en consideración las siguientes disposiciones.

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

- b) La carga instantánea  $W_a$  se deberá usar para el diseño sísmico y por viento y cuando se revisen distribuciones de carga más desfavorables que la uniformemente repartida sobre toda el área.
- c) La carga media  $W$  se deberá emplear en el cálculo de los asentamientos diferidos y para el cálculo de la flechas diferidas; y
- d) Cuando el efecto de la carga viva sea favorable para la estabilidad de la estructura, como en el caso de los problemas de flotación, volteo y de succión por viento, su intensidad se considerará nula sobre toda el área, a menos que pueda justificarse otro valor. (6)

### Accidentales (Sismo) figura 2.4-3

Los sismos producen cargas sobre una estructura por medio de la interacción del movimiento del suelo y las características de respuesta de la estructura. Esas cargas resultan de la distorsión en la estructura causada por el movimiento del suelo y la resistencia lateral de ésta. Sus magnitudes dependen de la cantidad y tipo de aceleraciones del suelo, así como de la masa y rigidez de la estructura.

Durante un sismo el suelo vibra tanto horizontal como verticalmente. El movimiento vertical es ligero y usualmente se desprecia en el diseño.

En la práctica los efectos de la aceleración, velocidad y desplazamiento de una estructura pueden determinarse y representarse como un espectro de respuesta sísmica. Una vez establecida esta gráfica, las cargas sísmicas pueden calcularse usando un análisis dinámico. Este análisis es muy elaborado y requiere del uso de una computadora. Tal análisis llega a ser obligatorio cuando la estructura es muy grande o no cumple con algunos requisitos de regularidad. (6)

Las estructuras se analizarán bajo la acción de dos componentes horizontales ortogonales no simultáneos del movimiento del terreno. En el caso de estructuras que no cumplan con las condiciones de regularidad deben analizarse mediante modelos tridimensionales, como lo especifican las normas.



Figura 2.4-3(Figura tomadas de RCDF)

## Accidentales (Viento) figura 2.4-4

Cuando las estructuras impiden el flujo del viento, la energía cinética de éste se convierte en energía potencial de presión, lo que causa la carga de viento. El efecto del viento sobre una estructura depende de la densidad y velocidad del aire, del ángulo de incidencia del viento, de la forma y la rigidez de la estructura y de la rugosidad de su superficie. Para propósitos de diseño, las cargas de viento pueden tratarse usando un procedimiento estático o uno dinámico.(5)

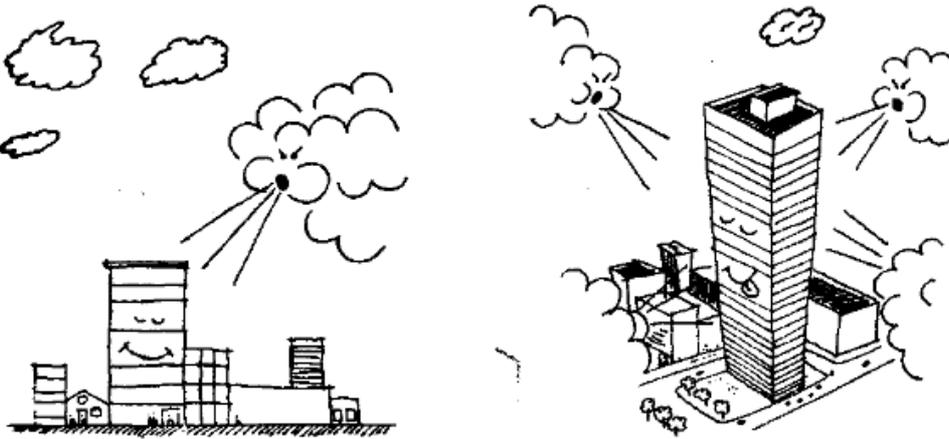


Figura 2.4-4(Figura tomadas de RCDF)

## 2.5. ESTADOS LÍMITE.

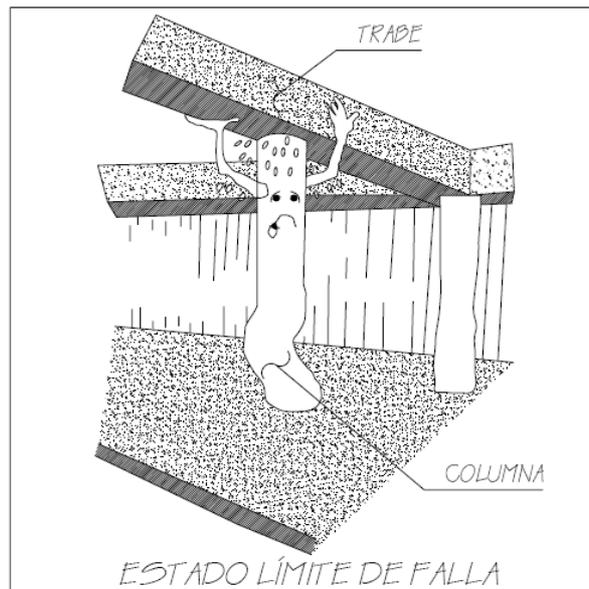
Toda edificación debe contar con un sistema estructural que permita el flujo adecuado de las fuerzas que generan las distintas cargas, para que dichas fuerzas puedan ser transmitidas de manera continua y eficiente hasta la cimentación. Debe contar además con una cimentación que garantice la correcta transmisión de dichas fuerzas al subsuelo. Toda estructura y cada una de sus partes deben diseñarse para cumplir con los requisitos básicos siguientes:

- I.- Tener seguridad adecuada contra la aparición de estados límite de falla posible ante la combinación de cargas más desfavorables que puedan presentarse durante su vida esperada.
- II. – No rebasar ningún estado límite de servicio ante combinaciones de cargas que no corresponden a condiciones normales de operación.

Un estado límite es una condición que representa un límite de utilidad estructural más allá de la cual la estructura deja de cumplir con una función proyectada. Los estados límite pueden representar el colapso real de una estructura o de partes de ellas debido a fractura o inestabilidad.

Los estados límite pueden dividirse en 2 dos tipos: Estados límites de resistencia o de falla y estados límite de servicio. (4)

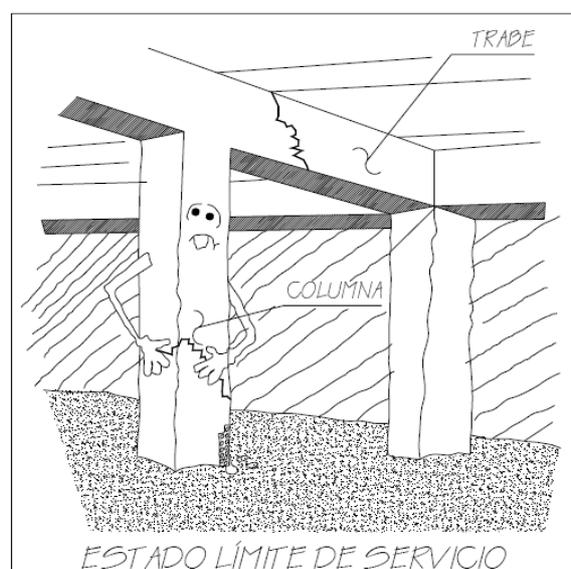
**Estado límite de falla.** Se considera estado límite de falla cualquier situación que corresponda al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura o de cualquiera de sus componentes, incluyendo la cimentación, o al hecho de que ocurran daños irreversibles que afecten significativamente su resistencia ante nuevas aplicaciones de carga. Es importante tener conciencia que las estructuras se van agotando, por ejemplo cada sismo que resiste una estructura le resta 10% de su capacidad de carga, por otro lado el concreto tiene una duración de entre 50 y 80 años, a partir de entonces su capacidad de resistencia se reduce. (6)



(Figura tomadas de RCDF)

**Estado límite de servicio.**

Se considerara como estado límite de servicio la ocurrencia de desplazamientos, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento de la edificación, pero que no perjudiquen su capacidad para soportar cargas.



(Figura tomadas de RCDF)

## **3.- METODOS DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL.**

### **3.1. MÉTODOS DE ANÁLISIS.**

El diseño sísmico de edificios debe seguir las prescripciones del reglamento o código de construcciones de la localidad que los alberga. El primer paso del diseño es el análisis sísmico que permite determinar qué fuerzas representan la acción sísmica sobre el edificio y qué elementos mecánicos (fuerzas normales y cortantes y momentos flexionantes) producen dichas fuerzas en cada miembro estructural del edificio. Para este fin, los reglamentos aceptan que las estructuras tienen comportamiento elástico lineal y que podrá emplearse el método dinámico modal de análisis sísmico, que requiere el cálculo de periodos y modos de vibrar. Con ciertas limitaciones, se puede emplear el método estático de análisis sísmico que obvia la necesidad de calcular modos de vibración. Cualquiera que sea el método de análisis, los reglamentos especifican espectros o coeficiente para diseño sísmico que constituyen la base del cálculo de fuerzas sísmicas.

Se presenta los métodos simplificado de análisis, estático y dinámico dentro el contexto del Reglamento vigente en el Distrito Federal (RCDF), aunque la mayoría de los conceptos son independientes de las disposiciones reglamentarias y pueden emplearse con otros reglamentos de construcción, con variantes menores que reflejan los requisitos correspondientes de tales documentos, principalmente los espectros o coeficientes sísmicos estipulados para cada lugar.

Como en sus versiones anteriores, el cuerpo principal del RCDF incluye solamente requisitos de carácter general. Métodos de análisis y prescripciones particulares para estructuras específicas están contenidos en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTDS). Además, requisitos específicos para el diseño sísmico de los principales materiales estructurales se encuentran en las Normas Técnicas para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, Metálicas, de Mampostería y de Madera, respectivamente.

El título sexto del RCDF se llama Seguridad Estructural de las Construcciones y consta de 13 capítulos, varios de los cuales contienen disposiciones referentes al diseño sísmico; en particular, el capítulo VI, se titula diseño por sismo y en sus cláusulas se establecen las bases y requisitos de diseño para que las estructuras tengan adecuada seguridad ante la acción sísmica. Este capítulo está formado por los artículos 164 a 167 y hace referencia a las NTDS. Este último documento contiene 11 secciones y un apéndice dividido a su vez en las secciones A1 a A6.

### A) Método simplificado de análisis.

Este método hará caso omiso de los desplazamientos horizontales, torsiones y momentos de volteo. Se verificará únicamente que en cada entrepiso la suma de las resistencias al corte de los muros de carga, proyectados en la dirección que se considera la aceleración, sea cuando menos igual a la fuerza cortante total que actúe en dicho entrepiso, calculada de la misma manera que el análisis estático.

$$F_i = \frac{c}{Q'} \frac{\sum W_i h_i}{\sum W_i h_i} ; \frac{c}{Q'} \geq a_0$$

El método simplificado al que se refiere en las de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por sismo (NTDS) será aplicable al análisis de edificios que cumplan simultáneamente los siguientes requisitos:

- a) En cada planta, al menos el 75% de las cargas verticales estarán soportadas por muros ligados entre sí mediante losas monolíticas u otros sistemas de piso suficientemente resistentes y rígidos al corte. Dichos muros tendrán distribución sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales y deberán satisfacer las condiciones que establecen las Normas Correspondientes. Para que la distribución de muros pueda considerarse sensiblemente simétrica, se deberá cumplir en dos direcciones ortogonales, que la excentricidad torsional calculada estáticamente, es no exceda del 10% de la dimensión en planta del edificio medida paralelamente a dicha excentricidad, b. La excentricidad torsional, es podrá estimarse como el cociente del valor absoluto de la suma algebraica del momento de las áreas efectivas de los muros, con respecto al centro de cortante del entrepiso, entre el área total de los muros orientados en la dirección de análisis. El área efectiva es el producto del área bruta de la sección transversal del muro y del factor, FAE que está dado por.

$$F_{AE} = 1 \quad \text{si } \frac{H}{L} \leq 1.33$$

$$F_{AE} = \left( 1.33 \frac{L}{H} \right)^2 ; \quad \text{si } \frac{H}{L} > 1.33$$

Donde H es la altura del entrepiso y L la longitud del muro. Los muros a que se refiere este párrafo podrán ser de mampostería, concreto reforzado, placa de acero,

compuestos de estos dos últimos materiales. o de madera; en este último caso estarán arriostrados con diagonales. Los muros deberán satisfacer las condiciones que establecen las Normas correspondientes.

- b) la relación entre longitud y ancho de la planta del edificio no excederá de 2.0, a menos que para fines de análisis sísmico se pueda suponer dividida dicha planta en tramos independientes cuya relación entre longitud y ancho satisfaga esta restricción y las que se fijan en el inciso anterior, y cada tramo resista según el criterio del capítulo 7 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTDS)
- c) La relación entre la altura y la dimensión mínima de la base del edificio no excederá de 1.5 y la altura del edificio no será mayor que 13m

### B) Análisis Estático y Dinámico

. Los métodos dinámicos (dinámico modal y dinámico paso a paso) pueden utilizarse para el análisis de toda estructura, cualesquiera que sean sus características. Puede utilizarse el método estático para analizar estructuras regulares, de altura no mayor de 30, y estructuras irregulares de no más de 20m. Para edificios ubicados en la zona I, los límites anteriores se amplían 40m y 30m, respectivamente. Con las mismas limitaciones relativas al uso del análisis estático, para estructura ubicadas en las zonas II o III también será admisible emplear los métodos de análisis que especifica el Apéndice A del Reglamento De Construcciones para el Distrito Federal (RCDF), en los cuales se tiene en cuenta los periodos dominantes del terreno en el sitio de interés y la interacción suelo-estructura.

## 3.2. COEFICIENTES Y ESPECTROS DE DISEÑO SÍSMICO.

La sección 3 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTDS) estipula la ordenada del espectro de aceleraciones,  $a$ , que se debe adoptarse cuando se aplique el análisis dinámico modal. Este espectro se usa también en la sección 8 de las NTDS para definir el coeficiente sísmico para calcular la fuerza cortante basal en el análisis estático. Expresada como fracción de la aceleración de la gravedad,  $a$  está dada por:

$$\begin{aligned}
 a &= a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_a} && \text{si } T < T_a \\
 a &= c && \text{si } T_a \leq T \leq T_b \\
 a &= q c && \text{si } T > T_b
 \end{aligned}$$

donde  $q = (T_b/T)^2$

Donde  $T$  es el periodo natural de interés;  $T$ ,  $T_a$  y  $T_b$  están expresados en segundos;  $c$  se denomina coeficiente sísmico, y constituye el índice más importante de la acción sísmica que emplea el RCDF tanto para análisis estático como dinámico. Este coeficiente es una cantidad adimensional que define la fuerza cortante horizontal que actúa en la base de un edificio como una fracción del peso total del mismo,  $W$

Los valores de  $c$ ,  $T_a$  y  $T_b$  y del exponente de  $r$  depende de en cuál de las zonas del Distrito Federal estipuladas en el artículo 219 del Reglamento de construcciones para el Distrito Federal (RCDF), se encuentra el edificio. En la siguiente tabla se describen dichas zonas, que se identifican como I a III, siendo la I la zona de terrenos más firmes o de lomas, II de la transición y III la de terrenos más blandos o de lago.

De acuerdo con el Reglamento de construcciones para el Distrito Federal (RCDF), la zona a que corresponde un predio se determina a partir de investigaciones que se realicen en el subsuelo del mismo, tal y como lo establecen las Normas Técnicas para Diseño de Cimentaciones. Cuando se trata de construcciones ligeras o medianas cuyas características se definen en dichas Normas, puede determinarse la zona mediante el mapa incluido en las mismas, que hemos reproducido en la figura con nombre de (Zonificación del D.F. para fines de diseño por sismo) mostrada posteriormente. Los predios que se encuentren a menos de 200m de las fronteras entre dos zonas se supondrán ubicados en la más desfavorable.

### Zonas en que se divide el Distrito Federal

<b>Zona</b>	<b>Descripción</b>
I Lomas.	Formados por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que pueden existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos. Es frecuente la presencia de oquedades en rocas y de cavernas y túneles excavados en suelos para explotar minas de arena.
II Transición.	Los depósitos profundos se encuentran a 20 m de profundidad o menos. Constituida predominantemente por estratos arenosos y limoarsillosos intercalados con capa de arcilla lacustre, el espesor de estas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros.
III Lacustre.	Integrada por potentes depósitos de arcilla altamente comprensible, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas arenosas son de consistencia firme a muy dura y de espesores variables de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales y rellenos artificiales, el espesor de este conjunto puede ser superior a 50 m.

TABLA 3.2-1 (según RCDF)

Para cada zona,  $T_a$  a  $T_b$  y  $r$ , se consignan en la siguiente tabla que se basa en la tabla 3.2-2 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTDS). El coeficiente sísmico  $c$  varía además en función de la importancia de la construcción específicamente del grupo en el que se clasifique al edificio según a la agrupación de las construcciones del Reglamento de construcciones para el Distrito Federal (RCDF), que refleja el artículo 139 (tabla 3.2-4). Para las construcciones clasificadas como del grupo B, “ $c$ ” se tomara igual a como se refleja en la siguiente tabla 3.2-2 y en las construcciones del grupo A que son las que requieren

mayor seguridad ante un evento sísmico fuerte, se incrementará dicho coeficiente un 50 por ciento.

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por sismo, muestra la siguiente tabla con los valores de los parámetros para calcular los espectros de aceleraciones

Zona	$c$	$a_0$	$T_s$	$T_b$	$r$
I	0.16	0.04	0.2	1.35	1.0
II*	0.32	0.08	0.2	1.35	1.33
III <sub>a</sub> +	0.40	0.10	0.53	1.80	2.0
III <sub>b</sub> +	0.45	0.11	0.85	3.0	2.0
III <sub>c</sub> +	0.40	0.10	1.25	4.20	2.0
III <sub>d</sub> +	0.30	0.10	0.85	4.20	2.0

TABLA 3.2-2 (basada en RCDF)

En el manual de diseño de obras civiles diseño por sismo nos muestra la siguiente tabla 3.2-3 con el espectro de diseño sísmico para la República Mexicana.

ZONA SÍSMICA DE LA REPÚBLICA MEXICANA	TIPO DE SUELO	$a_0$	$C$	$T_a$ (s)	$T_b$ (s)	$r$
ZONA A	I (TERRENO FIRME)	0.02	0.08	0.2	0.6	1/2
	II (TERRENO DE TRANSICIÓN)	0.04	0.16	0.3	1.5	2/3
	III (TERRENO COMPRESIBLE)	0.05	0.2	0.6	2.5	1
ZONA B	I (TERRENO FIRME)	0.04	0.14	0.2	0.6	1/2
	II (TERRENO DE TRANSICIÓN)	0.08	0.3	0.3	1.5	2/3
	III (TERRENO COMPRESIBLE)	0.1	0.36	0.6	2.9	1
ZONA C	I (TERRENO FIRME)	0.36	0.36	0	0.6	1/2
	II (TERRENO DE TRANSICIÓN)	0.64	0.64	0	1.4	2/3
	III (TERRENO COMPRESIBLE)	0.64	0.64	0	1.9	1
ZONA D	I (TERRENO FIRME)	0.50	0.50	0	0.6	1/2
	II (TERRENO DE TRANSICIÓN)	0.86	0.86	0	1.2	2/3
	III (TERRENO COMPRESIBLE)	0.86	0.86	0	1.7	1

TABLA 3.2-3 (basada en RCDF)

### Agrupación de construcciones según el RCDF.

<i>Grupo</i>	<i>Descripción</i>
<i>Grupo A</i>	Construcciones cuya falla estructural podría causar un número elevado de muertes, pérdidas económicas o culturales excepcionalmente altas, o que constituyan un peligro significativo por contener sustancias tóxicas o explosivas, así como construcciones cuyo funcionamiento es esencial a raíz de una emergencia urbana, como hospitales y escuelas, estadios, templos, salas de espectáculos y hoteles que tengan salas de reunión que pueden alojar más de 200 personas; gasolineras, depósito de sustancias inflamables o tóxicas, terminales de transporte, estaciones de bomberos, subestaciones eléctricas, centrales telefónicas, y de telecomunicaciones, archivos y registros públicos de particular importancia a juicio del departamento, museos, monumentos y locales que alojen equipo especialmente costoso, y
<i>Grupo B</i>	Construcciones comunes destinadas a vivienda, oficinas y locales comerciales, hoteles y construcciones comerciales e industriales no incluidas en el grupo A, las que se subdividen en:
<i>Subgrupo B1</i>	Construcciones de más de 30m de altura o con más de 6,000 m <sup>2</sup> de área total construida, ubicadas en la zona I y II según se definen en el artículo 175, y construcciones de más de 15m de altura o 3,000 m <sup>2</sup> de área total construida en zona III, y
<i>Subgrupo B2</i>	Las de más de este grupo.

TABLA 3.2-4 (basada en RCDF)

Sería impráctico diseñar edificios para que resistan sismos severos manteniendo comportamiento elástico; por tanto, los reglamentos de construcción prescriben materiales y detalles constructivos tales que las estructuras pueden incursionar en comportamiento inelástico y disipar la energía impartida por un temblor fuerte mediante histéresis. Esto permite reducir las fuerzas elásticas de diseño sísmico mediante factores que reflejan la capacidad del sistema estructural para deformarse inelásticamente ante fuerzas laterales alternantes sin perder su resistencia (ductilidad). En el caso del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF), las fuerzas para análisis estático y las obtenidas del análisis dinámico modal se pueden reducir dividiéndolas entre el factor  $Q'$  que depende del factor de comportamiento sísmico  $Q$  para estructuras que satisfacen las condiciones de regularidad que fija la sección 6 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTDS),  $Q'$  se calcula como:

$$Q' = Q \text{ si se desconoce } T \text{ o si éste es mayor o igual que } T_a$$

$$Q' = 1 + (T / T_a)(Q - 1) \text{ si } T \text{ es menor que } T_a$$

Donde  $T$  es el periodo fundamental de vibración si se emplea el método estático o el periodo del modo que se considere cuando se use análisis modal. Para estructuras que no satisfagan las condiciones de regularidad que fija la sección 6 de las NTDS el  $Q'$  se multiplicará por un coeficiente de regularidad el cual podrá ir desde 0.8 a 0.95 según la cantidad de condiciones de regularidad que no se satisfagan.

Los valores de  $Q$  dependen del tipo de sistema estructural que suministra la resistencia a fuerzas laterales y de los detalles de dimensionamiento que se adopten, como se muestra a continuación en la siguiente tabla que refleja la sección 5 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTDS). Esta sección también estipula que en todos los casos se usará para toda la estructura en la dirección de análisis el valor mínimo de  $Q$  que corresponde a los diversos entrepisos de la estructura en dicha dirección. Además se nota que  $Q$  puede diferir en las dos direcciones ortogonales en que se analiza la estructura, según sean las propiedades de ésta en dichas direcciones

#### Factores de comportamiento sísmico $Q$

Factor $Q$	Requisitos
4	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. La resistencia en todos los entrepisos es suministrada exclusivamente por marcos no contraventeados de acero o concreto reforzado; por marcos contraventeados o con muros de concreto reforzado en los que en cada entrepiso los marcos son capaces de resistir, sin contar muros ni contravientos, cuando menos 50% de la fuerza sísmica actuante.</li> <li>2. si hay muros ligados a la estructura en la forma especificada en el caso I y del artículo 204 del reglamento, éstos se deben tener en cuenta en el análisis, pero su contribución a la capacidad ante fuerzas laterales solo se tomará en cuenta si estos muros es de piezas macizas, y los marcos sean o no contraventeados, y los muros de concreto reforzado son capaces de resistir al menos 80 por ciento de las fuerzas laterales totales sin la contribución de los muros de mampostería.</li> <li>3. el mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso entre la acción de diseño no difiere en más de 35 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. Para verificar el cumplimiento de este requisito, se calculará la capacidad resistente de cada entrepiso teniendo en cuenta todos los elementos que puedan contribuir a la resistencia, en particular los muros que se hallen en el caso I a que se refiere el artículo 204 del RCDF.</li> </ol>
	<ol style="list-style-type: none"> <li>4. Los marcos y muros de concreto reforzado cumplen con los requisitos que fijan las normas técnicas correspondientes para marcos y muros dúctiles.</li> <li>5. Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para marcos dúctiles que fijan las normas técnicas correspondientes.</li> </ol>

- 3 Se satisfacen las condiciones 2,4 y 5 para  $Q = 4$ , y en cualquier entre piso dejan de satisfacerse las condiciones 1 ó 3, pero la resistencia es suministrada por columnas de acero o de concreto reforzado con losas planas, por marcos rígidos de acero, por marcos de concreto reforzado, por muros de este material, por combinaciones de estos y marcos o por diafragmas de madera contra chapada. Las estructuras con losas planas deberán además satisfacer los requisitos de las normas técnicas para estructuras de concreto.

Factor $Q$	Requisitos
2	La resistencia a fuerzas laterales es suministrada por losas planas con columnas de acero o de concreto reforzado, por marcos de acero o de concreto reforzado contraventados o no, o muros o columnas de concreto reforzado que no cumplen en algún entrepiso lo especificado por $Q = 4$ ó 3, o por muros de mampostería de piezas macizas confinados por castillos; dalas, columnas o trabes de concreto reforzado o de acero que satisfacen los requisitos de las normas complementarias respectivas, o diafragmas construidos con duelas inclinadas o por sistemas de muros formados por duelas de madera horizontales o verticales combinados con elementos diagonales de madera maciza también se usara $Q = 2$ cuando la resistencia es suministrada por elementos de concreto prefabricado o presforzado con las excepciones que marcan las normas técnicas para estructuras de concreto.
1.5	La resistencia a fuerzas laterales es suministrada en todos los entrepisos por muros de mampostería de piezas huecas confinados o con refuerzo interior, que satisfacen los requisitos de las normas técnicas respectivas, o por combinaciones de dichos muros con elementos como los descritos para $Q = 4$ ó 3, o por marcos y armaduras de madera.
1.0	La resistencia a fuerzas laterales es suministra al menos parcialmente por elementos o materiales diferentes de los ante especificados, a menos que se haga un estudio que demuestre a satisfacción del Departamento, que se puede emplear un valor mas alto.

## **4. MÉTODOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL EN ACERO.**

### **4.1 FILOSOFÍAS DEL DISEÑO y CONFIABILIDAD DE LAS ESPECIFICACIONES LRFD**

Dos filosofías del diseño están en actual uso. El diseño por esfuerzos de trabajo (referido por AISC como Diseño por esfuerzos permisibles) y el diseño por estados límite (referido por AISC como el Diseño por Factor de Carga y Resistencia). El diseño por esfuerzos de trabajo ha sido la principal filosofía usada durante los pasados 100 años. Durante los pasados 20 años aproximadamente, el diseño estructural se ha estado moviendo hacia un más racional diseño basado en probabilidad, referido el procedimiento como el diseño de “estados límite” Haaijer y Kennedy presentaron el actual concepto de estados límite y su uso en diseño. El diseño por estados límite incluye los métodos normalmente referidos como “diseño de resistencia última,” “diseño de resistencia,” “diseño plástico,” “diseño por factor de carga,” “diseño límite,” y el reciente “Diseño por Factor de Carga y Resistencia (LRFD).”

Las estructuras y los miembros estructurales deben de tener una adecuada fuerza, como una adecuada rigidez y resistencia que permita un correcto funcionamiento durante la vida de servicio de la estructura. El diseño debe proveer alguna fuerza de reserva superior que las cargas de servicio que necesita sostener; es decir, la estructura debe proveer la posibilidad de sobrecarga. La sobrecarga puede surgir a partir de los cambios de uso por una estructura en particular a la que fue diseñada, de menospreciar los efectos de las cargas por simplificar demasiado el análisis estructural, y de las variaciones en los procedimientos de construcción. En conclusión se prohíbe la posibilidad de tener una resistencia baja. Desviación en las dimensiones de los miembros, aunque dentro de tolerancias aceptables, puede resultar en miembros que tengan menor su fuerza calculada. Los materiales (miembros de acero, pernos, y soldaduras) pueden tener una menor fuerza que la usada en el diseño calculado. Una sección de acero puede ocasionalmente tener una producción de esfuerzo menor al valor mínimo especificado, pero sin embargo dentro de los límites aceptados estadísticamente.

El diseño estructural tiene que proveer una adecuada seguridad no importa que filosofía de diseño se use. La provisión debe hacerse por sobrecarga y por una fuerza menor. El estudio del que está constituido la correcta formulación de la seguridad estructural ha estado continuando durante los pasados treinta años. El empuje principal ha estado examinado por varios métodos probabilísticos de posibilidad de “falla” que ocurre en los miembros, conexiones o sistemas. (7)

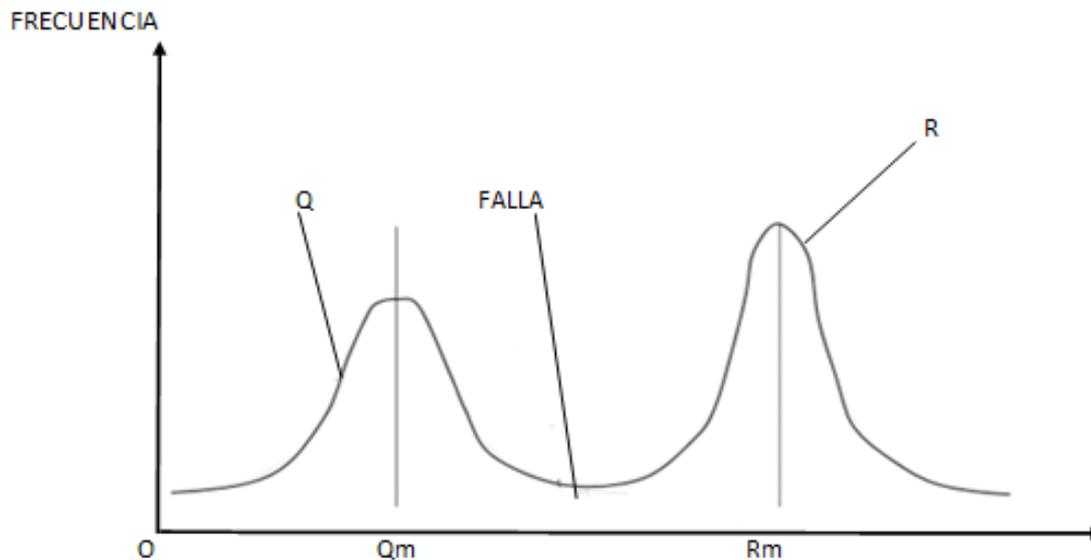
La palabra confiabilidad, se refiere al porcentaje estimado de veces que la resistencia de una estructura será igual o excederá a la carga máxima aplicada a ella durante su vida estimada (digamos 50 años)

El término falla, como se usa en esta exposición, sobre la confiabilidad. Supongamos que un proyectista afirma que sus diseños son 99.7% confiables (y este es el valor aproximado que se obtiene con la mayoría de los diseños hechos con el LRFD). Esto significa que si diseñase 1000 estructuras diferentes, 3 de ellas estarían probablemente sobrecargadas en algún momento durante sus vidas estimadas de 50 años y entonces fallarían. Se podrá pensar que es un porcentaje inaceptablemente alto de fallas.

Para el autor, 99.7% de confiabilidad no significa que 3 de las 1000 estructuras van a desplomarse; significa más bien que esas estructuras en algún momento estarán cargadas en el intervalo plástico y tal vez en el intervalo de endurecimiento por deformación. En consecuencia, las deformaciones podrán ser muy grandes durante la sobrecarga y podrá ocurrir algún daño ligero. No se espera que alguna de esas estructuras se desplome.

El lector que desconozca la estadística podría desear una confiabilidad de 100% en sus diseños, pero esta es una imposibilidad estadística, como se muestra a continuación

El enfoque correcto a un método simplificado para obtener una probabilidad basada en la evaluación de la seguridad estructural usa los métodos de confiabilidad segundo-momento y de primer-orden. Tal método asume la carga (o el efecto de la carga)  $Q$  y la resistencia  $R$  en sondeos variables. La típica distribución de frecuencia de estos sondeos variables es mostrada en la siguiente figura. Cuando la resistencia  $R$  excede la carga (o el efecto de la carga)  $Q$  ahí hay un margen de seguridad. A menos que  $R$  exceda a  $Q$  por una cantidad grande, hay alguna posibilidad de que  $R$  pueda ser menor que  $Q$ .

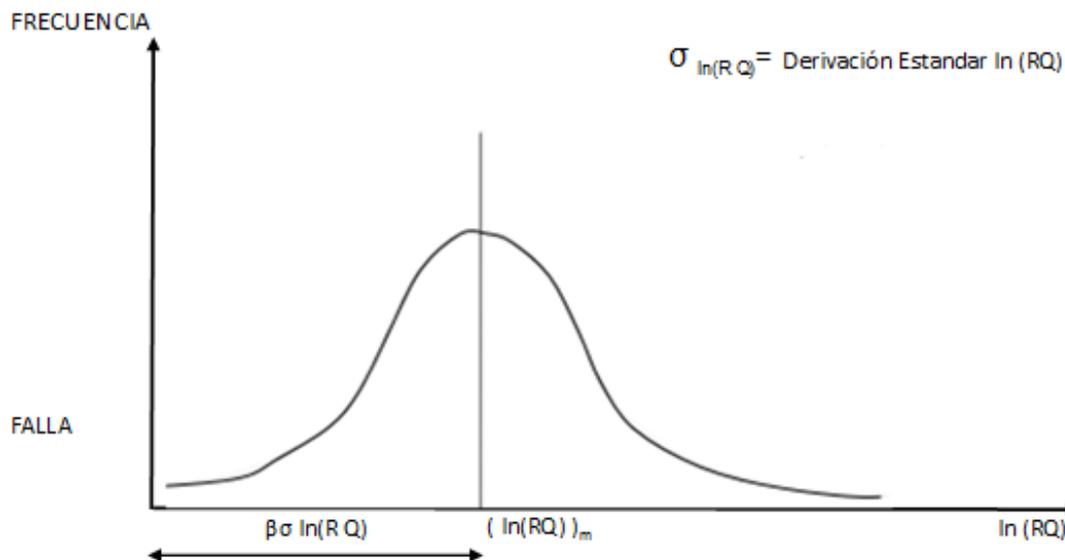


Resistencia  $R$  carga  $Q$

La “falla estructural” (logrando un estado límite) puede entonces ser examinada por comparación de  $R$  con  $Q$ , o dentro del logaritmo observado  $\ln(QR)$ , como se muestra en la siguiente figura. La “falla” es representada por el cruce de la región sombreada. La distancia entre la línea de falla y el valor promedio de la función  $[\ln(QR)]$  es definido como múltiple  $\beta$  de la desviación estándar  $\sigma$  de la función. El múltiple  $\beta$  es llamado el índice de confiabilidad, como el índice  $\beta$  sea más grande, más grande será el margen de seguridad.

Como resumen de la gráfica, del índice de confiabilidad  $\beta$  es usado en varios casos.

- 1.- Puede dar una indicación de la consistencia de seguridad por varios componentes y sistemas usando el método de diseño tradicional.
2. – Puede ser usada para establecer un nuevo método, el cual tendrá márgenes de seguridad.
- 3.- Puede ser usada para variar de manera razonable los márgenes de seguridad por estos componentes y sistemas teniendo un mayor o menor necesidad de seguridad que la requerida en situaciones ordinarias (7)



### Índice de confiabilidad $\beta$

Basado en los cálculos de confiabilidad descritos aquí, los investigadores decidieron usar valores  $\beta$  consistentes en estas nuevas especificaciones. Estos son los valores que ellos seleccionaron:

- 1.-  $\beta = 3.00$  para miembros sujetos a cargas de gravedad.
- 2.-  $\beta = 4.50$  para conexiones. (Este valor refleja la práctica común de diseñar las conexiones con mayor resistencia que la asociada a los miembros conectados)
- 3.-  $\beta = 2.5$  para miembros sujetos a cargas de gravedad y viento. (Este valor refleja la antigua idea de que los factores de seguridad no tienen que ser tan grandes en los casos en que se presentan cargas laterales, ya que éstas son de corta duración)

4.–  $\beta = 1.75$  para miembros sujetos a cargas de gravedad y sismo.

Luego los valores de los factores de resistencia  $\phi$  para las partes de las especificaciones se ajustaron de modo que los valores  $\beta$  mostrados antes, se obtuvieron en el diseño. Esto ocasiona que la mayoría de los diseños hechos con el método LRFD resulten casi idénticos a los obtenidos con el método de esfuerzos permisibles cuando la relación de la carga viva con la muerta es de 3. (2)

## 4.2 AISC DISEÑO CON FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA (LRFD)

El diseño con factores de carga y resistencia se basan en los conceptos de estado límite. El término estado límite se usa para describir una condición en la que una estructura o parte de ella deja de cumplir su pretendida función. Existen dos tipos de estado límite: los de resistencia y los de servicio.

Los estados límite de resistencia se basan en la seguridad o capacidad de carga de las estructuras e incluyen las resistencias plásticas, de pandeo, de fractura, de fatiga, de volteo, etc.

Los estados límites de servicio se refieren al comportamiento de las estructuras bajo cargas normales de servicio y tienen que ver con aspectos asociados con el uso y ocupación, tales como deflexiones excesivas, deslizamientos, vibraciones y agrietamientos.

La estructura no sólo debe ser capaz de soportar las cargas de diseño o últimas, sino también las de servicio o de trabajo en forma tal, que se cumplan los requisitos de los usuarios de ella.

Las especificaciones LRFD se concentran en requisitos muy específicos relativos a los estados límite de resistencia y le permitan al proyectista cierta libertad en el área de servicio. Esto no significa que el estado límite de servicio no sea significativo, sino que la consideración más importante (como en todas las especificaciones estructurales) es la seguridad y las propiedades de la gente. Por ello, la seguridad pública no se deja al juicio del proyectista.

En el método LRFD las cargas de trabajo o servicio ( $Q_i$ ) se multiplican por ciertos factores de carga o seguridad ( $\lambda_i$ ) que son casi siempre mayores a 1.0 y se obtienen las “cargas factorizadas” usadas para el diseño de las estructura. Las magnitudes de los factores de carga varían, dependiendo del tipo de combinación de las cargas.

La estructura se proporciona para que tenga una resistencia última de diseño suficiente para resistir las cargas factorizadas. Esta resistencia se considera igual a la resistencia teórica o nominal ( $R_n$ ) del miembro estructural, multiplicada por un factor de resistencia  $\phi$  que es normalmente menor que 1.0; con este factor, el proyectista intenta tomar en cuenta las incertidumbres relativas a resistencias de los materiales, dimensiones y mano de obra. Además, esos factores se ajustaron un poco para lograr una mayor confiabilidad y uniformidad en el diseño.

La información precedente puede resumirse para un miembro en particular de la manera siguiente: (suma de los productos de los efectos de las cargas y factores de carga)  $\leq$  (factor de resistencia) (resistencia nominal) (2)

$$\sum \lambda_i Q_i \leq \Phi R_n$$

Efectos de la carga factorizada  $\leq$  Resistencia factorizada

o

$$R_{req} \leq R_d$$

Resistencia de diseño suministrada  $\leq$  Resistencia requerida

Donde  $\sum$  = sumatoria

$i$  = Tipo de carga (carga muerta, carga viva, viento, etc.)

$Q_i$  = efecto de carga nominal

$\lambda_i$  = factor de carga correspondiente a  $Q_i$

$R_n$  = resistencia nominal

$\Phi$  = factor de resistencia correspondiente a  $R_n$

$R_d = \Phi R_n$  = resistencia de diseño

$R_{req} = \sum \lambda_i Q_i$  = resistencia requerida

El lado derecho de la Ecuación es la resistencia requerida del elemento bajo consideración (viga, columna, conexión, etc.) calculado mediante análisis de la estructura bajo cargas factorizadas en la combinación considerada. La sumatoria considera cargas de diferentes orígenes y permite asignar un factor de carga diferente a cada carga. El lado derecho en esencia es independiente del material. Los factores de carga  $\lambda$  reflejan el hecho de que los efectos de carga real puedan desviarse de los valores nominales de  $Q_i$  calculados a partir de cargas nominales especificadas. Estos factores de carga toman en cuenta ciertas incertidumbres en la determinación de las cargas e imprecisiones en la teoría. Proporcionan un margen de confiabilidad para casos de cargas inesperadas. Sin embargo, no explican grandes errores o negligencias.

El lado izquierdo de la ecuación representa la capacidad o resistencia estructural límite, también conocida como resistencia de diseño, proporcionada por el elemento seleccionado. El factor de resistencia  $\Phi$  siempre es menor, o cuando mucho igual, a 1.0, debido a que la resistencia real puede ser menor que el valor nominal,  $R_n$ , calculado mediante las ecuaciones que se dan en las LFRDS. El criterio de diseño expresado por la ecuación, asegura que un estado límite se viola solo con una pequeña probabilidad aceptable al usar los factores de resistencia y de carga especificados, y los valores nominales de resistencia y de carga.

La especificación LRFD, igual que otras especificaciones estructurales, se refiere casi en exclusiva a los estados límites de resistencia, debido a las consideraciones primordiales de seguridad pública para las personas y las propiedades. Esto no significa que los estados límite de servicio no sean importantes, y el diseñador debe asegurar que se cumplan los requerimientos funcionales. Sin embargo estas últimas consideraciones permiten ejercer mayor juicio por parte de los diseñadores. Sin embargo, las consideraciones mínimas sobre seguridad pública no son tema de juicio individual, y por lo tanto los códigos y las especificaciones tratan más acerca de estados límite de resistencia que sobre estados límite de servicio. (4)

## **5.-CONSIDERACIONES PREVIAS PARA REALIZAR UN ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL.**

Actualmente los profesionistas dedicados a la construcción, Ingenieros civiles y Arquitectos principalmente, nos enfrentamos con varias consideraciones previas al inicio de un proyecto, por lo tanto se debe de hacer un análisis detallado de dichas consideraciones para enfocar la solución a la optimización de los recursos.

### **5.1 LOCALIZACIÓN DEL PREDIO**

Para conocer las características del predio lo primero que se hará es una visita al sitio en estudio, para lo cual se deberá contar con un documento que compruebe la propiedad del terreno, ya sea la escrituración o algún otro documento, en el que se indique su localización, dimensiones, superficie y orientación. Con la información anterior junto con las principales vías de acceso y el estado actual del predio se realiza un plano de la zona donde se encuentra el terreno.

Del estado actual del predio se deben tomar en cuenta distintos puntos como son: la vegetación que presenta el terreno, la pendientes que encontramos en él, hecho a simple vista y con algo de experiencia se puede obtener la idea de la cantidad del movimiento de tierras, ubicar los muros de contención que se utilizarán ó una simple excavación superficial, la profundidad de despalme del terreno, etcétera.

Se deben verificar también los servicios municipales, redes de agua potable y alcantarillado, diámetros y profundidad del colector, redes distribuidoras de energía eléctrica, telefónica así como las de gas.

Especial interés merece la información respecto al drenaje, ya que el diseño del albañal influirá en los niveles de piso terminado, pendientes, localización de muebles sanitarios y de descargas.

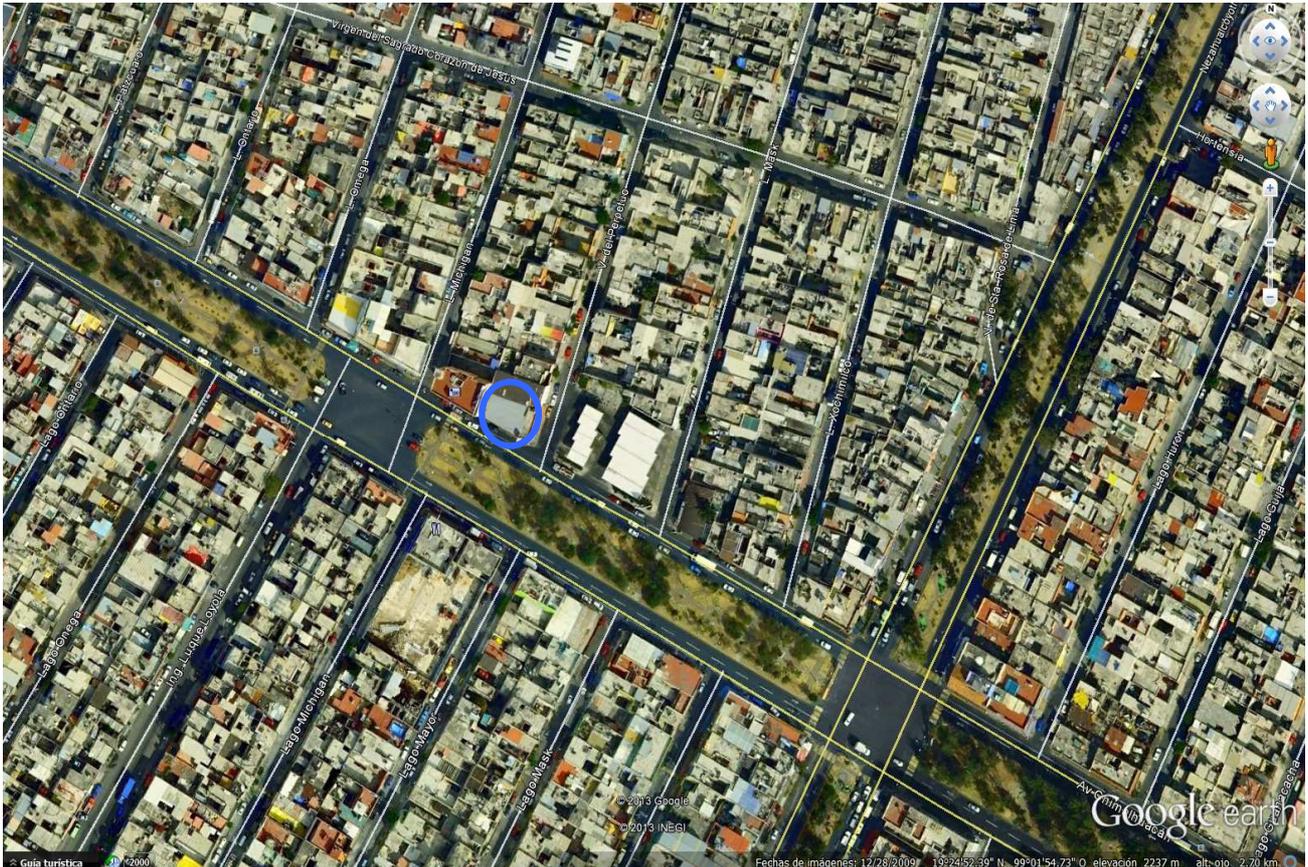
Necesitamos la investigación y el estudio de las construcciones existentes (si las hay) alrededor del predio para determinar el tipo de terreno sobre el cual están asentadas, conocer el estado en el que se han mantenido después de construidas y el uso o fin de estos edificios.

Se necesita también observar el estado de las construcciones cercanas para conocer posibles fallas en el terreno, defectos en el sistema o fallas en la construcción como pueden ser desplomes que afecten nuestra construcción.

Para un buen desarrollo del proyecto, es imprescindible tomar las cotas necesarias para localizar entradas, acometidas, medidas de banquetas, distancias de postes, árboles,

alcantarillas, medida de frente o frentes de lote, niveles adecuados de banquetta, arrollo y del predio pues debemos considerar que las avenidas son también colindancias de nuestro terreno.

## UBICACIÓN DEL PREDIO DEL PROYECTO.



## 5.2.-PROYECTO ARQUITECTONICO

El proyecto arquitectónico es la planeación y solución más sustentable de la conformación espacial y funcional de una edificación (casa, oficina, estudio, escuela, edificio, etc.) de acuerdo a tus necesidades y recursos económicos; La propuesta se representa mediante Planos con plantas, secciones y alzados de la edificación; posteriormente se hace la Impresión de Planos para realizar observaciones que pudieran surgir en éste proceso.

El propósito del proyecto consiste en elevar la calidad del funcionamiento y comodidad del espacio interior, haciendo que las actividades que se desempeñan cotidianamente sean lo más fáciles, prácticas y eficientes posibles conforme a las características de tu predio o terreno.

Para que identifiques si se trata de un buen Proyecto Arquitectónico debes considerar aspectos como: mantener una temperatura interior optima, los espacios de servicio (cocina, baños, patios y cocheras) deben estar bien situados y conectados, las dimensiones espaciales deben

tener la proporción justa para poder desempeñar correctamente las actividades cotidianas, además de que tienen que estar correctamente iluminados y ventilados.

El principio de un buen proyectista es el de hacer más con menos, es decir, que gastes y construyas lo menos posible para así hacer espacios más amplios y agradables, sin sacrificar la calidad en los resultados.

El Proyecto Arquitectónico es único e irrepetible, es un diseño personalizado basado en condiciones y situaciones de emplazamiento particulares que no podría ser usado en otro terreno o propiedad diferente para el que fue diseñado.

### **Beneficios del Proyecto Arquitectónico:**

- \*Aprovechamiento máximo del espacio de tu terreno.
- \*Disminuyen los costos de la construcción, ya que solo se construye lo justo y necesario.
- \*Previenes posibles problemas de construcción, como construir más de lo necesario o desperdiciar espacio.
- \*Espacios mucho más cómodos y confortables.
- \*Orientación y ventilación correcta de los espacios.
- \*Funcionamiento óptimo y práctico entre los espacios.
- \*El edificio se piensa y adecua a tus necesidades personales o familiares específicas.
- \*Aumenta la calidad de vida de todos los que habiten esos espacios.

Para incrementar los beneficios del Proyecto Arquitectónico se recomienda realizar los servicios de:

\*Cálculo Estructural

\*Maqueta

\*Vistas Tridimensionales (Renders)

### **¿Qué sucede si NO realizas el PROYECTO ARQUITECTÓNICO?**

Frecuentemente al omitir el Proyecto Arquitectónico se opta por construir de manera desorganizada y arbitraria. El proyectista cuenta con los conocimientos necesarios que te guían y ayudan a sacar el mayor provecho a tu terreno, pensando al mismo tiempo en cuidar tus recursos económicos.

El no realizar dicho proyecto podría significarte mayor gasto en tiempo, dinero y esfuerzo; Además de encarecer tu calidad de vida por habitar en espacios inadecuados los cuales modifiquen tu estado de ánimo negativamente en la vida diaria, provocando estrés debido a la incomodidad. (8)









## 5.3.-MECÁNICA DE SUELOS

El objetivo general de las investigaciones que se realizan en un sitio es determinar las condiciones geotécnicas del terreno que intervengan en el proyecto, diseño, costo y vida útil del programa ingenieril propuesto.

Antes de comenzar es conveniente establecer una secuencia ordenada para realizar los estudios.

El costo de conjunto de estudios que se realizan podría decirse que es relativamente bajo, del orden del 1 al 8% del costo total de una obra, por lo que no deben estimarse gastos para hacer un estudio lo más completo y confiable posible, ya que una información insuficiente de las características del terreno puede generar un diseño inadecuado, no satisfactorio, que posteriormente puede resultar un serio peligro.

En la investigación de un sitio es necesario realizar tres etapas, las cuales de acuerdo con FOOKES, son las siguientes:

**Estudios Preliminares:** Consisten esencialmente en un análisis de la información bibliográfica y cartográfica que haya sobre el área del proyecto y de visitas de reconocimiento al sitio.

Esta etapa por lo regular no requiere de grandes erogaciones pero es importante que en ella colabore un geólogo con experiencia en geotecnia, ya que estos trabajos serán la pauta para la planeación de estudios posteriores. Las actividades que comúnmente se realizan en esta etapa son:

- Recopilación de información. Obtener información derivada de estudios desarrollados en el área o cercanos a ella.
- Inspección de las fotografías aéreas e imágenes de satélite existentes.
- Reconocimiento preliminar. Inspección del sitio.

De los estudios preliminares debe resultar un informe en el que se indique la planeación de los estudios de detalle de la etapa siguiente.

**Estudio de detalles.** Constituyen la etapa dos designada “exploración e investigación detallada”. La finalidad de esta etapa es lograr una comprensión a fondo de la geología del sitio y sus alrededores.

La amplitud de los trabajos de investigación depende de la importancia y tamaño de la obra por construir. Se debe concluir con un informe que describa las características geotécnicas del terreno o macizo rocoso, que pueda ser utilizado para fines de diseño.

Las actividades que se realizan durante un estudio detallado son:

- Elaboración de un mapa geológico-geotécnico de la superficie del terreno de la zona de construcción de la obra.

- Mapa Geotécnico del subsuelo, el cual se lleva acabo con el auxilio de técnicas directas e indirectas que permiten conocer la distribución de las unidades litológicas y sus características geológicas e ingenieriles.
- Obtención de muestras del subsuelo para estudio de laboratorio, y/o realización de pruebas insitu para conocer las propiedades índice y mecánicas de los macizos rocosos.

La información obtenida de las actividades anteriores debe ser procesada e interpretada adecuadamente.

**Estudios Durante y Después de la construcción.** En esta etapa tres se llevan a cabo levantamientos geológicos adicionales así como estudios de mecánica de suelos y de rocas si estos son necesarios. Las actividades que se desarrollan durante esta etapa incluye:

- Levantamientos geológicos y geotécnicos de la obra durante la excavación de túneles. Deben realizarse a medida que avanza la obra.
- Mapeo geotécnico superficial y del subsuelo.
- Muestreo para la realización de pruebas de laboratorio así como pruebas insitu. (9)

El estudio de mecánica de suelos, se hace indispensable para el desarrollo del diseño estructural, pues el terreno deberá ser capaz de soportar todo el peso de la construcción.

Este estudio nos da la información de las características estratigráficas del subsuelo, así como también datos relevantes para el desarrollo del proyecto estructural como son: (recomendaciones de cimentación, capacidad de carga del terreno, la posición del nivel freático, etc.)

De acuerdo con la obra que se pretenda construir, puede ser necesario conocer las características del subsuelo y la investigación geológica que se requiera, sin olvidar que algunos suelos pueden presentar problemas por encontrar una estructura engañosa, es decir, que pueden presentar fisuras e incluso cavernas dentro del subsuelo.

Para este proyecto la Mecánica de Suelos indica que de acuerdo a la Zonificación Geotécnica de la Ciudad de México el predio se encuentra en la zona IIIId conocida como de lago.

El coeficiente sísmico para esta zona es de  $C=0.30$

La determinación de la capacidad de carga se realizó de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$Q_u = C_u N_c Fr + P_v$$

Donde :

$Q_u$ = Capacidad de carga admisible, ton/m<sup>2</sup>

$P_v$ = Presión vertical total a la profundidad de desplante, ton/m<sup>2</sup>

$N_c$ = coeficiente de capacidad de carga, adimensional

$Fr$ = factor de resistencia, adimensional

$C_u$ = cohesión. ton/m<sup>2</sup>

Se analizó la capacidad de carga para zapatas corridas desplantadas a diferente prof obteniendo:

Desplante (m)	Capacidad de carga ton/m <sup>2</sup>
1m	3.80
1.5	4.5

# PERFIL ESTRATIGRAFICO DEL SONDEO SM-01

PROF. PERFIL	DESCRIPCION DEL MATERIAL	SUCS MITRA	NUMERO DE GOLPES EN					CONTENIDO DE AGUA %					WS %	P.V.H. t/m <sup>3</sup>	P.V.S. t/m <sup>3</sup>	D qu t/m <sup>2</sup>	C t/m <sup>2</sup>	Ø	F %	A %	C %		
			10	20	30	40	50	Natural	Wp	Wl	X												
0.6	Material de relleno.	CH 1																					
		CH 2	1																				
		CH 3	2																				
		CH 4	3																				
		CH 5	4																				
		CH 6	5																				
		CH 7	6																				
		CH 8	7																				
		CH 9	8																				
		CH 10	9																				
	CH 11	10																					
	CH 12	11																					
	CH 13	12																					
	CH 14	13																					
	CH 15	14																					
	CH 16	15																					
9.60	Areno fino gris obsc. compacidad densa	CH 16																					
		SM 17																					
		SM 18																					
		CH 19																					
		CH 20																					
10.80	Arcilla limosa café obsc. y gris verd. de alto plasticidad.	CH 20																					
		CH 21																					
		CH 22																					
		CH 23																					
		CH 24																					
		CH 25																					
		CH 25																					
		CH 25																					
		CH 25																					
		CH 25																					

N.A.F. = 1.0 m

SONDEO: 1 TIPO: SM

PROFUNDIDAD: 0.0-15.0 m

PROYECTO: Salon de Fiestas

LUGAR: San Juana No. 630, Nezahualcóyotl, Edo. de México

**SIMBOLOGIA**

du = Compresión 2 vol.

D = Densidad

P.V.H. = F peso Volumetrico Humedo

P.V.S. = F peso Volumetrico Seco

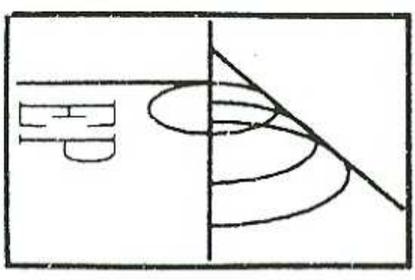
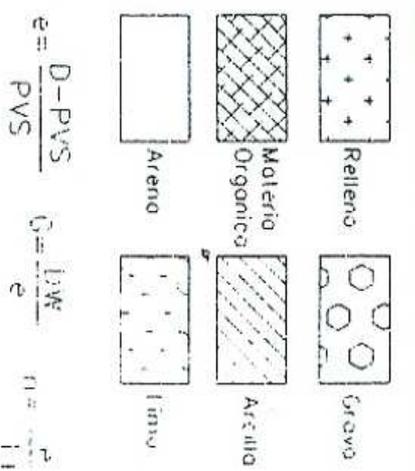
WS = Contenido con Líquido

Wp = Límite plástico

Wl = Límite líquido

C = Cohesión

Ø = Ángulo de fricción interna



## 6.- DESARROLLO DEL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL PARA AMBAS ESTRUCTURACIONES

Dentro de este capítulo observaremos como realizar un proyecto estructural, partiendo de los antecedentes antes mencionados como son los planos arquitectónicos, mecánica de suelos etc.

Para poder realizar nuestro proyecto estructural es necesario seguir una lógica u orden como el que se manejó en la figura 2.2-1 del capítulo 2. Donde se aprecia que primero haremos la etapa de estructuración luego con dicha estructuración pasamos a un análisis y finalmente al diseño estructural.

Como puntos previos antes de iniciar con las tres etapas del proyecto estructural podemos crear una breve descripción de todo lo que estará contemplado en nuestro proyecto para que nos sirva de base dentro de nuestras etapas importantes.

### 6.1.-DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO SEGÚN ARQUITECTÓNICOS:

En esta parte se realizará una breve descripción obteniendo Datos que están plasmados en el proyecto arquitectónico y mecánica de suelos; o consultando con los encargados de dichos proyectos.

Vamos a crear primero un cuadro de datos:

EDIFICIO: número de niveles 2

		Altura	Espesor de Losa	Relleno en Losa
1er Nivel	PB	3.85 m	0.12 m	0.10 m
2do Nivel	PA	3.85 m	0.12 m	0.10 m

Con esto podemos sumar las alturas de cada nivel con los espesores de losa y obtendremos nuestra altura total del edificio y la altura total a considerar para el sismo. Son diferentes alturas ya que a veces contamos con sótanos y pues nuestro edificio tiene una altura total contando el sótano y la altura para sismo será sin el sótano ya que esta se cuenta a partir de nuestro nivel de terreno.

Altura total 7.94 m      Altura Total para Sismo 7.94 m

CUADRO DE DATOS (basados en arquitectura):

Dirección del terreno:	Calle lago Mayor
Uso General Edificio:	Comercial
Uso Específico Edificio:	Locales

Tipos de muros:	Divisorios de tablaroca y/o block hueco		
Aplanado de :	Yeso		
Tipo de losa:	Losa Acero con campa de compresión.		
Sistema Estructural:	Marcos Rígidos de Acero		
Ubicación Geo referenciada.	Latitud: 20° 04' 05.31" N	Longitud: 98° 46' 47.20" O	
Estado de la República			

**CUADRO DE DATOS (basados en Suelos):**

Zona Sísmica de La República Mexicana:	Estado de México	Zona B	
Tipo de suelo	3 III (terreno Compresible)	ao=0.10 c=0.3 Ta=0.85 Tb=4.2 r=2	
Factor comportamiento sísmico	Q = 2	Regularidad 0.9	Q' = 1.8
Tipo de cimentación propuesta:	Zapatas corridas	Nivel Desplante: -1.00 m	

**Materiales a utilizar:**

Concreto en Cimentación	f'c= 250 kg/cm <sup>2</sup>
Concreto en castillos y cadenas	f'c=200 kg/cm <sup>2</sup>
Acero en elementos de concreto	fy= 4200 kg/cm <sup>2</sup>
Acero en estribos	fy= 2530 kg/cm <sup>2</sup>
Acero estructural A50	fy=3515 kg/cm <sup>2</sup>

Después de poder obtener los datos principales con los que contará nuestra estructura o edificio. Debemos plantear como queremos que va a ser el funcionamiento de nuestra estructura con una breve descripción de ella. La cual se presenta a continuación:

*Descripción estructural: La estructura principal del edificio será a base de marcos rígidos de acero formados por trabes con perfiles IPR y columnas de perfiles HSS; los muros serán divisorios. El sistema de piso considerado como diafragma será con el denominado losa acero, con una capa de compresión de 5 cm de espesor reforzada con una maya electro soldada 6X6-8/8. Este sistema de piso trabaja en una dirección (forma de repartir la carga), y se apoya directamente en las trabes; se hará la consideración de que la estructura sea capaz de soportar las sollicitaciones de cargas inducidas por las fuerzas gravitacionales y sísmicas, con la rigidez que le proporcionan los marcos.*

Indicaremos también los criterios con los que se realizará el cálculo.

Para este caso la estructura será analizada con ayuda de un software de nombre Tricalc 7.4.2 modelando la cimentación mediante apoyos empotrados ideales. Las barras son modeladas como piezas de eje recto con características de isotropía y elasticidad constantes.

Por último dentro de nuestra parte descriptiva dejaremos en claro algunas especificaciones constructivas importantes.

Especificaciones Constructivas:

1.- Sobre la cimentación se debe cumplir:

Art. 169 RCDF Toda edificación se soportará por medio de una cimentación que cumpla con los requisitos relativos al diseño y construcción que se establecen en la Normas.

Las edificaciones no podrán en ningún caso desplantarse sobre tierra vegetal, suelos o rellenos sueltos o desechos. Sólo será aceptable cimentar sobre terreno natural firme o rellenos artificiales que no incluyan materiales degradables y hayan sido adecuadamente compactados.

2.- Sobre las colindancias:

Art. 141 RCDF: Toda edificación debe separarse de sus linderos con predios vecinos la distancia que señala la Norma correspondiente, la que regirá también las separaciones que deben dejarse en juntas de construcción entre cuerpos distintos de una misma edificación. Los entre edificaciones vecinas y las juntas de construcción deben quedar libres de toda obstrucción.

Art. 166 RCDF: Toda edificación debe separarse de sus linderos con los predios vecinos o entre cuerpos en el mismo predio según se indica en las Normas. En el caso de una nueva edificación en que las colindancias adyacentes no cumplan con lo estipulado en el párrafo anterior, la nueva edificación debe cumplir con las restricciones de separación entre colindancias como se indica en las Normas. Los espacios entre edificaciones colindantes y entre cuerpos de un mismo edificio deben quedar libres de todo material, debiendo usar tapajuntas entre ellos.(6)

## **6.2.- ESTRUCTURACIONES DEL EDIFICIO:**

Una vez concluida la etapa de descripción y conocimiento de materiales podremos pasar a buscar la forma de estructurar o como decíamos el cómo acomodar las trabes en la estructura para recibir las cargas de la losa y poder repartirla hacia marcos principales.

### **6.2.1.- SISTEMA CONSTRUCTIVO EMPLEADO EN EL EDIFICIO:**

Antes de pasar a poder realizar esquemáticamente la estructuración y conociendo los materiales que se van a utilizar para la construcción del edificio se realiza un estudio de las cargas que repartirán las losas para poder plantearlas después de estructurar, en nuestro análisis.

Esta será un análisis más detallado de los materiales empleados en la construcción y también dependiendo del uso que se le vaya a dar al piso serán las cargas vivas involucradas de acuerdo al RCDF.

Dentro del sistema constructivo se contempla de qué será la construcción (en cuanto a materiales) y poder hacer una previa estimación de las cargas que participarán en los entresijos según el uso.

Para nuestro caso en particular que sabemos que nuestras losas serán del tipo losa acero, entonces en este paso determinaremos que tipo de losa acero utilizar lo cual es escoger el tipo de lámina y el calibre a utilizar; y como consecuencia sabremos la distancia máxima a la que

podremos separar las trabes secundarias una de otra debido a la capacidad de carga que tenga la lámina según su claro.

<b>LOSA ACERO DE AZOTEA CON PENDIENTE MENOR AL 5%</b>				
<b>MARCA GALVADECK 25</b>		<b>12.35</b>	<b>CM DE ESPESOR.</b>	
IMPERMEABILIZANTE			=	5 KG/M2
FIRME	0.04 *	2000	=	80 KG/M2
RELLENO TEZONTLE	0.06 *	1300	=	78 KG/M2
LOSA ACERO	0.0818 *	2400	=	196.2 KG/M2
Recub. Inf.	0.02 *	1500	=	30 KG/M2
<b>CARGA MUERTA</b>				<b>389.2 KG/M2</b>
<b>CARGA ADICIONAL RCDF</b>				<b>40 KG/M2</b>
<b>CARGA VIVA máxima</b>				<b>100 KG/M2</b>
<b>CARGA VIVA instantanea</b>				<b>70 KG/M2</b>
<b>CARGA VIVA media</b>				<b>15 KG/M2</b>
<b>CARGA TOTAL máxima</b>				<b>529 KG/M2</b>
<b>CARGA TOTAL instantanea</b>				<b>499 KG/M2</b>
<b>CARGA TOTAL media</b>				<b>444 KG/M2</b>
<b>LOSA ACERO DE ENTREPISO EN OFICINAS.</b>				
<b>MARCA GALVADECK 25</b>		<b>12.35</b>	<b>CM DE ESPESOR.</b>	
LOSETA CERAMICA			=	20 KG/M2
FIRME	0.005 *	2000	=	10 KG/M2
RELLENO	0 *	1000	=	0 KG/M2
LOSA ACERO	0.08175 *	2400	=	196.2 KG/M2
Recub. Inf.	0.02 *	1500	=	30 KG/M2
<b>CARGA MUERTA</b>				<b>256.2 KG/M2</b>
<b>CARGA ADICIONAL RCDF</b>				<b>40 KG/M2</b>
<b>CARGA VIVA máxima</b>				<b>250 KG/M2</b>
<b>CARGA VIVA instantanea</b>				<b>100 KG/M2</b>
<b>CARGA VIVA media</b>				<b>40 KG/M2</b>
<b>CARGA TOTAL máxima</b>				<b>546 KG/M2</b>
<b>CARGA TOTAL instantanea</b>				<b>396 KG/M2</b>
<b>CARGA TOTAL media</b>				<b>336 KG/M2</b>
<b>BLOCK HUECO DE CONCRETO SIMPLE LIGERO</b>				
		<b>12X20X40</b>	<b>CM</b>	
CERRAMIENTO	0.006 *	2400	=	14.4 KG/M2
MURO	0.0735 *	1100	=	80.85 KG/M2
YESO/MEZCLA	0.04 *	1750	=	70 KG/M2
				<b>165.25 KG/M2</b>
<b>MURO DE TABLAROCA</b>				
ESTRUCTURA	0.07 *	250	=	17.5 KG/M2
TABLA DE YESO	0.026 *	1500	=	39 KG/M2
				<b>56.5 KG/M2</b>

### 6.2.2.-PROPUESTAS DE ESTRUCTURACIÓN PARA COMPARATIVA.

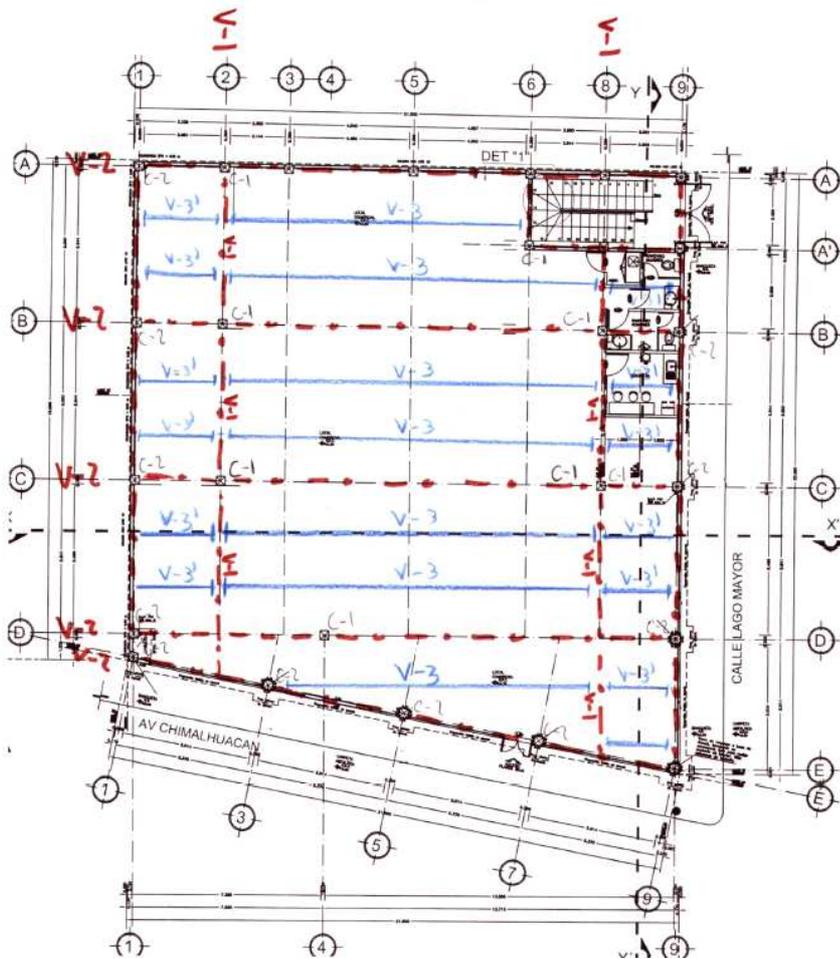
Este procedimiento considerado es un punto crucial e importante dentro del cálculo y que dependiendo del acomodo de los elementos será la eficiencia del edificio.

Para el caso de la estructuración en acero uno de los puntos previos que debemos considerar es el antes mencionado como, la identificación del uso que tendrá el edificio en cada uno de sus entresijos, para conocer las cargas a las que estará sometida la estructura y con ello conocer el tipo de lámina a utilizar y la distancia a la que se pueden proponer las traveses secundarias, según el soporte de cargas de dicha lámina.

Ya que como objeto de estudio tenemos proponer una metodología de estructuración, en este caso analizaremos 2 formas de estructurar el edificio en estudio, y logrando una estabilidad estructural que cumpla con las normas para ambos casos. Una vez concluidos los 2 diseños podremos comparar cual resulta más eficiente, revisando el tipo de secciones que quedaron para utilizar.

#### ESTRUCTURACIÓN-1 (est-1)

En esta primera estructuración las traveses secundarias irán en el sentido largo pensando en mandar la carga a traveses cortos que por consecuencia a su longitud tienen mayor rigidez.



(est-1)

Esto es que las que se aprecian en la figura est-1 como V-3 en azul serán las traveses secundarias quienes son en las que se apoya directamente la losa acero, debido a que el acomodo de la lámina será en el que nosotros vemos en nuestra hoja como vertical es decir del eje A al D o viceversa; es por este acomodo de losa acero que las traveses que reciben la carga son las acomodadas en sentido horizontal, es decir las que van de los ejes 1 a 9 y están en azul las ya mencionadas V-3.

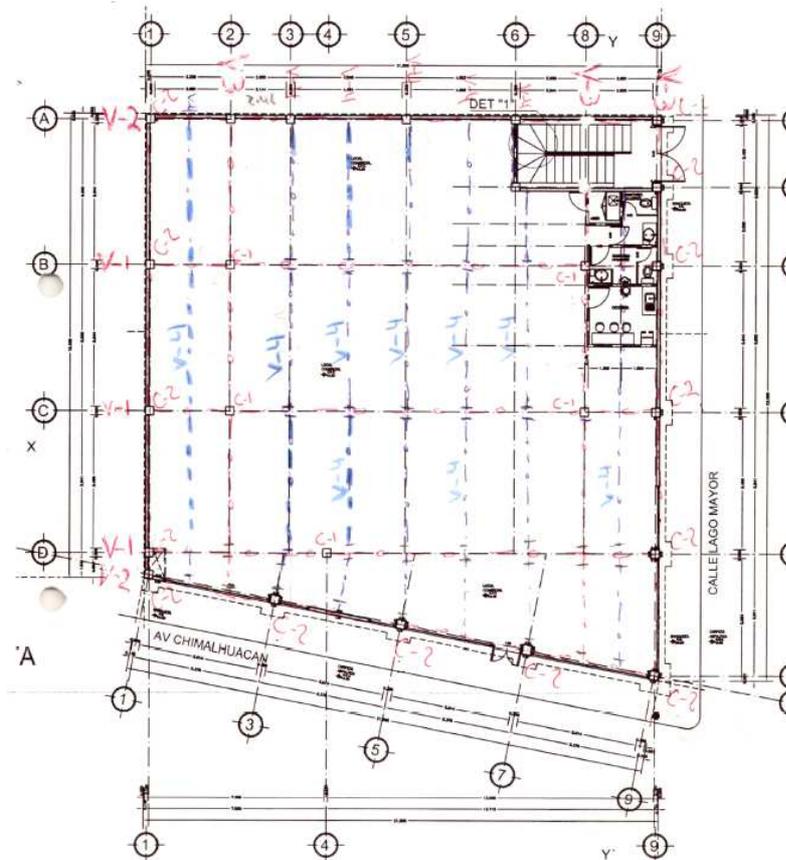
Estas traveses secundarias estarán recargadas sobre las llamadas traveses principales o de marcos y por ende transmitirán la carga a estos marcos principales. Dichas traveses de marcos son las V-1 en rojo colocadas sobre los ejes 2 y 6.

Es esta estructuración se planteó así, pensando en que debido a que nuestras V-1 son de claros más cortos y por ende tienen mayor rigidez, pueden cargar satisfactoriamente las V-3 y no obtener una sección de diseño muy grande (de mayor peralte y peso).

De lo contrario para las traveses secundarias V-3 que estarán apoyadas en los marcos principales con la condición de simple apoyo y que vemos que son de un gran claro, esto nos indica que serán secciones más grandes (de mayor peralte y peso), pero con la ventaja que son una cantidad muy baja.

Con este planteamiento se realizará un análisis estructural y veremos lo que arrojan los resultados.

## ESTRUCTURACIÓN-2 (est-2)



(est-2)

Ahora es esta estructuración 2 será diferente el acomodo de las traves. En la figura est-2 se muestra un acomodo diferente, ahora las llamadas V-4 que aparecen en azul en sentido vertical que van de los ejes "A" a "B" de "B" a "C" de "C" a "D" y "D" a "E" serán las traves secundarias. Siendo estas de claros más cortos y en mayor cantidad que la estructuración anterior. Dichas traves son las que quedarán apoyadas, de igual manera que en la estructuración 1, sobre los marcos principales, que esta vez se presentan en sentido horizontal y son los que se encuentran en los ejes con letras y que van desde los ejes "1" a "9".

Por ende el acomodo de la losa acero en esta estructuración será al contrario que la anterior e ira de manera horizontal en nuestro plano es decir del eje 1 a 9 apoyándose sobre las traves secundarias.

Ahora esta estructuración nos hará pensar en que quedaran secciones más grandes (de mayor peralte y peso) en los marcos, debido a que los claros de los marcos principales son de mayor tamaño en comparación con la estructuración anterior (est-1).

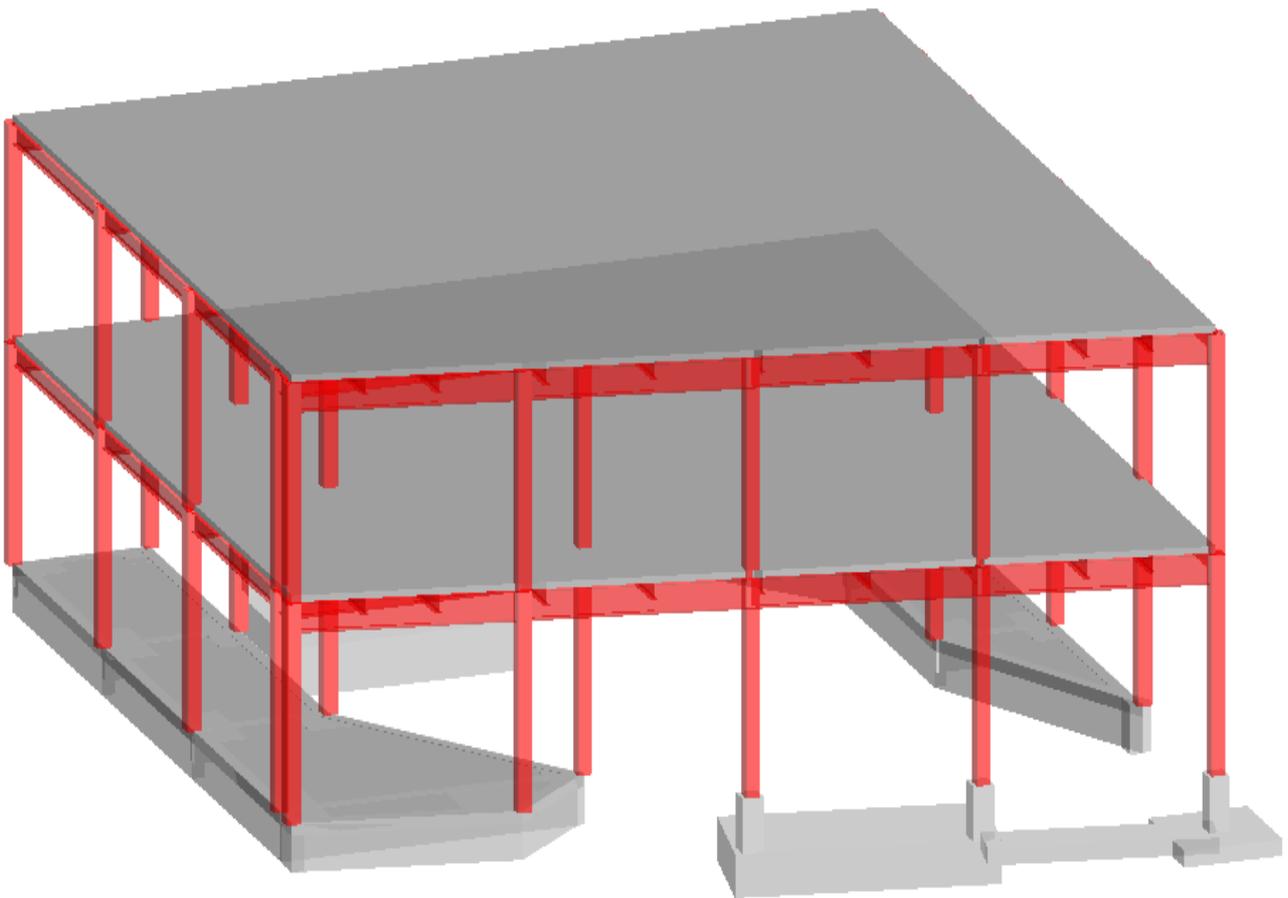
Pero la ventaja de ahora es que las traves secundarias que estarán sujetas a los marcos con la condición de simple apoyo, tienen un claro pequeño y considerable, con lo cual nos hará suponer o usar para el pre dimensionado de la estructura secciones pequeñas (de menor peralte y peso), aunque de estas habrá una cantidad mayor a la estructuración anterior.

Con este planteamiento también se realizará un análisis estructural y veremos lo que arrojan los resultados. Y podremos realizar el diseño de ambas estructuraciones cumpliendo siempre con los requisitos que nos pidan los códigos y normas y así comparar cual estructuración fue más eficiente.

## 6.3.-ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Una vez realizado el acomodo de las secciones para la distribución de cargas pasaremos al proceso del análisis estructural. Para ello podemos hacer uso de programas (software) que facilitan la labor del análisis de una manera más rápida. En este caso se utilizará el programa Trical 7.4.2.

Con una estructuración establecida o plasmada ya en papel podemos pasar a crear un modelo tridimensional en nuestro programa. En el cual nuestra estructura será analizada y de dicho análisis obtendremos los elementos mecánicos de nuestras secciones, y estos a su vez serán utilizados para nuestro diseño.



*Modelo cargado en el programa Tricalc 7.4.2 (sólido)*

En este programa una vez construido el modelo se procede a cargarlo de los datos que ya tenemos contemplados y que ya conocemos que para este caso en el programa Tricalc son:

#### A.- Normativa y tipo de cálculo

Acciones:	Reglamento de México D.F. y Normas Técnicas Complementarias (2004)
Viento:	Reglamento de México D.F. y Normas Técnicas Complementarias (2004)
Sismo:	Reglamento de México D.F. y Normas Técnicas Complementarias (2004)
Concreto:	Reglamento de México D.F. y Normas Técnicas Complementarias (2004)
Acero:	Reglamento de México D.F. y Normas Técnicas Complementarias (2004)

Es decir se selecciona las normas o reglamentos que regirán para el análisis

#### B.- Cargas

Método de cálculo: Dinámico (Reglamento del Distrito Federal)  
Zona III d  
Cota del suelo (cm): 0  
No se considera acción sísmica vertical  
Estructura de Marcos NO Dúctiles: (Q = 2.0)  
La estructura es regular  
El Edificio es del Grupo B2  
Cálculo de modos de vibración: Globalmente sin condensación  
Considerar la masa rotacional  
Considerar la excentricidad accidental  
Combinar las acciones sísmicas horizontales según la "regla del 30%"  
Aceleración sísmica rotacional: 0.00 (rd/s<sup>2</sup>) / (cm/s<sup>2</sup>)  
Número de modos de vibración a componer: 30  
% de masa efectiva máxima a componer: 90 %  
Porcentaje de las sobrecargas que intervienen en el sismo

Permanentes:	100.00%
Sobrecargas:	50.00%
Nieve:	100.00%
Móviles:	100.00%

Aquí es revisar dentro del programa que se introduzca el espectro sísmico correspondiente a la zona sísmica donde está ubicado el edificio, y la forma en la que queremos que nos considere las masas.

### C. Cargas en losas unidireccionales y mixtas

#### Plano 400

Losas	Rigidez total	Tipo de carga	Lado	N	Carga		Hipótesis	
L-1	516.2 m <sup>2</sup> ·t/m	Superficial			310	Kg/m <sup>2</sup>	0	G
					350	Kg/m <sup>2</sup>	1	Q1

#### Plano 800

Losas	Rigidez total	Tipo de carga	Lado	N	Carga		Hipótesis	
LAZ-	516.2 m <sup>2</sup> ·t/m	Superficial			390	Kg/m <sup>2</sup>	0	G
					100	Kg/m <sup>2</sup>	1	Q1

Se introducen las cargas en las losas que conforman los entresijos según su uso aquí apreciamos una sobre carga de 250 para el entresijo del plano 400 ya que su uso es el de locales comerciales y es lo que equivale a la carga viva máxima. Y en el entresijo del Plano 800 la sobrecarga es de 100 ya que el uso es de Azotea.

### D. Materiales

#### Materiales de estructura

Concreto:	C200 200 Kg/cm <sup>2</sup>	
Acero corrugado:	42 4200 Kg/cm <sup>2</sup>	Dureza Natural
Factores de Resistencia, Fr		
	0.80 (Flexo Compresión)	
	0.80 (Flexo Tracción)	
	0.90 (Flexión simple)	
	0.80 (Cortante y M.Torsionante)	
	0.70 (Penetración)	
Acero estructural: A50		
Esf. de fluencia:	3515 Kg/cm <sup>2</sup>	
Esfuerzo de falla:	4587 Kg/cm <sup>2</sup>	

#### Materiales de cimentación

Concreto:	C200 200 Kg/cm <sup>2</sup>	
Acero corrugado:	42 4200 Kg/cm <sup>2</sup>	Dureza Natural
Factores de Resistencia, Fr		
	0.80 (Flexo Compresión)	
	0.80 (Flexo Tracción)	
	0.90 (Flexión simple)	
	0.80 (Cortante y M.Torsionante)	
	0.70 (Penetración)	
	0.65 (Concreto Simple)	

## Materiales de losas de cimentación

Concreto:	C200 200 Kg/cm <sup>2</sup>	
Acero corrugado:	42 4200 Kg/cm <sup>2</sup>	Dureza Natural
Factores de Resistencia, Fr		
	0.80 (Flexo Compresión)	
	0.80 (Flexo Tracción)	
	0.90 (Flexión simple)	
	0.80 (Cortante y M.Torsionante)	
	0.70 (Penetración)	

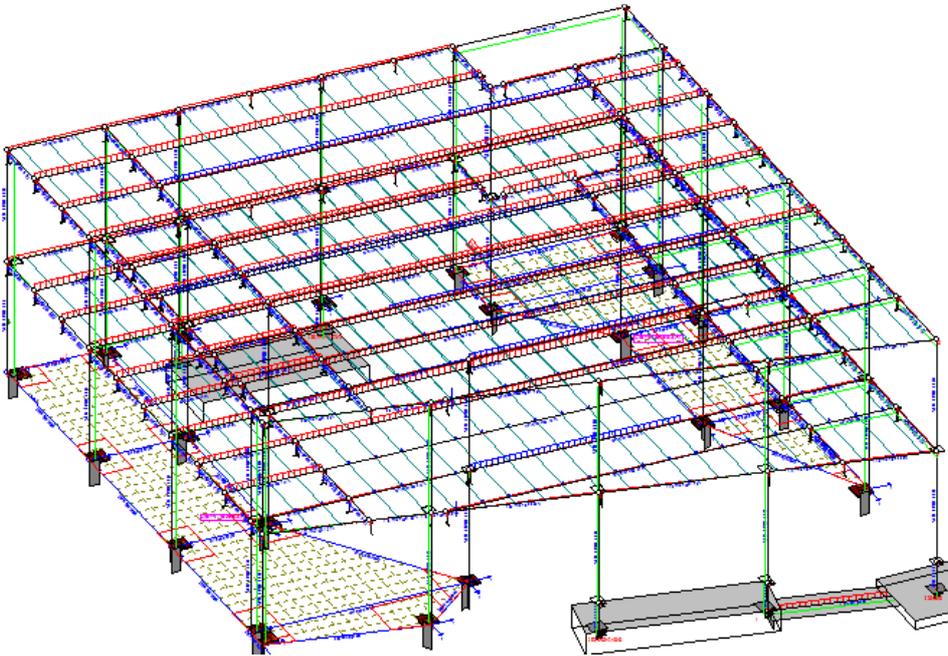
## Materiales de placas de anclaje

Acero corrugado:	OTROS 5098 Kg/cm <sup>2</sup>	Dureza Natural
Factores de Resistencia, Fr		
	0.80 (Flexo Compresión)	
	0.80 (Flexo Tracción)	
	0.90 (Flexión simple)	
	0.80 (Cortante y M.Torsionante)	
	0.70 (Penetración)	
Acero estructural: OTROS		
Esf. de fluencia:	2804 Kg/cm <sup>2</sup>	
Esfuerzo de falla:	4385 Kg/cm <sup>2</sup>	

Una vez introducidos estos datos en el programa, este se encargara de repartir las cargas en las losas, de la manera que le corresponde según trabaje la losa (en un sentido para losa acero o en dos sentidos para losas macizas). Y una vez repartidas las cargas como se muestran en las siguientes figuras para ambos casos (Fig-MODELO1 correspondiente a nuestra Estructuración 1 y Fig-MODELO2 correspondiente a nuestra Estructuración 2), e introducidas las condiciones de sismo, combinaciones de carga (tabla 6.3-1) etc. podemos realizar el análisis mediante el programa el cual nos arrojará los resultados para poder diseñar.

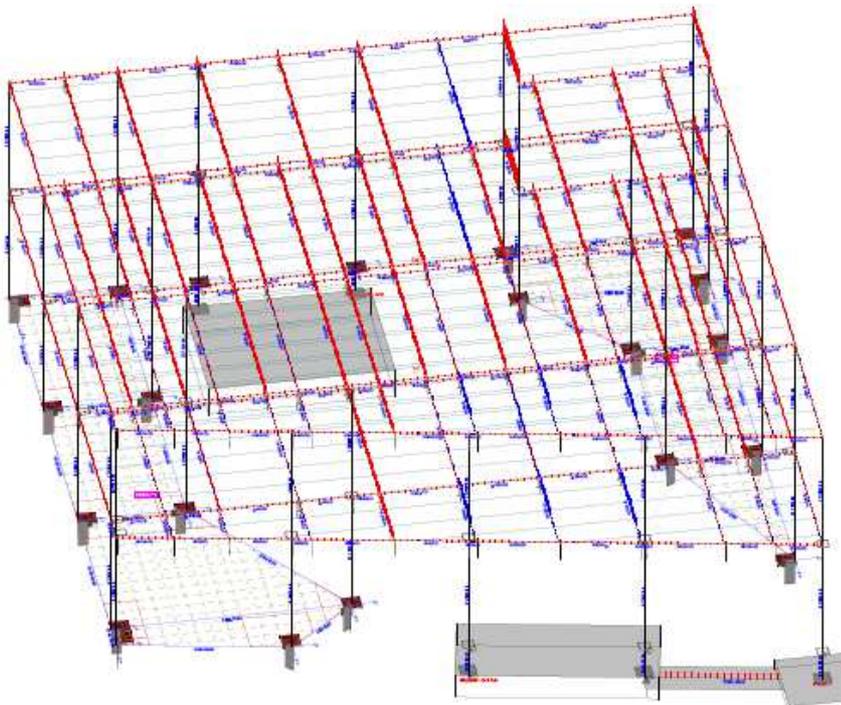
0; 2; --- ; +1.40xG  
 1; 2; --- ; +1.40xG +1.40xQ1  
 2; 1; --- ; +0.90xG  
 3; 2; --- ; +0.90xG +1.40xQ1  
 4; 2; --- ; +1.40xG  
 5; 2; --- ; +1.40xG +0.56xQ1  
 6; 1; --- ; +0.90xG  
 7; 1; --- ; +0.90xG +0.56xQ1  
 8; 1; --- ; +1.10xG +1.10xEx +0.33xEz  
 9; 1; --- ; +1.10xG -1.10xEx -0.33xEz  
 10; 2; --- ; +1.10xG +0.33xEx +1.10xEz  
 11; 1; --- ; +1.10xG -0.33xEx -1.10xEz  
 12; 1; --- ; +1.10xG +1.10xEx2+0.33xEz2  
 13; 1; --- ; +1.10xG -1.10xEx2-0.33xEz2  
 14; 2; --- ; +1.10xG +0.33xEx2+1.10xEz2  
 15; 1; --- ; +1.10xG -0.33xEx2-1.10xEz2  
 16; 2; --- ; +1.10xG +0.55xQ1 +1.10xEx +0.33xEz  
 17; 1; --- ; +1.10xG +0.55xQ1 -1.10xEx -0.33xEz  
 18; 2; --- ; +1.10xG +0.55xQ1 +0.33xEx +1.10xEz  
 19; 2; --- ; +1.10xG +0.55xQ1 -0.33xEx -1.10xEz

tabla 6.3-1 Combinaciones de carga



**Fig-MODELO 1**

Estructuración, vigas secundarias en sentido largo apoyadas en marcos de sentido corto. Repartición de cargas para losa acero, en un sentido.



**Fig-MODELO 2**

Estructuración, vigas secundarias en sentido corto apoyadas en marcos de sentido largo. Repartición de cargas para losacero, en un sentido.

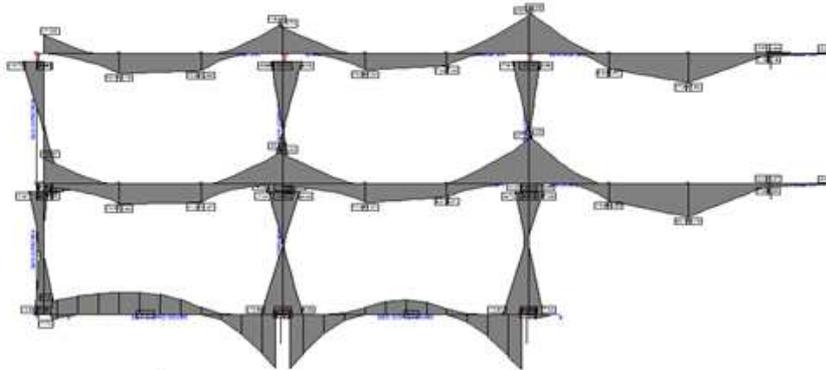
Una vez analizadas ambas estructuras con dicho programa Tricalc, se obtendrán los elementos mecánicos en las barras o miembros ya sea en Marcos, o en traveses secundarias, para con ellos poder diseñar nuestras secciones de acero.

### 6.3.1.- Elementos Mecánicos de la Estructura.

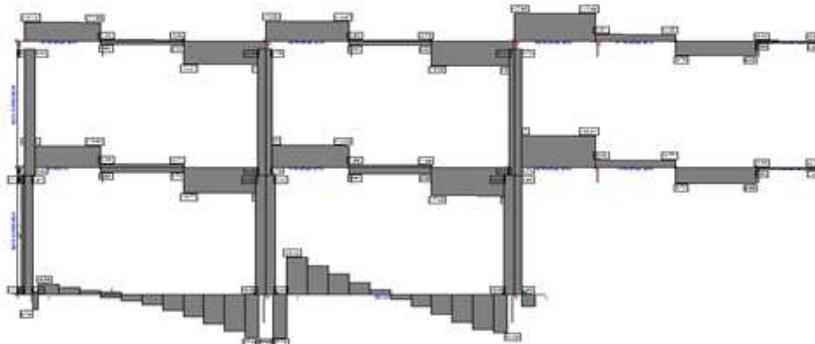
A continuación tendremos los elementos mecánicos para ambos tipos de estructuración.

#### ELEMENTOS MECANICOS PARA MODELO 1

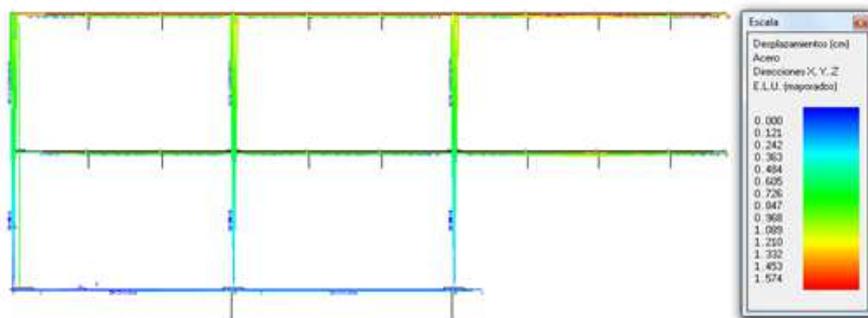
GRÁFICA DE MOMENTOS (MARCO EJE 2 PRINCIPAL)



GRÁFICA DE CORTANTES (MARCO EJE 2 PRINCIPAL)

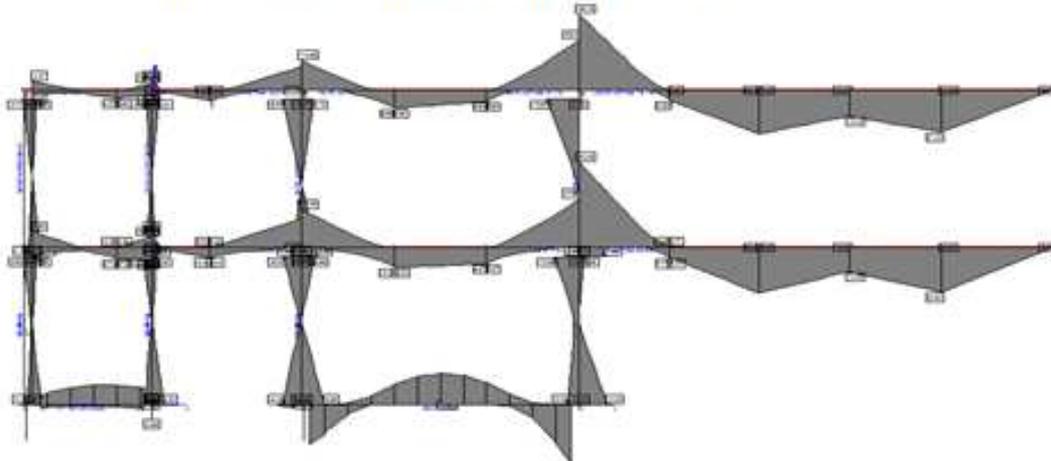


GRÁFICA DE DE SPLAZAMIENTOS (MARCO EJE 2 PRINCIPAL)

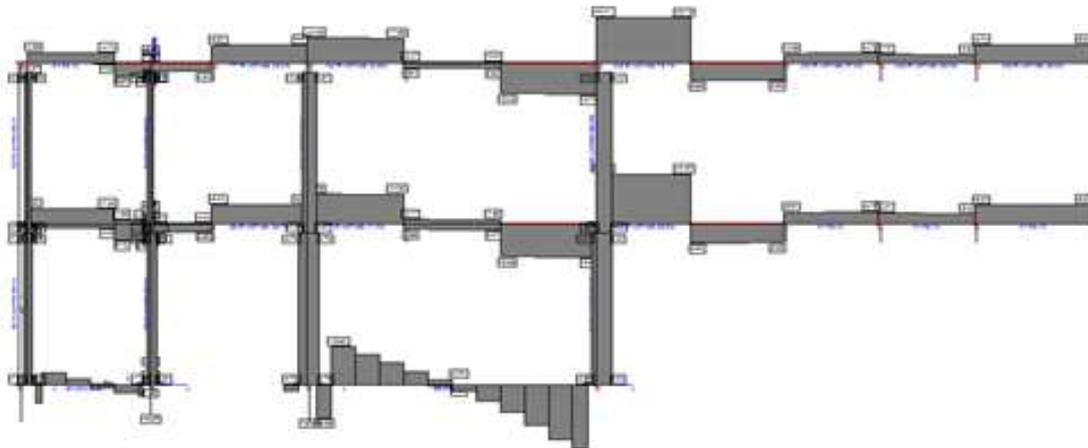


(Marcos en sentido corto ejes Numéricos)

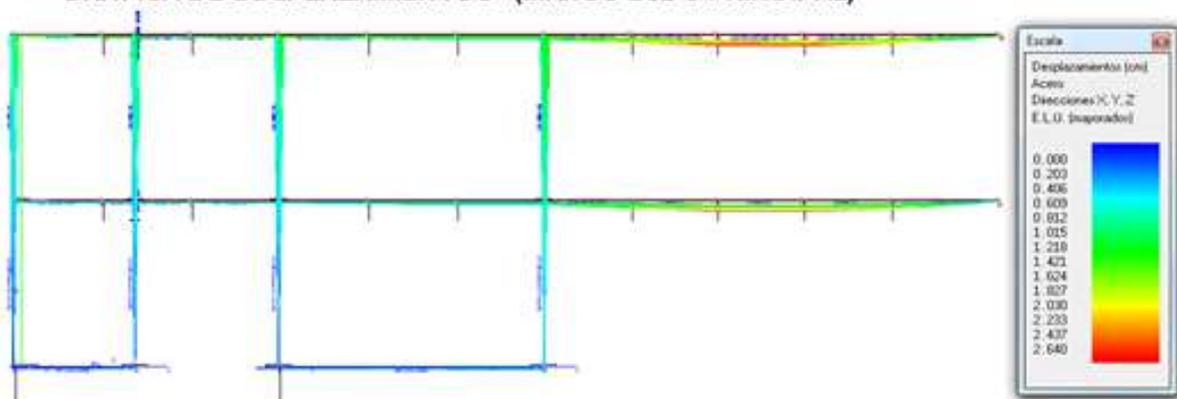
GRÁFICA DE MOMENTOS (MARCO EJE 8 PRINCIPAL)



GRÁFICA DE CORTANTES (MARCO EJE 8 PRINCIPAL)

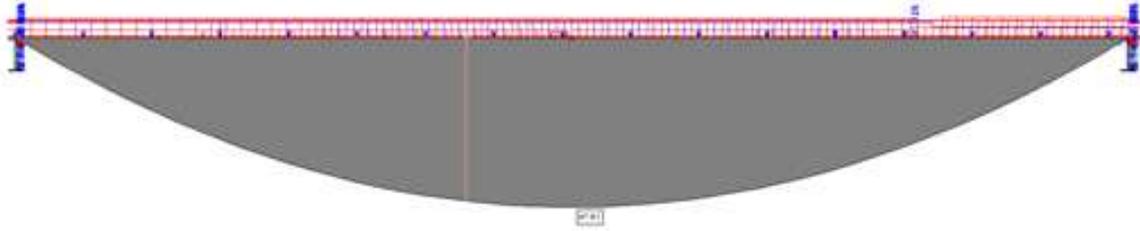


GRÁFICA DE DE SPLAZAMIENTOS (MARCO EJE 8 PRINCIPAL)

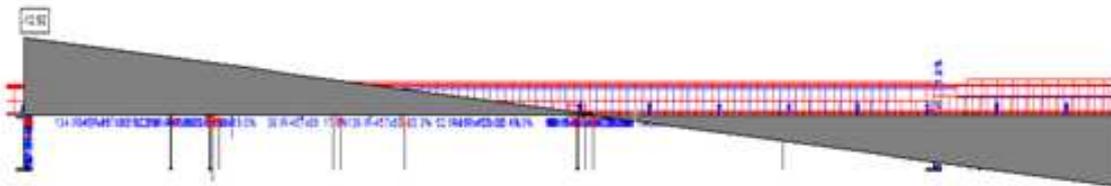


(Marcos en sentido corto ejes Numéricos)

**GRÁFICA DE MOMENTOS (trabes secundarias en simple apoyo)**



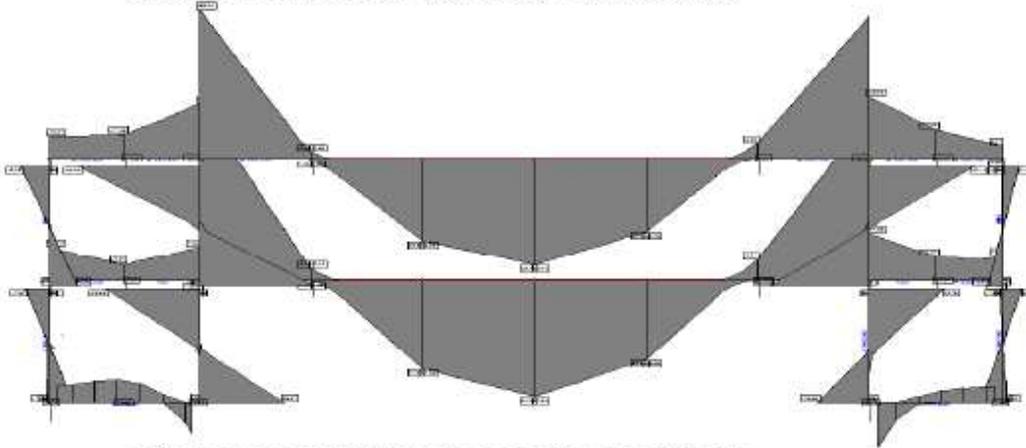
**GRÁFICA DE CORTANTES (trabes secundarias en simple apoyo)**



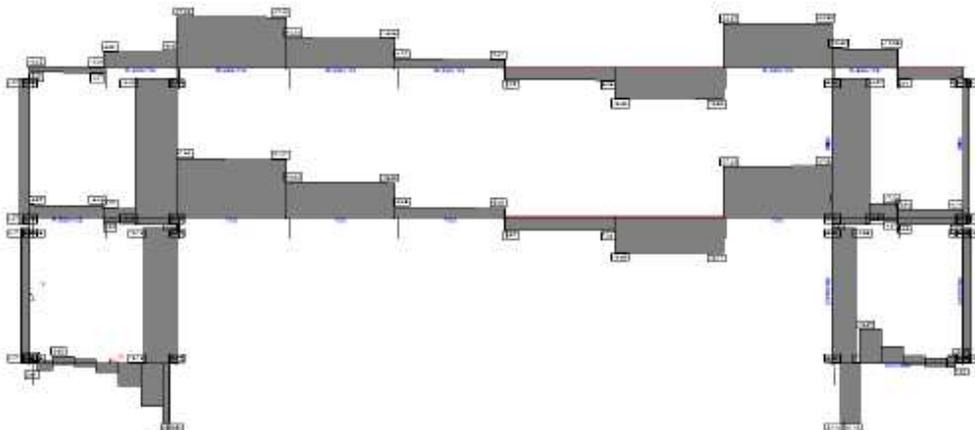
Trabes secundarias en simple apoyo en el sentido Largo.

## ELEMENTOS MECANICOS PARA **MODELO 2**

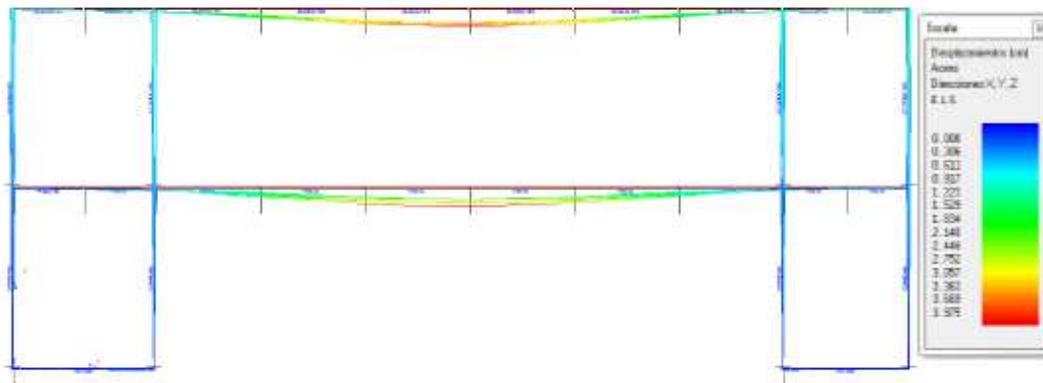
GRÁFICA DE MOMENTOS (MARCO EJE B PRINCIPAL)



GRÁFICA DE CORTANTES (MARCO EJE B PRINCIPAL)

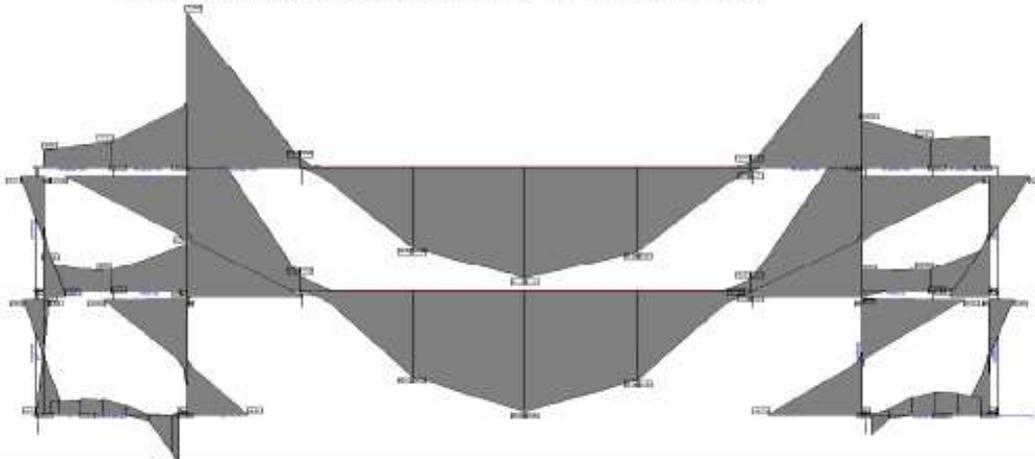


GRÁFICA DE DESPLAZAMIENTOS (MARCO EJE B PRINCIPAL)

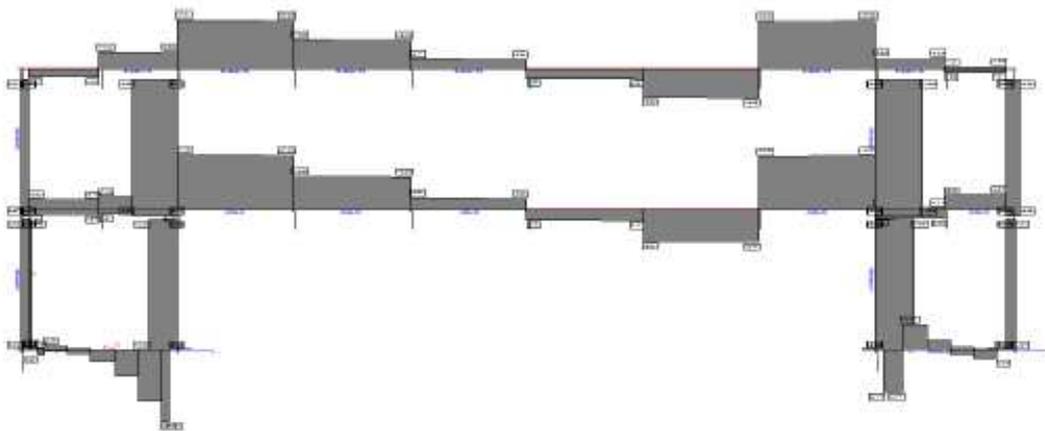


Elementos mecánicos para el ejercicio de nuestro **MODELO 2**  
(marcos en sentido largo ejes Alfabéticos)

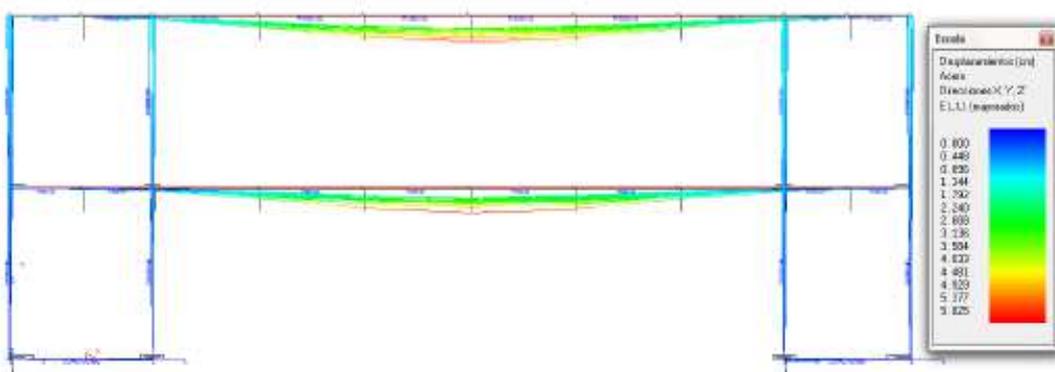
GRÁFICA DE MOMENTOS (MARCO EJE C PRINCIPAL)



GRÁFICA DE CORTANTES (MARCO EJE C PRINCIPAL)

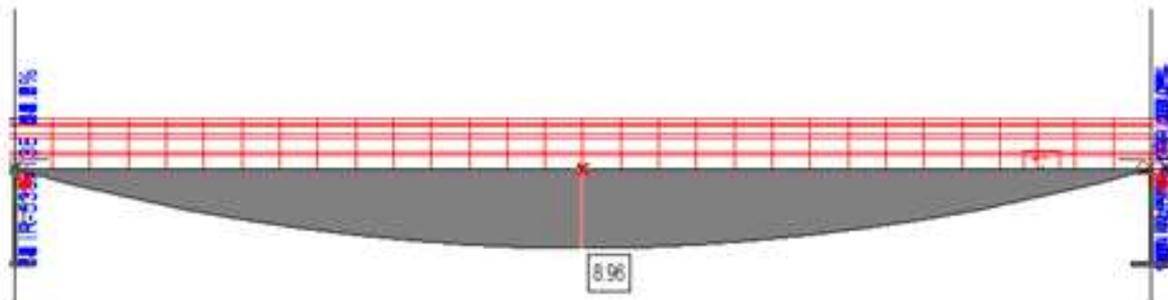


GRÁFICA DE DESPLAZAMIENTOS (MARCO EJE C PRINCIPAL)

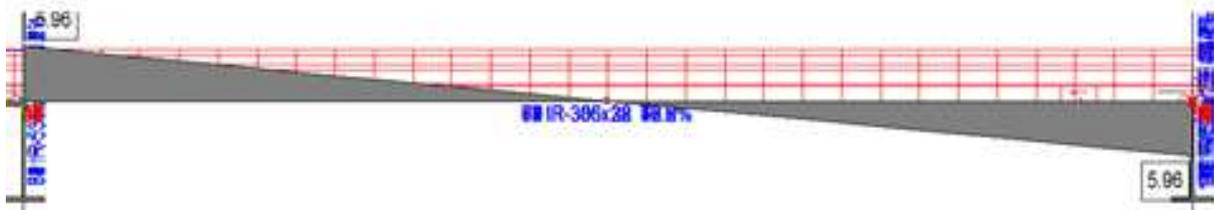


Elementos mecánicos para el ejercicio de nuestro **MODELO 2**  
(marcos en sentido largo ejes Alfabéticos)

### GRÁFICA DE MOMENTOS (trabes secundarias en simple apoyo)



### GRÁFICA DE CORTANTES (trabes secundarias en simple apoyo)



Trabes secundarias en simple apoyo en el sentido Corto.

Ahora si con estos datos, resultados del análisis estructural, podremos pasar a nuestro diseño estructural de los miembros que conforman nuestro edificio.

## 6.4.-DISEÑO ESTRUCTURAL

Es el proceso de configuración de elementos de manera que resistan las fuerzas cuyos valores ya se conocen (4)

Podrá lograrse que una estructura mal ideada cumpla con requisitos de estabilidad pero seguramente se tratará de una solución antieconómica o anti funcional. Este punto para mi es muy importante y el cual será tomado en cuenta en este trabajo para que sirva como aprendizaje y si se gusta tomar como metodología para diversos proyectos de características similares.

En este capítulo veremos el diseño de nuestras secciones para ambos casos de estructuración que estamos manejando. Llegando a un resultado final y poder comparar la eficiencia de la estructura.

# DISEÑO DE SECCIONES DE LOS ELEMENTOS EN LA ESTRUCTURACIÓN 1

## DISEÑO DE LA TRABE PRINCIPAL DE ACERO.

v1 DOBLE EMPOTRE

DATOS MARCOS 2 y 8

claro=	1030 cm	f'c=	250 kc/cm2	fy=	3515 kg/cm2
separación trabe paralela=	325 cm	Ec=	197990 kg/cm2	Es=	2100000 kg/cm2
esp capa de compresión=	5.00 cm	fc=0.45*f'c	112.5 kg/cm2	n=	10.61
esp canal de lámina=	6.3 cm				

Construcción CON apuntalamiento

Perno conector de 19 mm. de diámetro x 102 mm. con gancho o cabeza f'c= 5200 kg/cm2

Separación de los pernos conectores <= 800mm

q= 3900 kg/cm2

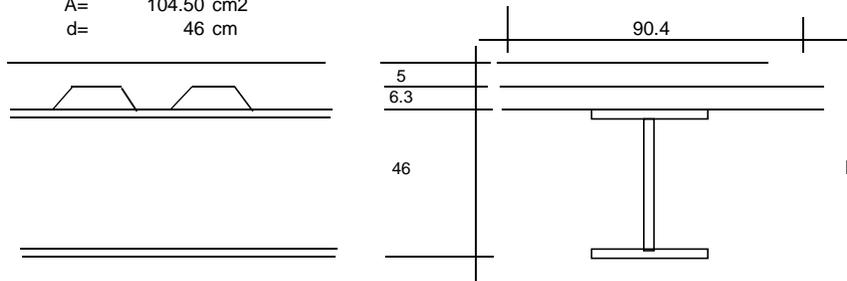
Unir la lámina acanalada a la trabe a una distancia no mayor de 40 cm con pernos conectores o con puntos de soldadura.

M=	4309000	Fb=	2319.9 kg/cm2
S=M/Fb	1857		
457X82	mm x kg/m	b/2<=L/4=	257.5 cm
Sx=	1611 cm3	b<=l/2=	162.5 cm
Ix=	37045 cm4	b<=8h=	90.4 cm
A=	104.50 cm2		
d=	46 cm		

IR 18X55 in x lb/ft

DE ELEM MECANICOS

M=	43090	kg-m
V=	24770	kg
L=	10	m
W=	5500	kg/ml
	empotre	0



	A	y	Ay
losa	69.46	8.8	611.27
IR	104.50	-23	-2403.5
	173.96		-1792.23

y= -10.30 cm

len=	71751 cm4		
St=	2010 cm3		
Sc=	3888 cm3		
fbt=M/St=	2144	<	2319.90 kg/cm2
fbcm=M/nSc=	104	<	112.50 kg/cm2
Sac=	6964 cm3		
fac=	619	<	2319.90 kg/cm2

## DISEÑO DE CONECTORES

Vh=AsFy/2= 183659

Vh= 78280.75

N= 20.07

Sep= 20 cm

EN CADA EXTREMO DEL PATIN DEL MOM MAX AL MOM NULO

## REVISION POR DEFLEXION

Para doble empotre y carga uniformemente distribuida

WL^4/384EI= 0.582625 CM

Deflexión permisible L/240 4.29 cm >

0.5826 ES CORRECTO

Peralte mínimo permitido L/28 36.79 cm <

46 ES CORRECTO

## DISEÑO DE CONEXIONES DE LA TRABE COMPUESTA.

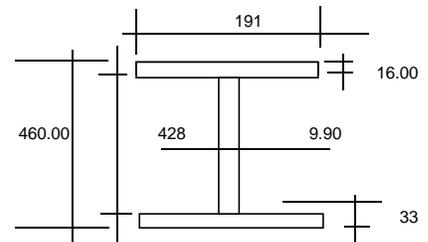
b=	191 mm	P= 0.85 Fa A =	134836	>	93674 M/d
c=	16.00 mm	V= 0.85 Fv Av =	39174	>	0 VIENE DE ANALISIS TRABE
t=	9.90 mm	M= 0.85 Fbx S =	2887959	<	4309000 VIENE DE ARRIBA
k=	33 mm				

EN ACERO A50

NOMBRE COMERCIAL

IR 18"X7.5"

de 82 kg/ml



# DISEÑO DE SECCIONES DE LOS ELEMENTOS EN LA ESTRUCTURACIÓN 1

## DISEÑO DE LA TRABE PRINCIPAL DE ACERO.

v2 DOBLE EMPOTRE

DATOS Marcos B-C  
 claro= 1480 cm f'c= 250 kc/cm2 fy= 3515 kg/cm2  
 separación trabe paralela= 325 cm Ec= 197990 kg/cm2 Es= 2100000 kg/cm2  
 esp capa de compresión= 5.00 cm fc=0.45\*f'c 112.5 kg/cm2 n= 10.61  
 esp canal de lámina= 6.3 cm  
 Construcción CON apuntalamiento  
 Perno conector de 19 mm. de diámetro x 102 mm. con gancho o cabeza f'c= 5200 kg/cm2  
 Separación de los pernos conectores <= 800mm  
 q= 3900 kg/cm2  
 Unir la lámina acanalada a la trabe a una distancia no mayor de 40 cm con pernos conectores o con puntos de soldadura.

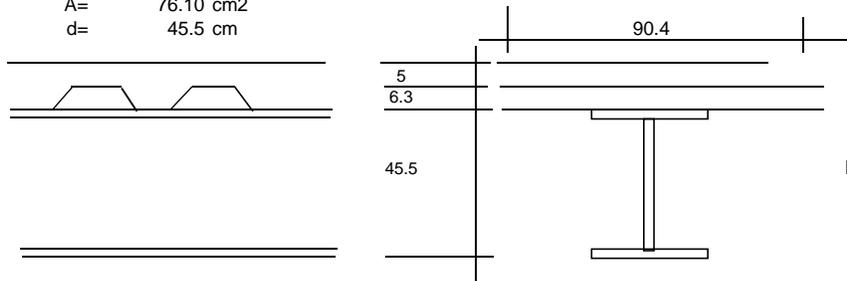
M= 3049000 Fb= 2319.9 kg/cm2  
 S=M/Fb 1314  
**457X59.8** mm x kg/m  
 Sx= 1121 cm3  
 Ix= 25473 cm4  
 A= 76.10 cm2  
 d= 45.5 cm

b/2<=L/4= 370 cm  
 b<=l/2= 162.5 cm  
 b<=8h= 90.4 cm

IR 18X40 in x lb/ft

DE ELEM MECANICOS

M= 30490 kg-m  
 V= 12650 kg  
 L= 14.8 m  
 W= 1360 kg/ml  
 empotre 0



b transfor= 8.52 cm

	A	y	Ay
losa	69.46	8.8	611.27
IR	76.10	-22.75	-1731.275
	145.56		-1120.01
y=		-7.69 cm	

len= 56624 cm4  
 St= 1498 cm3  
 Sc= 3574 cm3  
 fbt=M/St= 2036 < 2319.90 kg/cm2  
 fbc=M/nSc= 80 < 112.50 kg/cm2  
 Sac= 7359 cm3  
 fac= 414 < 2319.90 kg/cm2

## DISEÑO DE CONECTORES

Vh=AsFy/2= 133746  
 Vh= 78280.75  
 N= 20.07 Sep= 30 cm

EN CADA EXTREMO DEL PATIN DEL MOM MAX AL MOM NULO

## REVISION POR DEFLEXION

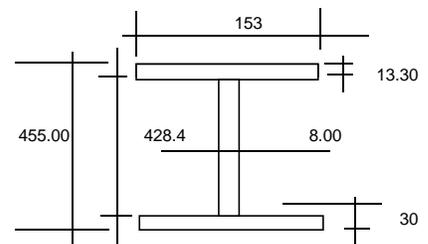
Para simple apoyo y carga uniformemente distribuida WL^4/185EI= 2.97 CM  
 Deflexión permisible L/240 6.17 cm > 2.9662 ES CORRECTO  
 Peralte mínimo permitido L/20 74.00 cm < 57 ES CORRECTO

## DISEÑO DE CONEXIONES DE LA TRABE COMPUESTA.

b= 153 mm	P= 0.85 Fa A = 98192	>	67011 M/d
c= 13.30 mm	V= 0.85 Fv Av = 31311	>	16825 VIENE DE ANALISIS TRABE
t= 8.00 mm	M= 0.85 Fbx S = 2009561	<	3049000 VIENE DE ARRIBA
k= 30 mm			

EN ACERO A-50

NOMBRE COMERCIAL  
 IR 18"X6"  
 de 59.8 kg/ml



# DISEÑO DE SECCIONES DE LOS ELEMENTOS EN LA ESTRUCTURACIÓN 1

## DISEÑO DE LA TRABE PRINCIPAL DE ACERO.

v-3 SIMPLE APOYO

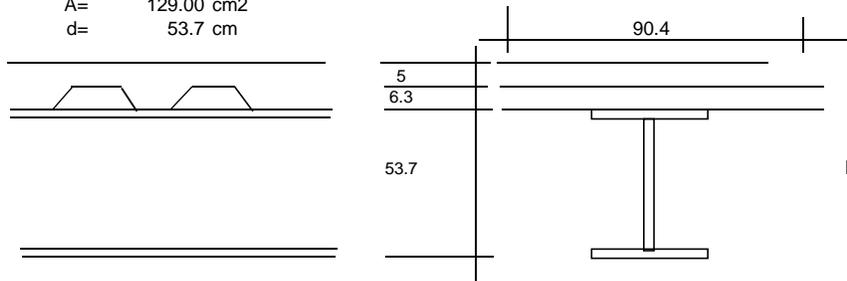
DATOS secundarias de simple apoyo  
 claro= 1480 cm  $f'c=$  250 kc/cm<sup>2</sup>  $f_y=$  3515 kg/cm<sup>2</sup>  
 separación trabe paralela= 200 cm  $E_c=$  197990 kg/cm<sup>2</sup>  $E_s=$  2100000 kg/cm<sup>2</sup>  
 esp capa de compresión= 5.00 cm  $f_c=0.45*f'c$  112.5 kg/cm<sup>2</sup>  $n=$  10.61  
 esp canal de lámina= 6.3 cm  
 Construcción CON apuntalamiento  
 Perno conector de 19 mm. de diámetro x 102 mm. con gancho o cabeza  $f'c=$  5200 kg/cm<sup>2</sup>  
 Separación de los pernos conectores  $\leq$  800mm  
 $q=$  3900 kg/cm<sup>2</sup>  
 Unir la lámina acanalada a la trabe a una distancia no mayor de 40 cm con pernos conectores o con puntos de soldadura.

$M=$  4781000  $F_b=$  2319.9 kg/cm<sup>2</sup>  
 $S=M/F_b$  2061  
**533X101.3** mm x kg/m  
 $S_x=$  2294 cm<sup>3</sup>  
 $I_x=$  61602 cm<sup>4</sup>  
 $A=$  129.00 cm<sup>2</sup>  
 $d=$  53.7 cm

$b/2 \leq L/4=$  370 cm  
 $b \leq l/2=$  100 cm  
 $b \leq 8h=$  90.4 cm

IR 21X68 in x lb/ft

DE ELEM MECANICOS	
$M=$	47810 kg-m
$V=$	12920 kg
$L=$	15 m
$W=$	1500 kg/ml
simple apoyo	



	A	y	Ay
losa	69.46	8.8	611.27
IR	129.00	-26.85	-3463.65
	198.46		-2852.38

$y=$  -14.37 cm

$I_{en}=$  106876 cm<sup>4</sup>  
 $S_t=$  2718 cm<sup>3</sup>  
 $S_c=$  4745 cm<sup>3</sup>  
 $f_b t=M/S_t=$  1759 < 2319.90 kg/cm<sup>2</sup>  
 $f_b c=M/nS_c=$  95 < 112.50 kg/cm<sup>2</sup>  
 $S_a c=$  7436 cm<sup>3</sup>  
 $f_a c=$  643 < 2319.90 kg/cm<sup>2</sup>

## DISEÑO DE CONECTORES

$V_h=AsF_y/2=$  226718  
 $V_h=$  78280.75  
 $N=$  20.07  $Sep=$  30 cm

EN CADA EXTREMO DEL PATIN DEL MOM MAX AL MOM NULO

## REVISION POR DEFLEXION

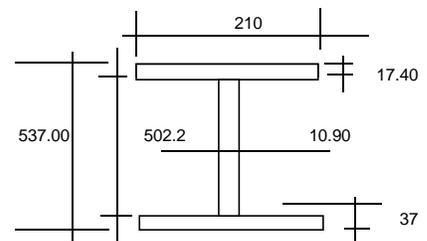
Para simple apoyo y carga uniformemente distribuida  $5WL^4/384EI=$  4.175219 CM  
 Deflexión permisible L/240 6.17 cm > 4.1752 ES CORRECTO  
 Peralte mínimo permitido L/20 74.00 cm < 54 ES CORRECTO

## DISEÑO DE CONEXIONES DE LA TRABE COMPUESTA.

$b=$ 210 mm	$P= 0.85 F_a A =$ 166449	>	89032 M/d
$c=$ 17.40 mm	$V= 0.85 F_v A_v =$ 50350	>	17184 VIENE DE ANALISIS TRABE
$t=$ 10.90 mm	$M= 0.85 F_{bx} S =$ 4112339	<	4781000 VIENE DE ARRIBA
$k=$ 37 mm			

EN ACERO A-50

NOMBRE COMERCIAL  
 IR 21"X8"  
 de 101.3 kg/ml



# DISEÑO DE SECCIONES DE LOS ELEMENTOS EN LA ESTRUCTURACIÓN 1

## DISEÑO DE LA TRABE PRINCIPAL DE ACERO.

v-3' SIMPLE APOYO

### DATOS MARCOS 1 y 9

claro=	498 cm	f'c=	250 kc/cm2	fy=	3515 kg/cm2
separación trabe paralela=	325 cm	Ec=	197990 kg/cm2	Es=	2100000 kg/cm2
esp capa de compresión=	5.00 cm	fc=0.45*f'c	112.5 kg/cm2	n=	10.61
esp canal de lámina=	6.3 cm				

Construcción CON apuntalamiento

Perno conector de 19 mm. de diámetro x 102 mm. con gancho o cabeza f'c= 5200 kg/cm2

Separación de los pernos conectores <= 800mm

q= 3900 kg/cm2

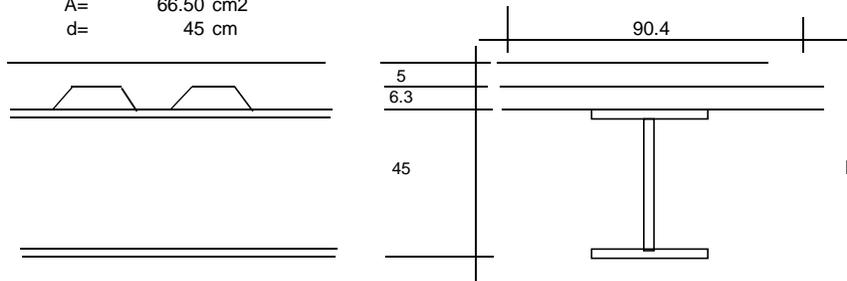
Unir la lámina acanalada a la trabe a una distancia no mayor de 40 cm con pernos conectores o con puntos de soldadura.

M=	1931000	Fb=	2319.9 kg/cm2
S=M/Fb	832		
457x52.2	mm x kg/m	b/2<=L/4=	124.5 cm
Sx=	944 cm3	b<=l/2=	162.5 cm
Ix=	21228 cm4	b<=8h=	90.4 cm
A=	66.50 cm2		
d=	45 cm		

IR 18X35 in x lb/ft

DE ELEM MECANICOS

M=	19310	kg-m
V=	8460	kg
L=	4.98	m
W=	2200	kg/ml
empotre	0	



	A	y	Ay
losa	69.46	8.8	611.27
IR	66.50	-22.5	-1496.25
	135.96		-884.98

y= -6.51 cm

len=	50527 cm4		
St=	1313 cm3		
Sc=	3447 cm3		
fbt=M/St=	1471	<	2319.90 kg/cm2
fbcm=M/nSc=	53	<	112.50 kg/cm2
Sac=	7763 cm3		
fac=	249	<	2319.90 kg/cm2

### DISEÑO DE CONECTORES

Vh=AsFy/2= 116874

Vh= 78280.75

N= 20.07

Sep= 30 cm

EN CADA EXTREMO DEL PATIN DEL MOM MAX AL MOM NULO

### REVISION POR DEFLEXION

Para simple apoyo y carga uniformemente distribuida

WL^4/185EI= 0.07 CM

Deflexión permisible L/240 2.08 cm >

0.0689 ES CORRECTO

Peralte mínimo permitido L/20 24.90 cm <

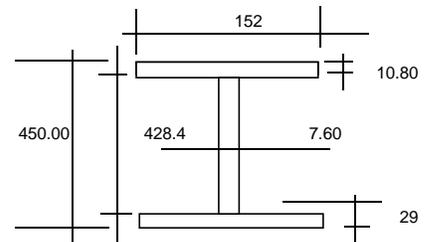
56 ES CORRECTO

### DISEÑO DE CONEXIONES DE LA TRABE COMPUESTA.

b=	152 mm	P= 0.85 Fa A =	85805	>	42911 M/d
c=	10.80 mm	V= 0.85 Fv Av =	29419	>	11252 VIENE DE ANALISIS TRABE
t=	7.60 mm	M= 0.85 Fbx S =	1692262	<	1931000 VIENE DE ARRIBA
k=	29 mm				

EN ACERO A-50

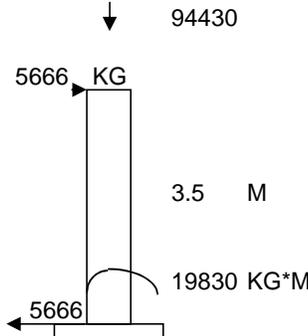
NOMBRE COMERCIAL  
IR 18"X6"  
de 52.2 kg/ml



# DISEÑO DE SECCIONES DE LOS ELEMENTOS EN LA ESTRUCTURACIÓN 1

## DISEÑO DE COLUMNA CUADRADA DE ACERO

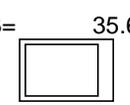
### C-1

DATOS: INTERSECCION B-2  94430

Fd= 1.1  
Pu= 101500 KG  
Mu= 24280 KG\*M  
Mamp= 24280 KG\*M

SE PROPONE PERFIL  
OR 356X9.5 mmxmm ó  
OR 14X0.375 inxin

### DISEÑO DE ESFUERZOS DE COMPRESION EN SECCIONES "CAJA" SUJETAS A CARGA AXIAL DE COMPRESION

	B= 35.6	C= 0.95	Fy= 3515 kg/cm <sup>2</sup>	E= 2100000 kg/cm <sup>2</sup>
	B/C= 37.47368421	< 39.67	SI	r= 14.15 cm <sup>2</sup>
				A= 109 cm <sup>2</sup>
				S= 1222.48 cm <sup>3</sup>
				QA1= 1.00
				Cc= 108.60
	KL/r= 24.73498233	> 200	NO	< Cc
				SI
	Fa= 1955.794 kg/cm <sup>2</sup>			
	fa= 931.1926606 kg/cm <sup>2</sup>			
	fa < FA		SI	
	<b>931.2 &lt; 1955.8</b>			<b>ES CORRECTO</b>

### DISEÑO DE ESFUERZOS DE COMPRESION EN SECCIONES "CAJA" SUJETAS A FLEXION EN AMBAS DIRECCIONES

B/C= 37.47368421	< 31.67	NO	< 39.67	SI	QA= 1.00
Fbx= 2109 kg/cm <sup>2</sup>					
fbx= 1986.126562 kg/cm <sup>2</sup>					
fbx < Fbx		SI			
<b>1986 &lt; 2109</b>					<b>ES CORRECTO</b>

SE ACEPTA LA SECCIÓN PROPUESTA DE  
OR 356X9.5 mmxmm ó  
OR 14X0.375 inxin

NOMBRE COMERCIAL  
PERFIL TUBULAR RECTANGULAR PTR 14"X14"  
PTR 356X356  
de 101.66 kg/ml

# DISEÑO DE SECCIONES DE LOS ELEMENTOS EN LA ESTRUCTURACIÓN 1

## DISEÑO DE COLUMNA CUADRADA DE ACERO

### C-2

DATOS: INTERSECCION B-1

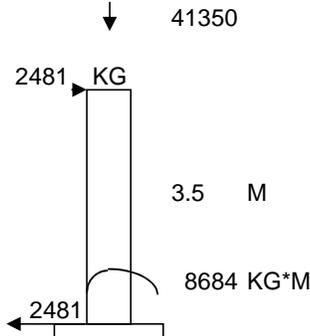
↓ 41350

Fd= 1.1

Pu= 41350 KG

Mu= 21260 KG\*M

Mamp= 21260 KG\*M



SE PROPONE PERFIL  
OR 356X7.9 mmxmm ó  
OR 14X0.313 inxin

### DISEÑO DE ESFUERZOS DE COMPRESION EN SECCIONES "CAJA" SUJETAS A CARGA AXIAL DE COMPRESION

B= 35.6	C= 0.79	Fy= 3515 kg/cm <sup>2</sup>	E= 2100000 kg/cm <sup>2</sup>
		r= 14.15 cm <sup>2</sup>	A= 109 cm <sup>2</sup>
		S= 1222.48 cm <sup>3</sup>	QA1= 1.00
B/C= 45.06329114 < 39.67	SI	Cc= 108.60	
KL/r= 24.73498233 > 200	NO	< Cc	SI
Fa= 1955.794 kg/cm <sup>2</sup>			
fa= 379.3577982 kg/cm <sup>2</sup>			
fa < FA	SI		
<b>379.3577982 &lt; 1955.8 ES CORRECTO</b>			

### DISEÑO DE ESFUERZOS DE COMPRESION EN SECCIONES "CAJA" SUJETAS A FLEXION EN AMBAS DIRECCIONES

B/C= 45.06329114 < 31.67	NO	< 39.67	SI	QA= 1.00
Fbx= 2109 kg/cm <sup>2</sup>				
fbx= 1739.087756 kg/cm <sup>2</sup>				
fbx < Fbx	SI			
<b>1739 &lt; 2109 ES CORRECTO</b>				

SE ACEPTA LA SECCIÓN PROPUESTA DE  
OR 356X7.9 mmxmm ó  
OR 14X0.313 inxin

NOMBRE COMERCIAL  
PERFIL TUBULAR RECTANGULAR HSS 14"X14"  
PTR 356X356  
de 85.36 kg/ml

# DISEÑO DE SECCIONES DE LOS ELEMENTOS EN LA ESTRUCTURACIÓN 2

## DISEÑO DE LA TRABE PRINCIPAL DE ACERO.

v1 DOBLE EMPOTRE

### DATOS

claro= 1480 cm      f'c= 250 kg/cm<sup>2</sup>      fy= 3515 kg/cm<sup>2</sup>  
 separación trabe paralela= 325 cm      Ec= 197990 kg/cm<sup>2</sup>      Es= 2100000 kg/cm<sup>2</sup>  
 esp capa de compresión= 5.00 cm      fc=0.45\*f'c      112.5 kg/cm<sup>2</sup>      n= 10.61  
 esp canal de lámina= 6.3 cm

Construcción CON apuntalamiento

Perno conector de 19 mm. de diámetro x 102 mm. con gancho o cabeza f'c= 5200 kg/cm<sup>2</sup>

Separación de los pernos conectores <= 800mm

q= 3900 kg/cm<sup>2</sup>

Unir la lámina acanalada a la trabe a una distancia no mayor de 40 cm con pernos conectores o con puntos de soldadura.

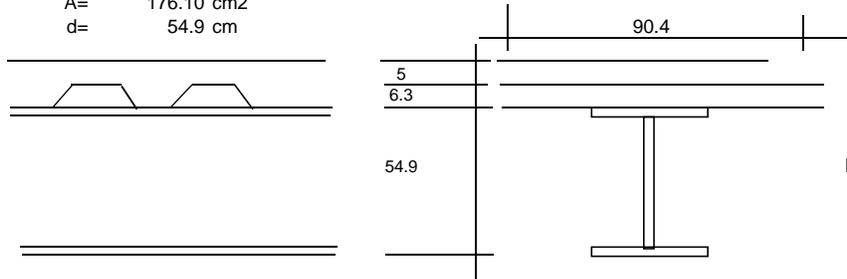
M= 7600000      Fb= 2319.9 kg/cm<sup>2</sup>  
 S=M/Fb      3276  
**533X138.3** mm x kg/m  
 Sx= 3146 cm<sup>3</sup>  
 Ix= 86160 cm<sup>4</sup>  
 A= 176.10 cm<sup>2</sup>  
 d= 54.9 cm

b/2<=L/4= 370 cm  
 b<=l/2= 162.5 cm  
 b<=8h= 90.4 cm

IR 21X93 in x lb/ft

### DE ELEM MECANICOS

M= 76000 kg-m  
 V= 22867 kg  
 L= 14.8 m  
 W= 95 kg/ml  
 2995  
 empotre



b transfor= 8.52 cm

	A	y	Ay
losa	69.46	8.8	611.27
IR	176.10	-27.45	-4833.945
	245.56		-4222.68

y= -17.20 cm

len= 135782 cm<sup>4</sup>  
 St= 3601 cm<sup>3</sup>  
 Sc= 5357 cm<sup>3</sup>  
 fbt=M/St= 2110 < 2319.90 kg/cm<sup>2</sup>  
 fbc=M/nSc= 134 < 112.50 kg/cm<sup>2</sup>  
 Sac= 7896 cm<sup>3</sup>  
 fac= 962 < 2319.90 kg/cm<sup>2</sup>

### DISEÑO DE CONECTORES

Vh=AsFy/2= 309496

Vh= 78280.75

N= 20.07

Sep= 30 cm

EN CADA EXTREMO DEL PATIN DEL MOM MAX AL MOM NULO

### REVISION POR DEFLEXION

Para doble empotre y carga uniformemente distribuida

WL<sup>4</sup>/384EI= 1.312415 CM

Deflexión permisible L/240 6.17 cm >

1.3124 ES CORRECTO

Peralte mínimo permitido L/28 52.86 cm <

55 ES CORRECTO

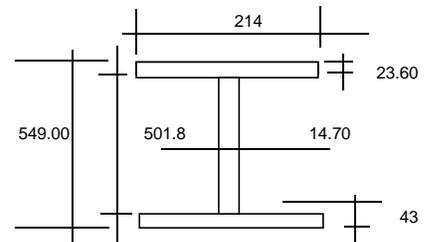
### DISEÑO DE CONEXIONES DE LA TRABE COMPUESTA.

b= 214 mm	P= 0.85 Fa A = 227222 >	138434 M/d
c= 23.60 mm	V= 0.85 Fv Av = 69421 >	42578 VIENE DE ANALISIS TRABE
t= 14.70 mm	M= 0.85 Fbx S = 5639677 <	7600000 VIENE DE ARRIBA
k= 43 mm		

EN ACERO A50

NOMBRE COMERCIAL

IR 21"X8.5"  
 de 138.3 kg/ml



# DISEÑO DE SECCIONES DE LOS ELEMENTOS EN LA ESTRUCTURACIÓN 2

## DISEÑO DE LA TRABE PRINCIPAL DE ACERO.

v2 DOBLE EMPOTRE

### DATOS

claro= 510 cm      f'c= 250 kc/cm2      fy= 3515 kg/cm2  
 separación trabe paralela= 325 cm      Ec= 197990 kg/cm2      Es= 2100000 kg/cm2  
 esp capa de compresión= 5.00 cm      fc=0.45\*f'c 112.5 kg/cm2      n= 10.61  
 esp canal de lámina= 6.3 cm

Construcción CON apuntalamiento

Perno conector de 19 mm. de diámetro x 102 mm. con gancho o cabeza f'c= 5200 kg/cm2

Separación de los pernos conectores <= 800mm

q= 3900 kg/cm2

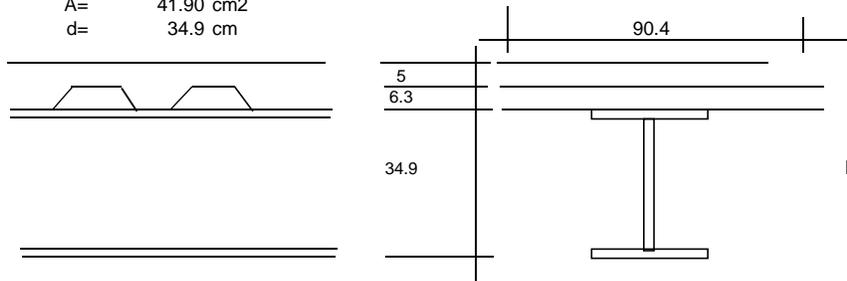
Unir la lámina acanalada a la trabe a una distancia no mayor de 40 cm con pernos conectores o con puntos de soldadura.

M= 1687000      Fb= 2319.9 kg/cm2  
 S=M/Fb 727  
**356X32.7** mm x kg/m  
 Sx= 475 cm3  
 Ix= 8283 cm4  
 A= 41.90 cm2  
 d= 34.9 cm

b/2<=L/4= 127.5 cm  
 b<=l/2= 162.5 cm  
 b<=8h= 90.4 cm

IR 14X22 in x lb/ft

DE ELEM MECANICOS	
M=	16870 kg-m
V=	3506 kg
L=	5.1 m
W=	2295 kg/ml
	0
DOBLE EMPOTRE	



b transfor= 8.52 cm

	A	y	Ay
losa	69.46	8.8	611.27
IR	41.90	-17.45	-731.155
	111.36		-119.89

y= -1.08 cm

len= 25980 cm4  
 St= 768 cm3  
 Sc= 2816 cm3  
 fbt=M/St= 2196 < 2319.90 kg/cm2  
 fbc=M/nSc= 56 < 112.50 kg/cm2  
 Sac= 24133 cm3  
 fac= 70 < 2319.90 kg/cm2

### DISEÑO DE CONECTORES

Vh=AsFy/2= 73639

Vh= 78280.75

N= 20.07

Sep= 30 cm

EN CADA EXTREMO DEL PATIN DEL MOM MAX AL MOM NULO

### REVISION POR DEFLEXION

Para simple apoyo y carga uniformemente distribuida

WL^4/185EI= 0.15 CM

Deflexión permisible L/240 2.13 cm >

0.1538 ES CORRECTO

Peralte mínimo permitido L/20 25.50 cm <

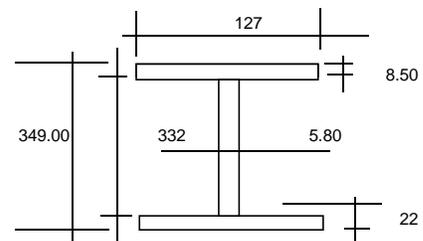
46 ES CORRECTO

### DISEÑO DE CONEXIONES DE LA TRABE COMPUESTA.

b=	127 mm	P= 0.85 Fa A =	54064	>	48338 M/d
c=	8.50 mm	V= 0.85 Fv Av =	17412	>	4663 VIENE DE ANALISIS TRABE
t=	5.80 mm	M= 0.85 Fbx S =	851509	<	1687000 VIENE DE ARRIBA
k=	22 mm				

EN ACERO A-50

NOMBRE COMERCIAL  
 IR 14"X5"  
 de 32.9 kg/ml



# DISEÑO DE SECCIONES DE LOS ELEMENTOS EN LA ESTRUCTURACIÓN 2

## DISEÑO DE LA TRABE PRINCIPAL DE ACERO.

v3 SIMPLE APOYO

### DATOS

claro=	540 cm	f'c=	250 kc/cm <sup>2</sup>	f <sub>y</sub> =	3515 kg/cm <sup>2</sup>
separación trabe paralela=	325 cm	E <sub>c</sub> =	197990 kg/cm <sup>2</sup>	E <sub>s</sub> =	2100000 kg/cm <sup>2</sup>
esp capa de compresión=	5.00 cm	f <sub>c</sub> =0.45*f'c	112.5 kg/cm <sup>2</sup>	n=	10.61
esp canal de lámina=	6.3 cm				

Construcción CON apuntalamiento

Perno conector de 19 mm. de diámetro x 102 mm. con gancho o cabeza f'c= **5200** kg/cm<sup>2</sup>

Separación de los pernos conectores <= 800mm

q= 3900 kg/cm<sup>2</sup>

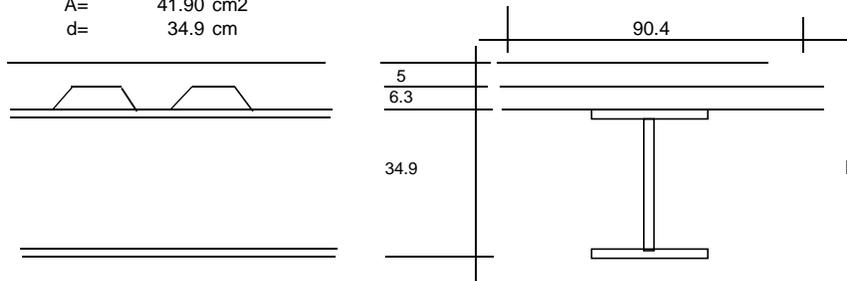
Unir la lámina acanalada a la trabe a una distancia no mayor de 40 cm con pernos conectores o con puntos de soldadura.

M=	1437000	F <sub>b</sub> =	2319.9 kg/cm <sup>2</sup>
S=M/F <sub>b</sub>	619		
<b>356X32.7</b>	mm x kg/m	b/2<=L/4=	135 cm
S <sub>x</sub> =	475 cm <sup>3</sup>	b<=l/2=	162.5 cm
I <sub>x</sub> =	8283 cm <sup>4</sup>	b<=8h=	90.4 cm
A=	41.90 cm <sup>2</sup>		
d=	34.9 cm		

IR 14X22 in x lb/ft

DE ELEM MECANICOS

M=	14370	kg-m
V=	6300	kg
L=	5.4	m
W=	2200	kg/ml
	0	
	simple	



	A	y	Ay
losa	69.46	8.8	611.27
IR	41.90	-17.45	-731.155
	111.36		-119.89

y= -1.08 cm

len=	25980 cm <sup>4</sup>		
St=	768 cm <sup>3</sup>		
Sc=	2816 cm <sup>3</sup>		
f <sub>b</sub> t=M/St=	1871	<	2319.90 kg/cm <sup>2</sup>
f <sub>b</sub> c=M/nSc=	48	<	112.50 kg/cm <sup>2</sup>
S <sub>ac</sub> =	24133 cm <sup>3</sup>		
f <sub>ac</sub> =	60	<	2319.90 kg/cm <sup>2</sup>

### DISEÑO DE CONECTORES

V<sub>h</sub>=AsF<sub>y</sub>/2= 73639

V<sub>h</sub>= 78280.75

N= 20.07

Sep= 30 cm

EN CADA EXTREMO DEL PATIN DEL MOM MAX AL MOM NULO

### REVISION POR DEFLEXION

Para simple apoyo y carga uniformemente distribuida

WL<sup>4</sup>/185EI= 0.19 CM

Deflexión permisible L/240 2.25 cm >

0.1853 ES CORRECTO

Peralte mínimo permitido L/20 27.00 cm <

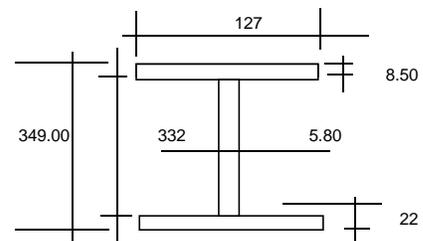
46 ES CORRECTO

### DISEÑO DE CONEXIONES DE LA TRABE COMPUESTA.

b=	127 mm	P= 0.85 F <sub>a</sub> A =	54064	>	41175 M/d
c=	8.50 mm	V= 0.85 F <sub>v</sub> A <sub>v</sub> =	17412	>	8379 VIENE DE ANALISIS TRABE
t=	5.80 mm	M= 0.85 F <sub>b</sub> S =	851509	<	1437000 VIENE DE ARRIBA
k=	22 mm				

EN ACERO A-50

NOMBRE COMERCIAL  
IR 14"X5"  
de 32.9 kg/ml



# DISEÑO DE SECCIONES DE LOS ELEMENTOS EN LA ESTRUCTURACIÓN 2

## DISEÑO DE LA TRABE PRINCIPAL DE ACERO.

v-4 EMPOTRE

### DATOS

claro=	584 cm	f'c=	250 kc/cm2	fy=	3515 kg/cm2
separación trabe paralela=	325 cm	Ec=	197990 kg/cm2	Es=	2100000 kg/cm2
esp capa de compresión=	5.00 cm	fc=0.45*f'c	112.5 kg/cm2	n=	10.61
esp canal de lámina=	6.3 cm				

Construcción CON apuntalamiento

Perno conector de 19 mm. de diámetro x 102 mm. con gancho o cabeza f'c= **5200** kg/cm2

Separación de los pernos conectores <= 800mm

q= 3900 kg/cm2

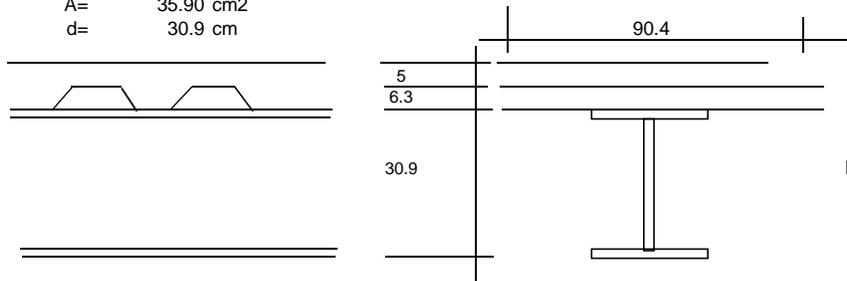
Unir la lámina acanalada a la trabe a una distancia no mayor de 40 cm con pernos conectores o con puntos de soldadura.

M=	1158000	Fb=	2319.9 kg/cm2
S=M/Fb	499		
<b>305X28.2</b>	mm x kg/m	b/2<=L/4=	146 cm
Sx=	349 cm3	b<=l/2=	162.5 cm
Ix=	5411 cm4	b<=8h=	90.4 cm
A=	35.90 cm2		
d=	30.9 cm		

IR 12X19 in x lb/ft

DE ELEM MECANICOS

M=	11580	kg-m
V=	6990	kg
L=	5.8	m
W=	1478	kg/ml
	0	
	simple	



	A	y	Ay
losa	69.46	8.8	611.27
IR	35.90	-15.45	-554.655
	105.36		56.61

y= 0.54 cm

len=	19803 cm4		
St=	630 cm3		
Sc=	2601 cm3		
fbc=M/nSc=	42	<	112.50 kg/cm2
fbt=M/St=	1838	<	2319.90 kg/cm2
Sac=	-36855 cm3		
fac=	-31	<	2319.90 kg/cm2

### DISEÑO DE CONECTORES

Vh=AsFy/2= 63094

Vh= 78280.75

N= 20.07

Sep= 30 cm

EN CADA EXTREMO DEL PATIN DEL MOM MAX AL MOM NULO

### REVISION POR DEFLEXION

Para simple apoyo y carga uniformemente distribuida

WL^4/185EI= 0.22 CM

Deflexión permisible L/240 2.43 cm >

0.2234 ES CORRECTO

Peralte mínimo permitido L/20 29.20 cm <

42 ES CORRECTO

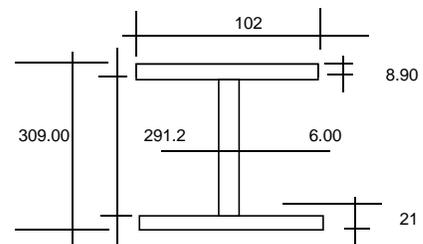
### DISEÑO DE CONEXIONES DE LA TRABE COMPUESTA.

b=	102 mm	P= 0.85 Fa A =	46322	>	37476 M/d
c=	8.90 mm	V= 0.85 Fv Av =	15948	>	9297 VIENE DE ANALISIS TRABE
t=	6.00 mm	M= 0.85 Fbx S =	625635	<	1158000 VIENE DE ARRIBA
k=	21 mm				

EN ACERO A-50

NOMBRE COMERCIAL

IR 12"X4"  
de 28.2 kg/ml



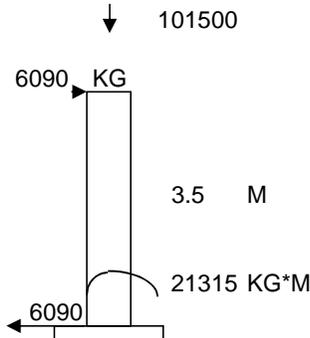
# DISEÑO DE SECCIONES DE LOS ELEMENTOS EN LA ESTRUCTURACIÓN 2

## DISEÑO DE COLUMNA CUADRADA DE ACERO

### C-1

DATOS: INTERSECCION B-2

Fd= 1.1  
 Pu= 101500 KG  
 Mu= 35810 KG\*M  
 Mamp= 35810 KG\*M



SE PROPONE PERFIL  
 OR 356X12.7 mmxmm ó  
 OR 14X0.500 inxin

### DISEÑO DE ESFUERZOS DE COMPRESION EN SECCIONES "CAJA" SUJETAS A CARGA AXIAL DE COMPRESION

B= 35.6	C= 1.27	Fy= 3515 kg/cm <sup>2</sup>	E= 2100000 kg/cm <sup>2</sup>
B/C= 28.03149606 < 39.67 <b>SI</b>		r= 13.92 cm <sup>2</sup>	A= 170.32 cm <sup>2</sup>
		S= 1851.74 cm <sup>3</sup>	QA <sub>1</sub> = 1.00
			Cc= 108.60
KL/r= 25.14367816 > 200 <b>NO</b>			< Cc <b>SI</b>
Fa= 1952.567502 kg/cm <sup>2</sup>			
fa= 595.9370597 kg/cm <sup>2</sup>			
fa < FA <b>SI</b>			
<b>595.9 &lt; 1952.6 ES CORRECTO</b>			

### DISEÑO DE ESFUERZOS DE COMPRESION EN SECCIONES "CAJA" SUJETAS A FLEXION EN AMBAS DIRECCIONES

B/C= 28.03149606 < 31.67 <b>NO</b>		< 39.67 <b>SI</b>	QA= 1.00
Fbx= 2109 kg/cm <sup>2</sup>			
fbx= 1933.856805 kg/cm <sup>2</sup>			
fbx < Fbx <b>SI</b>			
<b>1934 &lt; 2109 ES CORRECTO</b>			

SE ACEPTA LA SECCIÓN PROPUESTA DE  
 OR 356X12.7 mmxmm ó  
 OR 14X0.500 inxin

NOMBRE COMERCIAL  
 PERFIL TUBULAR RECTANGULAR PTR 14"X14"  
 PTR 356X356  
 de 133.46 kg/ml



## 7.- RESULTADOS Y CONCLUSIONES

### 7.1.-RESULTADOS

Después de realizar el diseño para ambos modelos podremos hacer un resumen o tabla de las secciones que nos quedaron para cada modelo establecido, o para fines de este estudio cada estructuración planteada.

Recordando la Estructuración 1 es la que tiene las vigas secundarias en los sentidos o claros largos. Y la estructuración 2 es la que tiene las vigas secundarias en el sentido o claro corto.

<b>ESTRUCTURACIÓN 1</b>				
NOMENCLATURA	NOMBRE DE SECCIÓN	PESO (kg/m)	CANTIDAD (Long en m)	TOTAL (kg)
V-1 (viga 1) principal	IR 18"X7.5"	82	101	8282
V-2 (viga 2) principal	IR 18"X 6"	59.8	211.62	12654.9
V-3 (viga 3 ) secundaria	IR 21"X 8"	101.3	196.64	19919.6
V-3' (viga 3' ) secundaria	IR 18" X 6"	52.2	92.14	4809.71
C-1 (columna 1)	HSS 14" X 0.375"	101.66	48	4879.68
C-2 (columna 2)	HSS 14" X 0.313"	85.36	144	12291.8

TOTAL DE ACERO A-50

**62837.7kg**

<b>ESTRUCTURACIÓN 2</b>				
NOMENCLATURA	NOMBRE DE SECCIÓN	PESO (kg/m)	CANTIDAD (Long en m)	TOTAL (kg)
V-1 (viga 1) principal	IR 21"X8.5"	138.3	139.66	19315
V-2 (viga 2) principal	IR 14"X 5"	38.9	126.972	4939.21
V-3 (viga 3 ) principal	IR 14"X 5"	38.9	84.72	3295.61
V-4 (viga 4 ) secundaria	IR 12"X 4"	28.2	281.2	7929.84
C-1 (columna 1)	HSS 14" X 0.500"	133.46	48	6406.08
C-2 (columna 2)	HSS 14" X 0.313"	85.36	144	12291.8

TOTAL DE ACERO A-50

**54177.6kg**

## 7.2.-CONCLUSIONES

De los diseños de nuestras secciones y realizando una cuantificación de toda la estructura de acero se obtuvieron los siguientes resultados.

Para el Modelo 1 el cual fue estructurado con trabes secundarias en sentido largo y apoyadas en los marcos de sentido corto; obteniendo una estructura estable se tienen **62837.7 kg** de acero estructural A-50.

Para el Modelo 2 el cual fue estructurado con trabes secundarias en sentido corto y apoyadas en los marcos de sentido largo; obteniendo una estructura estable se tienen **54177.17 kg** de acero estructural A-50.

Con esto podemos concluir que en nuestra estructura del Modelo 2 tenemos un ahorro de **8660.53 kg** de acero estructural A-50 por lo que esta será más eficiente y viable de construir.

Además de que las conexiones en esta estructura serán más sencillas de realizar por los tamaños de las secciones.

Dentro de la Estructuración que es la creativa no está peleada con el conocimiento de la teoría estructural; la posibilidad de intuir un sistema estructural eficiente e imaginarlo en sus aspectos esenciales es resultado de una asimilación de conocimientos teóricos y de experiencias adquiridas en la práctica del proceso de diseño estructural y en la observación del su comportamiento de las estructuras.

Debido a los resultados encontrados, mi propuesta metodológica consiste en estructurar este tipo de edificios, que están conformados por marcos rígidos y los cuales reciben la carga por medio de trabes secundarias, colocando estas trabes secundarias en el sentido corto, como en la **estructuración 2** de nuestro estudio; para con ello obtener secciones pequeñas en trabes secundarias (las cuales son mayoría) y obteniendo secciones mayores en los marcos rígidos (las cuales son minoría).

Con esto tendremos una estructura con menor tonelaje de acero lo cual la hará más eficiente económicamente.

En la teoría no se enseña esta parte denominada criterio estructural, esto es un proceso que se va adquiriendo con experiencia.









## REFERENCIAS

- (1) Silva F., (2005), *Tesis Tecnología de nueva Generación para la Edificación con Estructuras Metálicas*. México D.F.
- (2) Mc Cormac, *Diseño de Estructuras de Acero Método LRFD*, 2a Edición, Enero del 2002, México D. F, Alfaomega.
- (3) Meli Piralla, *Diseño Estructural*, 2ª Edición, (2007), México, Limusa.
- (4) Sriramulu Vinnakota, *Estructuras de acero comportamiento y LRFD*, (2006), México, Mc Graw-Hill
- (5) R.C.Hibbeler, *Análisis Estructural*, 3ª Edición, (1997), Traducido en México, Pearson.
- (6) Arnal Simón Luis, Betancourt Suárez Max, *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal*, 5a Edición, Título sexto, Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, (2005), México D. F. Trillas
- (7) Charles G. Salmon, John E. Johson, *Steel Structures Design and Behavior Emphasizing load and Resistance Factor Desing*, 4a Edition, Harper-Collins College Publishers.
- (8) *¿Qué es y para qué sirve un proyecto arquitectónico?*, (s.d.), recuperado el 01 mayo 2015 de [http://proyectoarquitectonico.com/?page\\_id=1885](http://proyectoarquitectonico.com/?page_id=1885)
- (9) Ruiz, González, *Geología Aplicada a la Ingeniería Civil*, (2007), México D.F., Limusa Noriega Editores