



UNIVERSIDAD
DON VASCO, A.C.

UNIVERSIDAD DON VASCO A.C.

Incorporación No. 8727 – 15

a la Universidad Nacional Autónoma de México

Escuela de Ingeniería Civil

**ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA SUPERESTRUCTURA
PARA EDIFICIO DE ACERO DE TRES NIVELES PARA AULAS EN
URUAPAN, MICHOACÁN.**

Tesis

que para obtener

el título de Ingeniero Civil

presenta:

Michael Joaquín Mendoza.

Asesor: I.C. Sandra Natalia Parra Macías

Uruapan Michoacán, 30 de Marzo del 2012



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

ÍNDICE

Introducción.

Antecedentes.	1
Planteamiento del problema.	4
Objetivo.	5
Pregunta de investigación.. . . .	5
Justificación.	6
Marco de referencia.	7

Capítulo 1.- Análisis y diseño estructural

1.1. Concepto de análisis estructural.	9
1.2. Análisis de resistencia, rigidez y estabilidad.	10
1.3. Clasificación de las cargas.	12
1.4. Concepto de diseño estructural.	14
1.5. Reglamentos.	20
1.6. Sistemas estructurales.	22
1.7. Materiales.	29
1.8. Criterios de diseño.	32

Capítulo 2.- Estructuras metálicas

2.1. Concepto de acero.	35
2.2. Origen del acero.	37
2.3. Material, características mecánicas.	40

2.5. Flexión, tensión, compresión, torsión, flexocompresión.	48
2.6. Normatividad.	55
2.7. Conexiones	57
2.8. Soldadura.	60

Capítulo 3.- Resumen de macro y microlocalización

3.1. Generalidades.	63
3.2. Resumen ejecutivo.	67
3.3. Entorno geográfico.	67
3.4. Informe fotográfico.	69
3.5. Estudios realizados.	71
3.6 Alternativas de solución.	72

Capítulo 4.- Metodología de investigación

4.1. Método empleado.	73
4.2. Enfoque de la investigación.	74
4.3. Diseño de la investigación.	76
4.4. Instrumentos de recopilación de datos.	78
4.5. Descripción del proceso de investigación	80

Capítulo 5.- Análisis e interpretación de resultados

5.1. Descripciones y consideraciones generales.	82
5.2. Análisis y cálculo por viento para la cubierta a dos aguas.	86
5.3. Análisis estructural.	111
5.4. Diseño estructural.	144

5.5. Interpretación de resultados. 177

Conclusión 179

Bibliografía. 183

Anexos.

INTRODUCCIÓN

Antecedentes.

Las estructuras han sido analizadas y diseñadas por el hombre desde hace mucho tiempo, con el objeto de obtener un mejor funcionamiento y reducir los costos al no hacer muy sobrados los elementos, lograr una mayor seguridad y estabilidad de la misma, para esto utilizando el análisis y diseño estructural.

Al diseñar una estructura se contemplan todas las situaciones a las cuales puede estar sometida durante su funcionamiento, para asegurar que ésta se comportará de la manera que se tenía prevista, siendo éste es el principal propósito del diseño y por lo cual es una buena medida para saber cuándo se realizan los proyectos de manera adecuada, ya que éste pasa a un modelo matemático, para obtener las fuerzas que tratarán de provocar la falla en el edificio.

En lo que respecta al análisis no sería nada más que revisar que el diseño se haya realizado de forma correcta y cumpla con todas las especificaciones, también comprobando que resiste las solicitaciones de buena forma.

Pero el hecho de implementar acero solamente como material estructural es relativamente nuevo, ya que hasta hace poco se comenzó a estudiar el comportamiento del mismo y a usarse de manera más común.

El primer uso del acero en una estructura fue en 1779 en la construcción de un puente en una ciudad el noroeste de Londres llamada Shropshire, cuyo puente sigue

en pie hasta estos días. Muchas otras edificaciones utilizaron el acero en su constitución no obstante su verdadero desarrollo a sido en los últimos 100 años.

Mediante una investigación realizada en la biblioteca de la Universidad Don Vasco, se encontró un gran número de tesis que tal vez no sean de relación tan directa con la aquí presentada, pero se incluyen algunos puntos en común, la que podría servir como referencia sobre otros temas parecidos, se presentan a continuación.

La primera tiene como título “Análisis y diseño de un edificio de concreto de cuatro niveles para la ampliación del Instituto Morelos secundaria y preparatoria”, realizada en el año de 2007 por Zoila Lizbeth Sandra Selene Lezcano Álvarez, el objetivo de la misma es el plantear una alternativa de solución viable al problema de espacios que existe en el Instituto Morelos, proponiendo la construcción de un edificio de cuatro niveles; llegando a la conclusión de que el proyecto fue realizado con la finalidad de mostrar la importancia que tiene para la construcción de un edificio u otra edificación el tomar en cuenta todos los factores que lo afectan de diferentes maneras.

El segundo texto tomado en cuenta lleva como nombre “Análisis y diseño para edificio de mampostería” elaborado en el año 2003, por Rogelio Arquímedes Mercado Olivos, y tuvo como propósito analizar y diseñar un edificio de mampostería de 4 niveles que resista todas las sollicitaciones a las que será sometido. Obtuvo como conclusión que un edificio de tabique tradicional no está capacitado para

soportar los cuatro niveles por tal motivo se tendría que escoger otro material o reforzar los muros, para que cumpla con los requerimientos.

Planteamiento del problema.

Siempre que se presenta algún problema se tiene que buscar una solución en este caso el problema es la falta de aulas para los alumnos del colegio ya que sus instalaciones están al cupo máximo y es necesario el remediar la cuestión de manera adecuada y rápida, por esto mismo se eligió la opción de una edificio de acero, ya que este tiene sus ventajas respecto a otros materiales.

Porque si no se resuelve esta causaría muchos problemas a la dependencia escolar entonces surge la pregunta, ¿Por qué hacer el edificio de acero?, esta es la principal interrogante que enfrenta la realización de esta propuesta.

El construir un edificio totalmente de acero no es muy común en este país y mucho menos en ciudades que no son de gran importancia, debido a que aún se tiene mucha preferencia por el uso de concreto generado por varios factores, como la experiencia en la construcción de los mismos y el no requerir de gente tan capacitada para su elaboración.

Este sería otro problema ya que se estaría implementando otros métodos de construcción, así como se requerirá de gente especializada para su construcción, no solo eso también conlleva un diseño más exhaustivo que otros materiales, ya que no solo se diseñan las dimensiones de sus elementos sino también sus uniones, con esto generando mucho más trabajo y complejidad para el ingeniero proyectista, tal vez por tal motivo se prefiere la construcción con concreto.

Objetivos.

Objetivo general:

Analizar y diseñar la superestructura de un edificio de acero que cumpla con todas las condiciones necesarias para tener un buen funcionamiento y que satisfaga las necesidades para el cual fue proyectado.

Objetivos particulares:

- Analizar y diseñar de forma correcta la estructura.
- Cumplir con su objetivo de construcción.
- Usar el mejor diseño posible para el edificio.
- Usar el acero como material estructural.
- Obtener una estructura ligera.
- Cumplir con las normas de construcción en acero.

Pregunta de investigación.

Desde el momento en que se comenzaron a estudiar las estructuras de han surgido muchas preguntas, una de ellas es ¿Cuál es el análisis y diseño óptimo para una estructura de acero para las aulas del Colegio La paz? Así como también se desea saber ¿Por qué escoger el acero como material estructural? ¿Qué elementos afectan mayormente a un edificio? ¿Cuál es la importancia de diseñar y analizar?

Justificación.

Se considera de gran importancia el analizar y diseñar una estructura en la ingeniería civil, ya que esto asegura que la misma se comportara como se tenía previsto y cumplirá adecuadamente con todos sus servicios.

El motivo de hacer el edificio de acero es porque de esta manera la estructura es mucho más ligera en comparación con otros materiales y sin perder resistencia, incluyendo otras características que se mencionaran más adelante a mayor detalle al igual que las anteriormente señaladas, con todo esto se mejoran algunos aspectos, como el de tener un edificio homogéneo ya que todo el material es el mismo, solo teniendo cuidado especial en las uniones donde se podría tener algunos problemas.

Este proyecto beneficiará principalmente a la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad Don Vasco ya que con esta tesis se agregará una más a su biblioteca y con esto ayudará a los nuevos alumnos a tener una referencia si es que quieren hacer una tesis parecida a esta o simplemente para leerla como material de información.

También ayudaría al Colegio La Paz debido a que el proyecto implementado les traería solución a sus problemas de sobrecupo y tendrían la seguridad de que el mismo fue diseñado y analizado de forma correcta haciendo de este una opción muy rentable para sus nuevas aulas.

Otra parte beneficiada sería la sociedad en general porque este tipo de proyectos pueden ser consultados para así llevarlos a cabo en la realidad en cualquier momento.

Marco de referencia.

La elaboración de este proyecto está previsto en la ciudad de Uruapan, Michoacán, que se encuentra a 1620 msnm y con coordenadas geográficas 19°25'10"N 102°03'30"O con respecto al meridiano de Greenwich, tiene una extensión territorial de 954.17 km². El estado colinda con los estados de Colima y Jalisco al noroeste, al norte con Guanajuato y Querétaro, con Estado de México al este y al sureste con Guerrero.

Esta ciudad se especializa en la actividad económica de la producción del aguacate, pero no dejando de lado el cultivo de maíz, caña de azúcar, guayaba entre muchos otros cultivos y a la vez la segunda más importante sería el turismo debido a la riqueza de flora de la ciudad.

El clima de la ciudad es uno de los más variados del estado debido a su altitud siendo este templado semihumedo con lluvias en verano. En cuanto a la población según los datos obtenidos por la INEGI en el 2010 es de 315,329 habitantes, esto da como resultado una densidad de población 336 habitantes por km².

La misma cuenta con todos los servicios básicos para el desarrollo de toda construcción o actividad económica como lo son la electricidad, telefonía fija y celular, transporten, agua potable y todos los principales.

En lo que respecta a la infraestructura también se tienen condiciones aceptables, como la mayoría de las vías públicas pavimentadas con excepción de algunas zonas marginadas, carreteras de cuota y sin peaje, con esto facilitando el

transporte a las poblaciones circundantes y algunas obras de gran importancia logrando con esto una ciudad cada vez más poblada y de mayor importancia.

De manera más específica el lugar donde se realizará la obra es en el Colegio La Paz, fundado en el año 1892, siendo un colegio católico ya que su fundador fue el Obispo de Zamora José María Cazares y Martínez. La escuela de la ciudad de Uruapan fue construida en 1982 contando con instalaciones provisionales para luego trasladarse a la que hasta ahora ha sido su sede, en el año de 1984, éste cuenta con educación preescolar, primaria, secundaria y preparatoria.

El colegio como muchas otras instituciones cuenta con una visión y una misión, siendo las siguientes:

- Misión: Somos una institución educativa católica que se empeña en dignificar a la persona mediante la formación integral de los alumnos, a través de estrategias pedagógicas actuales, cimentadas en la práctica de la rectitud, la paz, el trabajo y el amor hecho servicio bajo el principio de quien lo hace todo por dios y en todo caridad.
- Visión: El Colegio La Paz, ha de ser una institución innovadora y de impacto social, reconocida por su calidad en la formación humano-cristiana y académica que introduzca al educando a ser promotor de la rectitud, la paz, la promoción del más necesitado en la construcción de una sociedad más humana mediante la práctica del amor.

CAPÍTULO 1

ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

En este capítulo se aborda lo relacionado al análisis y diseño estructural, tratando los métodos, reglamentos, materiales y principales sistemas estructurales que conforman una estructura, para de tal manera hacerla funcional y duradera.

1.1.- Concepto de análisis estructural.

“Para asegurar el comportamiento adecuado y confiable de una estructura, el ingeniero estructural debe ser capaz de predecir con exactitud la respuesta del sistema estructural a perturbaciones probables (fuerzas, desplazamientos, etc.).”
(Beaufait; 1981: 2)

Según Beaufait (1981), el análisis se basa en predicciones, que a su vez tienen como cimiento modelos, los cuales pueden ser por medio de modelos a escala o físicos y matemáticos.

Generalmente se utiliza el modelo matemático, ya que existen más herramientas para usarlo y en algunos casos el físico o también una combinación de ambos, cuando esto sucede se requiere por lo regular el modelo físico para corroborar los resultados del matemático.

Los métodos que se utilizan en el análisis estructural son los de la estática, ya que ésta se basa en las leyes de Newton, debido a que las estructuras se ven afectadas principalmente por las fuerzas gravitacionales, que causaran estragos a los materiales de los que está constituida la construcción y en gran medida

dependerán de las características mecánicas de los materiales como reaccionaran a ante las sollicitaciones que se presenten.

De tal manera el diseño estructural es un tema que está muy ligado al análisis, por lo cual en muchas ocasiones en este texto se hablara sobre su estrecha relación, ya que el proceso ente el diseño y el análisis es iterativo, porque para dar por concluido por el ingeniero calculista el tema de los cálculos se necesita tener una confirmación final de que toda la estructura se comporta de una manera adecuada y como se tenía previsto.

1.2.- Análisis de resistencia, rigidez y estabilidad.

En cuanto a las estructuras, éstas tienen tres consideraciones básicas, que son: la resistencia, rigidez y estabilidad. Los componentes de una estructura deben de resistir y tener una rigidez adecuada para así soportar todas las sollicitaciones que se presenten.

1.2.1.- Análisis de resistencia.

Continuando lo dicho por Beaufait (1981), para determinar la resistencia de los cuerpos de una estructura se utiliza el análisis del estado de esfuerzo en base a un modelo, el cual arroja resultados de esfuerzos normales y cortantes que son producidos por la flexión, estos pueden ser obtenidos por varios métodos analíticos, con la principal finalidad de satisfacer las condiciones de servicio de la estructura, resistiendo las fuerzas que actuaran sobre ella o en sus elementos de manera individual, cumpliendo con las condiciones de esfuerzo-deformación.

En cuanto a satisfacer las condiciones de servicio se debe de elegir el material de forma correcta para que éste no presente una falla en cualquier parte de su cuerpo, debido a que se exceda de ciertos valores permisibles, en caso de que no se tenga suficiente información sobre el material se hará uso de los factores de seguridad para así tener mayor confianza en el comportamiento de la estructura, las elección de los mismos dependerá en gran medida de la experiencia y el criterio del ingeniero o también haciendo uso de especificaciones obtenidas por medio de investigaciones que faciliten una mejor elección.

1.2.2.- Análisis de rigidez.

De acuerdo con Beaufait (1981), en el caso de la rigidez, ésta es la que marca la pauta para cuanta deformación hay en un elemento dependiendo de la carga que se le aplica, ya que está directamente relacionada con la geometría del miembro, por lo que el ingeniero debe de considerar las características y propiedades mecánicas del elemento, para así controlar las deformaciones y en este caso se usa un análisis de la rigidez mediante un modelo.

Según el caso se tiene especificaciones de deformaciones permisible, dependiendo de cada tipo de elemento estructural, si no se cuanta con alguna se deberá depender como en casos anteriores del criterio y experiencia del ingeniero que diseñe.

1.2.3.- Análisis de estabilidad.

La estabilidad se enfoca en el fenómeno de pandeo producido en un elemento por la aplicación de una carga axial que produzca compresión, esta acción se

produce principalmente por la esbeltez del miembro, aunque como en menciones anteriores también se ve afectado por las condiciones mecánicas del material a emplear, se tiene que tener especial cuidado en estos elementos ya que conforman parte esencial de la estructura y sin la cual no funcionaría de manera satisfactoria.

Las condiciones de fabricación del miembro estructural también tienen su importancia ya que si se fabricó de mala manera habrá irregularidades en el elemento lo que ocasionara que no trabaje de manera uniforme y esto producirá deformaciones locales (deformaciones en pequeñas partes del elemento), basándose en eso el ingeniero deberá de incluir un análisis de estabilidad, en el cual se enfoque en las inestabilidades locales principalmente para evitar una falla en el estructura.

1.3.- Clasificación de las cargas.

Partiendo de lo dicho por McCormac (1983), la determinación de las cargas que se le pueden aplicar al sistema estructural es uno de los problemas más complicados y de mayor importancia a las que se enfrenta un ingeniero estructurista, porque no se puede despreciar ni olvidar cualquier posible carga debido a que esto podría provocar muchos problemas en el funcionamiento de la estructura.

Para todo esto se deben tomar en cuenta todas las combinaciones posibles de varios tipos de cargas de manera simultánea y con esto escoger la más desfavorable para el diseño y análisis.

1.3.1.- Cargas muertas.

Continuando con lo dicho por McCormac (1983), estas cargas son las que se mantienen una posición y magnitud constante, están constituidas por el peso propio de la estructura, en el caso de un edificio estarían incluidas las cargas del peso propio de la estructura, las instalaciones de los servicios, muros, entrepisos, etc.

En cuanto a la obtención de las mismas se puede hacer en base a tablas y especificaciones, en caso de requerir mayor exactitud o no contar con las anteriores, pueden calcularse determinando el peso de cada elemento.

1.3.2.- Cargas vivas.

Son cargas que no mantienen una misma magnitud ni posición lo contrario del caso anterior, viéndolo de otra forma serian todas las otras cargas que no son muertas, estas se dividen en dos: cargas móviles (las que se mueven por si solas como personas, autos, etc.) y movibles (como muebles, materiales almacenados, etc.).

También se pueden encontrar por medio de especificaciones o tablas, o en su defecto ser calculadas.

1.3.3.- Cargas accidentales.

Las cargas accidentales son aquellas que sólo ocurren por un periodo corto de tiempo y en grandes magnitudes, como lo son la lluvia, hielo, nieve, viento o sismo.

Estas cargas juegan un papel muy importante en la estructura, ya que gracias a ellas han ocurrido una gran cantidad de accidentes por no ser consideradas por el ingeniero estructural.

En lo que respecta a un edificio de acero y en este país, las fuerzas que principalmente enfrentaría serían el viento y sismo, dejando de lado las otras ya que sólo se presenta la lluvia pero su efecto es mínimo, por lo tanto, se tiene que realizar un análisis y diseño adecuado para ambas solicitaciones ya que de lo contrario no se podría cumplir con el objetivo de un correcto funcionamiento de la estructura.

1.4.- Concepto de 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 solicitaciones que se presentan durante las distintas etapas de su existencia.”(Meli; 2004: 15)

De acuerdo con Meli (2004), el proceso del diseño estructural está dentro del desarrollo más general del proyecto de una obra, ya que en éste se determinan las características que debe de tener la estructura, con el objetivo de comportarse de la manera más adecuada a las afectaciones que pueden presentarse sobre la misma.

Por otro lado, la construcción debe cumplir con un objetivo muy importante, que es el cumplir con todas sus funciones de manera adecuada y esto partiendo del hecho de no sufrir una falla o un mal comportamiento, que se deba a la falta de capacidad de carga de la estructura.

Existen algunos otros aspectos de una importancia alta para el diseño, pero que debido a que el proceso de diseño de una construcción es de gran complejidad por lo general éstos son llevados a cargo por otros especialistas, porque toda esa tarea para un sólo proyectista sería demasiado, esa es la forma actual en que se realiza una obra, los aspectos específicos serían lo relativo al funcionamiento y la habitabilidad de la construcción.

1.4.1.- El ámbito del diseño estructural.

Una obra puede considerarse como un sistema, dándose a entender que está compuesta por más subsistemas que se une para completar un fin en común.

En el caso de un edificio se tiene una gran cantidad de subsistemas, como lo serían la instalación eléctrica, sanitaria, los elementos arquitectónicos, estructurales, forman parte del sistema general que sería la construcción en sí, ya que todos estos sistemas funcionan de manera conjunta deben tomarse en cuenta a la hora del diseño para optimizar el correcto comportamiento de la estructura.

En la gran mayoría de los casos no se le da la importancia necesaria a la interacción de todos los sistemas, pero desde hace tiempo se aplica una superposición éstos para su correcta realización, por ejemplo, cuando el arquitecto presenta un proyecto arquitectónico, el ingeniero proyectista debe adecuarse lo mejor posible a éste, ya que por lo regular los arquitectos no prestan mucha atención a los problemas estructurales de sus diseños, haciendo que el proyectista busque la mejor solución para acercarse al gusto del arquitecto, así como a base de los proyectos anteriores, otros proyectistas como los encargados de las instalaciones

diseñan los propios de manera tal que se funcionen de manera adecuada todos en conjunto.

Cuando se llega a tener un proyecto definitivo, es en el momento en que cada proyectista terminó de hacer las correcciones de todos los detalles y ajustes a sus proyectos sólo en esta etapa se puede considerar un proyecto final, debido a que cada especialista presta más atención a los puntos que en particular afectan a su proyecto, sin pensar si esto hará que otras funciones de la estructura sean inadmisibles o inconvenientes.

Se dice que una estructura no se construye para que resista sino para cumplir un objetivo en particular y como consecuencia viene que la misma deba mantener su forma y funcione correctamente, su resistencia es importante pero para nada es el aspecto principal o primario.

Debido a todo lo anterior, se debe tener muy presente la calidad del proyecto ya que mientras mayor sea, mejor será su ejecución en construcción, por lo tanto se debe considerar elegir las mejores opciones, tomando en cuenta las técnicas de construcción actuales y el tipo de materiales disponibles para su elaboración.

1.4.2.- El proceso del diseño estructural.

“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 integración con otros aspectos del

proyecto y a las limitaciones generales de costo y tiempo de ejecución.”(Meli; 2004: 21)

Continuando con lo dicho por Meli (2004), el proceso del diseño puede ser muy bondadoso, si es que se imaginó de manera correcta, siendo éste el más idóneo para soportar las solicitaciones externas a las que será sometida la construcción, sin que ésta colapse o sufra una deformación irreversible.

El paso a seguir, es el de hacer los cálculos y comprobaciones necesarias para así poder determinar si el sistema imaginado es el correcto, porque puede llegarse a una solución del mismo pero puede que las dimensiones obtenidas sean muy grandes, provocando esto que el proyecto sea poco viable y extremadamente costoso, en esta parte del proceso no es nada desconocida la teoría estructural, ya que el predecir un sistema adecuado raramente es una habilidad de nacimiento, si no que se requiere también de un conocimiento teórico y del uso de la experiencia obtenida a través de los proyectos realizados anteriormente.

Para esta parte del diseño se requiere de lo que denominan un buen criterio estructural, éste no sólo se basa en una buena intuición o percepción de las cosas si no como se mencionó anteriormente de una combinación también de la práctica y en fuertes conocimientos teóricos.

Pero como es del saber de todos es muy difícil enseñar a los alumnos a tener un criterio de diseño, tanto en los salones de clases como en los libros, debido a que éste no es algo que se pueda transmitir de manera fácil o implantarse como un

conocimiento más, porque depende en su mayoría de la experiencia y habilidades que el proyectista tenga al momento de concebir sus ideas.

El hecho de tratar de subdividir o clasificar el proceso de diseño es complicado y es difícil saber si es una buena forma de entender su esencia pero existen tres aspectos esenciales como lo son: la estructuración, el análisis y el dimensionamiento.

- **Estructuración.**

Retomando a Meli (2004), durante esta etapa del proceso se gestiona todo lo relacionado a la elección del material de construcción, la forma que tendrá la estructura, sus elementos más importantes y sus dimensiones.

En esta parte del procedimiento es donde actúan principalmente la creatividad y el diseño, dependiendo de éstas así serán de bondadosos los resultados obtenidos, esto se realizara a partir del ensaye de las formas estructurales más importantes y la evaluación de los materiales más comunes.

- **Análisis.**

Es la etapa del proceso de diseño en la que se determinan las respuestas de la estructura, ante diversos tipos de solicitaciones externas que puede afectar el correcto funcionamiento de la misma, lo básico de este periodo de diseño es la obtención de las cargas que deterioran a la construcción y para esto se requieren los siguientes pasos:

- Modelación: Este consiste en la idealización de la estructura por medio de un modelo teórico y que tenga una buena factibilidad de ser analizado con los

métodos actuales. Tomando el ejemplo de un edificio, puede idealizarse como un sistema de marcos planos, muy frecuentemente en estas idealizaciones se cometen muchos errores, porque no se contemplan todos los elementos necesarios en la respuesta del edificio o simplemente por escoger un modelo muy carente.

- Determinación de las acciones de diseño: En la mayoría de las ocasiones algunos agentes o cargas aplicadas a las estructuras, provocan esfuerzos los cuales están sujetos o definidos por los códigos aplicados a ellos. Frecuentemente queda como responsabilidad del ingeniero proyectista el determinar los valores de diseño de las cargas o por lo menos considerar los aspectos ambientales de la locación para así definir las acciones de diseño.
- Determinar los efectos de las acciones de diseño en el modelo estructural elegido: Durante esta etapa es en la cual se hace el análisis tal cual su nombre lo dice, es decir, de determinan las fuerzas internas y las deformaciones de la estructura.

- **Dimensionamiento.**

En conformidad con Meli (2004), en esta parte del proceso se define cómo será la estructura y si es que la misma cumple con los requerimientos de seguridad, también se realizan los planos, juntos con las especificaciones de la construcción de la estructura.

Al haber separado el proceso de diseño en tres partes que llevan una secuencia lógica, esto hace pensar que es un proceso relativamente unidireccional,

ya que al principio se idealiza una estructura, después se analiza y por último se dimensiona, pero el proceso real es más complejo debido a que es interactivo y se pasa por una misma etapa varias veces hasta llegar a su forma final.

1.4.3.- Las herramientas del diseño.

En cuanto a los procesos de diseño se ha tenido un avance considerablemente rápido, porque hasta hace no más de un siglo las estructuras no se diseñaban, simplemente se realizaban a base de intuición o en base a la naturaleza que las rodeaban, pero en la época actual existen muchas herramientas, tales como los programas de computación que a cada momento se hacen más y más sofisticados, o el contar con tres tipos diferentes de ayudas: las normas y manuales, los métodos analíticos y la experimentación.

Los métodos anteriores de ayuda deben tomarse en cuenta como elementos que facilitan el proceso del diseño mentalmente.

1.5.- Reglamentos.

“Los reglamentos para el diseño de estructuras son documentos legales que tienen como función proteger a la sociedad contra el colapso o mal funcionamiento estructural de las construcciones.”(Meli; 2004: 101)

Siguiendo con lo comentado por Meli (2004), el grado de seguridad que puede lograrse con los reglamentos no es absoluto, sino que debe de servir como referencia para llegar a un punto óptimo que pueda lograrse, para el complemento de éstos existen otros documentos como las normas, especificaciones y

recomendaciones, que tal vez no tengan algún valor legal en ocasiones, pero ayudan a cumplir los objetivos de los reglamentos.

Los reglamentos son la mayoría de las veces realizados conjuntos de especialistas y revisados por ciertas personas o instituciones, por productores de materiales, centros de investigación y de autoridades competentes, para así obtener una validez.

Existe mucha controversia acerca de si los reglamentos deben ser limitados a explicar ciertos requisitos generales, para así dejar el resto al criterio del ingeniero proyectista o si bien deberían hablar de forma más detallada y específica de los procesos de diseño.

Por lo mencionado anteriormente existen dos tipos de reglamentos, los funcionales y los prescriptivos, los primeros son más racionales y permiten mayor libertad al proyectista para así poder innovar, pero eso mismo complica el hecho de poder comprobar el diseño, por otro lado los segundos son más limitantes en ese aspecto ya que te obligan a seguir una gran lista de requisitos, que cubren la mayoría de los casos conocidos, esto brinda también mayor seguridad al ingeniero debido a que cuenta con un camino claro y probado con el cual demuestra que su diseño cumple con los requisitos necesarios, existen una gran variedad de reglamentos internacionales y nacionales a continuación se mencionaran algunos:

- LRFD (Load and Resistance Factor Design)
- AISC (American Institute of Steel Construction)
- ACI (American Concrete Institute)

- AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials)

En México, el reglamento más utilizado y que sirve como base principal para los proyectistas es el Reglamento de Construcción del Distrito Federal (RCDF), incluso aunque muchos estados tengan el propio solo difiere un poco de la versión del DF así que es el de uso general, éste se complementa con unas Normas Técnicas Complementarias (NTC), la cual abarca diversos tipos de materiales y estructuras dividiéndose en: concreto reforzado, madera, cimentación, viento, acero, mampostería, sismo y prevención de incendios, siendo ésta la forma en la cual se dividen las NTC.

Otro muy conocido y usado es el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, con la diferencia que esta se basa más en obras industriales, tanques, torres, chimeneas y cimentaciones agregando el hecho de especificar diferentes tipos de acción por cada zona de la república mexicana.

1.6.- Sistemas estructurales.

Como dice Meli (2004), las estructuras de manera general están compuestas por elementos básicos, haciendo que el acomodo de los anteriores funcione como un sistema, aprovechando las características esenciales de cada uno, centrándose principalmente en tres características importantes para los sistemas como lo son la resistencia, rigidez y ductilidad.

Todo sistema debe poder soportar de buena manera las variantes de sollicitaciones que éste pueda sufrir y tener la rigidez suficiente para absorber las

cargas sin importar la dirección en las que se presenten, porque éstas pueden actuar tanto horizontalmente como verticalmente, también debe poseer la ductilidad necesaria para que cuando alcance su límite de resistencia por primera vez, no sea llevada al colapso la estructura sino que resista la carga máxima y si es posible tenga reserva de capacidad antes de la falla total.

Para el aspecto anterior es muy importante tener en cuenta la hiperestaticidad del sistema, ya que mientras mayor sea la misma, más grande será el número de elementos individuales que tienen que llegar a su falla máxima antes de que estos formen una mecanismo de falla, para esto se toma en consideración, la idealización de ciertos modelos de sistemas estructurales.

“Un sistema en serie es el que está formado por elementos conectados de manera que las cargas se transmiten sucesivamente de uno a otro y basta la falla de un solo elemento para producir el colapso del sistema.”(Meli; 2004: 300)

Para que un sistema falle debe de fallar alguno de sus elementos, pero es más fácil calcular la probabilidad de que no falle el sistema a que lo haga, por lo tanto después la aplicación de varias fórmulas y diversos estudios, se ha llegado a la conclusión de que la falla de éste tipo de sistema crece proporcionalmente con el número de elementos que componen al mismo, esto da a entender que un sistema que cuente con un gran número de elementos en serie, ostente una posibilidad apreciable de falla, aunque la falla de un elemento individual no sea tan significativa.

“Por otra parte, considérese un sistema en paralelo, o sea que está formado por elementos conectados de manera que la capacidad del sistema es la suma de las resistencias individuales.”(Meli; 2004: 301)

En este tipo de sistema, si el modo de falla de cada elemento es frágil, cuando él mismo alcance su estado de falla debido a que es el más débil, el sistema puede llegar al colapso, a menos que todos los elementos que restan soporten la carga que absorbía el que falló, dividida entre todos ellos, cuando el sistema no cuente con un gran número de elementos, es más probable llegar al colapso cuando uno falle, porque la carga será dividida entre unos pocos.

1.6.1.- Sistemas formados por barras.

Según Meli (2004), con acomodos de barras se pueden formar diversos tipos de sistemas estructurales, de los cuales pueden distinguirse claramente una subdivisión entre los arreglos triangulares, tipo armadura y los de tipo marco.

En el caso de los primeros las solicitaciones externas se detienen por fuerzas axiales en los miembros, en los de tipo marco o no triangulares, la transmisión de carga conlleva a la manifestación de cortante y flexión.

Por otro lado, se puede hacerse otra división entre los sistemas que son bidimensionales y los que son constituidos por sistemas bidimensionales, que pueden analizarse de manera individual y por último los que solo pueden ser analizados tridimensionalmente.

Otra faceta importante que hay que tener en cuenta en los sistemas para distinguir su comportamiento, es el tipo de apoyos entre sus barras, este puede ser apoyo simple, articulación o empotrado.

De los principales sistemas que abarcan las características anteriores, se destaca el sistema de armadura plana, que está compuesto por barras rectas articuladas en los extremos y acomodadas de manera que conformen triángulos, que debido a su forma tienen una alta rigidez para soportar fuerzas en su plano, logrando con esto que las acciones exteriores sean resistidas solamente por las fuerzas axiales de los elementos.

Este sistema puede imaginarse como una viga pero con alma hueca, ya que transmite las cargas transversales a los apoyos, a diferencia de que el momento flexionante de cada barra se equilibra, gracias a las fuerzas de compresión y tensión, que se concentran en las cuerdas inferior y superior, en el caso de los elementos verticales y diagonales la fuerza cortante se equilibra debido a las fuerzas axiales.

Para el caso de las armaduras se aprovecha de manera muy certera el material, porque los elementos se encuentran sometidos a cargas axiales y que se encuentran repartidas de forma uniforme en toda su distancia, agregando además la ligereza del material, con esto logrando que las armaduras sean muy convenientes para cubrir grandes claros.

Generalmente en la mayoría de los casos prácticos, no se lleva una conexión propiamente articulada en las barras, más bien sería rígida, pero como en el

acomodo de las barras se forman triángulos y las cargas están aplicadas en los nodos, los momentos flexionantes que se producen son pequeños, por lo tanto la idealización del sistema con articulaciones es válido y más fácil de diseñar, otra característica de las armaduras, es que el Angulo que forman es regularmente 30 o 60 grados, para así tener una mayor rigidez.

Continuando con lo mencionado por Meli (2004), otro arreglo conformado por barras es el marco, que es uno de los sistemas estructurales más primitivos que ha empleado el ser humano para realizar sus edificaciones, en éste sistema no se presenta la transmisión de momentos entre columnas y vigas, lo que da lugar a una clara interpretación y cálculo de las cargas internas de los elementos, a pesar de lo anterior también tiene sus desventajas, ya que hace que la transferencia de cargas sea poco eficaz esencialmente con las cargas laterales.

La falta de resistencia ante cargas horizontales, se debe a que las columnas trabajan en voladizo y, por lo tanto, necesitan estar empotradas a la cimentación para así poder contrarrestar el momento de volteo, en la actualidad las construcciones de un nivel emplean este sistema, pero no hay problema debido a que las cargas son muy pequeñas, en el caso de los edificios de varios niveles se utiliza la combinación con otro sistema para otorgar mayor rigidez y resistencia al marco.

En cuanto a la transmisión de esfuerzos de un marco, no se realiza simplemente de una barra a otra por estar sobrepuestas, sino porque hay una conexión entre ellas que favorece la capacidad de transmitir no solo compresiones, también cortantes y tensiones.

La conexión puede ser articulada, aunque generalmente las estructuras modernas usan nodos rígidos, que tienen la capacidad de transferir también los momentos flexionantes, a partir de esto se obtiene el llamado marco rígido, él mismo cuenta con una mayor resistencia a las cargas accidentales.

A sabiendas de la mayoría de los ingenieros el marco es el sistema estructural más común hoy en día, particularmente en los edificios para formar su esqueleto vertical y que éste sea resistente, las ventajas que presenta no es solo su buen funcionamiento estructural, sino también que interviene muy poco con las funciones de la edificación, al dejar una gran libertad para el uso del espacio interno.

1.6.2.- Sistemas formados a base de placas.

“Mediante arreglos de placas verticales (muros) y horizontales (losas) se pueden formar sistemas de diversas características, los que en general se pueden denominar tipo cajón.”(Meli; 2004: 310)

Esta superposición de placas, es un sistema muy parecido al marco, simplemente cambiando los elementos por placas, también contando con los mismos inconvenientes. Gracias a la falta de continuidad en los apoyos, éste sistema es un muy débil ante las sollicitaciones accidentales, que puedan generar esfuerzos cortantes o tensiones en las conexiones.

La principal afectación de estos sistemas es la poca o casi nula resistencia ante las acciones laterales, debido a que los muros tienen muy poco espesor (peralte), por lo mismo este sistema fue empleado en edificios de mampostería en lugares no sísmicos, pero se desechó porque cada vez se llegaba a espesores más y

más grandes gracias al aumento de niveles, haciendo de ésta una opción poco viable para los tiempos actuales.

Partiendo de lo dicho por Meli (2004), si se logra una continuidad entre las uniones losa-muro, se puede tener un sistema parecido al del marco que reduzca las deflexiones y los momentos de la losa, como consecuencia se generan flexiones en los muros, una solución a este problema es el usar materiales resistentes a la tensión, siendo estos el acero o el concreto reforzado.

La acción de funcionar como marco presenta cierta rigidez ante las fuerzas horizontales hasta cierto punto, porque debido a los momentos de inercia éste sistema resulta un poco débil, todo esto gracias a que los momentos de inercia de sus componentes son pequeños por su reducido espesor.

El acomodo idóneo para los elementos tipo placa en un sistema de tipo cajón tridimensional, en el cual la losa está apoyada en dos direcciones, logrando con esto un aumento notable de su rigidez y resistencia ante las cargas verticales, el sistema en general tiene un mejor funcionamiento, como una mejor transmisión de cargas entre losa-muro, mayor resistencia a las cargas laterales, cortantes y tensionantes.

1.6.3.- Otros sistemas estructurales.

Existen un gran número de sistemas que puede presentarse a partir de la unión de elementos planos, lineales y curvos, pero generalmente existen sistemas que ya han presentado sus puntos fuertes a través del tiempo, tampoco debe de perderse la consideración de que la mayoría de los sistemas son tridimensionales y que tienen una subdivisión de sistemas planos.

1.7.- Materiales

“En un pasado reciente los principales materiales fueron el acero, concreto reforzado, y muchas clases de maderas. Cuando se usaron en estructuras, todos ellos fueron analizados por métodos elásticos. Ahora en lugar de un tipo de acero hay muchos, y el diseño puede ser elástico y/o plástico. En lugar de usar simplemente la teoría elástica en concreto reforzado, usamos conceptos elásticos, de resistencia última y de líneas de fluencia; también usamos mampostería de baja y alta resistencia, concreto reforzado y concreto presforzado.”(Hill; 1995: 10)

Según Hill (1995), la madera, aluminio, mampostería reforzada y otros materiales están tratando cada vez de tener un papel más importante en el trabajo estructural. Los materiales tienen características muy diferentes, en cuanto a su comportamiento y composición, por ejemplo tienen distintas resistencias, esfuerzos permisibles, rigideces y también módulo de elasticidad.

Con esto se denota la importancia de los tipos de materiales para uso estructural, otras características importantes son: qué tipo de falla presenta el material si es frágil o dúctil, como cambian con el paso del tiempo, la afectación de las cargas a las que está sometido y la calidad del medio ambiente que lo rodea.

1.7.1.- Madera.

“A diferencia de muchos materiales de construcción, la madera no es un material elaborado, sino orgánico, que generalmente se usa en su estado natural.”(Parker; 1983: 21)

En conformidad con Parker (1983), de la gran cantidad de factores que afectan la resistencia de la madera, los de mayor importancia son: su densidad, contenido de humedad y los defectos naturales que pueda tener. Debido a los efectos y variaciones del material, es muy difícil darle valores de esfuerzos unitarios de trabajo, con la misma cantidad de eficiencia que en el caso de otros materiales como el acero y concreto.

Para la ingeniería, la madera es un material que se distingue por presentar problemas más variados y complejos que otros tipos de materiales estructurales. Al momento de distinguir la madera se hace mediante dos grupos de árboles: los de madera dura y los de madera blanda. Los de madera dura (encinos o arces), que tienen hojas anchas y los de madera blanda (pinos o cipreses), que son coníferas.

Aunque a veces esa clasificación tiene sus excepciones ya que hay pinos que tienen unas de las maderas más duras o tilos que se consideran duros y son extremadamente blandos. Donde se utiliza principalmente la madera como material estructural es en los Estados Unidos, siendo los más usados el pino del sur y los abetos Douglas.

Partiendo del peso específico de cada tipo de madera, que es determinado por la diferencia de disposición y tamaño de las células huecas que lo componen, se obtiene la densidad del material la cual está estrechamente ligada a su resistencia.

1.7.2.- Concreto.

“El concreto es un material pétreo, artificial, obtenido de la mezcla, en proporciones determinadas, de cemento, agregados y agua. El cemento y agua

forman una pasta que rodea a los agregados, constituyendo un material heterogéneo. Algunas veces se añaden ciertas sustancias, llamadas aditivos o adicionantes, que mejoran o modifican algunas propiedades del concreto.”(González; 2007: 31)

Según González (2007), comparado con el de otros materiales el peso volumétrico del concreto es muy elevado, por lo tanto como los elementos estructurales compuestos de concreto son robustos, debe tenerse especial cuidado en ello por su peso ya que es una característica muy relevante. El valor del peso volumétrico varía entre 1.9 y 2.5 ton/m³, tomando en cuenta la principal variable que es la cantidad de agregados pétreos que contenga.

Para lograr una distinción entre los tipos de concreto debido a su peso volumétrico, existen reglamentos como el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, que los divide en concreto de clase 1, cuyo peso volumétrico es mayor a 2.2 ton/m³, y el de clase 2, con un peso volumétrico entre 1.9 y 2.2 ton/m³.

El concreto, como material estructural no es usado generalmente en su estado simple, ya que es resistente a la compresión pero débil ante la tensión, lo que restringe su conveniencia como material estructural, por esa razón se utiliza un refuerzo de acero, en forma de barras en la mayoría de las ocasiones, para las zonas donde se percibe que se gestaran tensiones debido a las acciones de servicio, además gracias a esto se limita el nacimiento de grietas que se origina por la tensión.

Al usar el refuerzo no sólo cumple con la función anterior, sino que también incrementa la resistencia a la compresión, colocándolo en zonas de fallas para

disminuir las deformaciones producidas por las cargas, a la combinación de concreto con el acero de refuerzo se le conoce como concreto reforzado.

Actualmente los materiales más utilizados en la elaboración de sistemas estructurales son el concreto y el acero, cada uno con sus combinaciones pertinentes para lograr un mejor funcionamiento, para esta tesis el material del que constituirá el edificio será el acero, por lo tanto, se abarcará con mayor amplitud el mismo en el capítulo siguiente.

1.8.- Criterios de diseño

En conformidad con Meli (2004), el objeto de tener una estructura segura, depende principalmente de saber cómo lidiar de manera adecuada los problemas de seguridad, para esto es fundamental realizar un buen planteamiento del diseño, que sea capaz de permitir la identificación clara de donde se tiene que hacer uso de factores de seguridad y cuál será el resultado de la utilización de los mismos.

El diseño por estados limite es el más claro ejemplo de lo mencionado anteriormente, ya que permite la comparación de la resistencia en cada caso de su estado limite contra su acción correspondiente. La forma ideal de su funcionamiento sería tener un sólo factor, con el cual estimar lo mejor posible la resistencia, por medio de variables.

En éste método se presentan una gran cantidad de problemas prácticos, como lo sería que dependiendo del caso en particular, así serán las incógnitas que existen en determinadas variables y detalles del diseño, con esto provocando que el valor que se deba tomar del factor de seguridad sea muy diverso partiendo de las

condiciones peculiares. Los reglamentos deben prevenir la mayoría de las alternativas, y mediante éstas ayudar al proyectista a encontrar el factor de seguridad adecuado, en base estudios de la importancia y magnitud de cada una de las incertidumbres.

Con el objeto de hacer este proceso más sencillo y obtener unos factores de seguridad de manera más rápida, los reglamentos implementan factores de seguridad parciales, tomado en cuenta solo las incertidumbres en las variables de éstas se presentan, por el contrario de acumular los factores hasta tener un solo factor de seguridad definitivo, debido a ese motivo el primer método dista de tener precisión debido a la falta de uniformidad en los diferentes niveles de seguridad. Generalmente al planteamiento de estados límite se le denomina criterio de diseño por resistencia última.

Continuando lo dicho por Meli (2004), por otro lado se encuentra el criterio de esfuerzos permisibles, el cual se ha usado desde hace tiempo para la mayoría de los materiales, esto suponiendo que tienden a comportarse de manera elástico lineal, por esa razón los esfuerzos actuantes se calculan mediante una teoría elástica y da por entendido que los permisibles se establecen considerando que el material tendrá un comportamiento prácticamente lineal para todos los esfuerzos menores a ellos.

Cada uno de estos criterios tienen sus ventajas y desventajas, dependiendo del campo de aplicación y de las limitaciones de los mismos, debido a esto se tiene una gran controversia sobre cual método es mejor, no obstante cada uno tiene sus puntos fuertes por ejemplo, el diseño por estados límite llamado de otras formas

dependiendo de los reglamentos, cuenta con un planteamiento más claro de qué objetivos se pretenden al momento de diseñar una estructura, también facilitando la identificación de los factores de seguridad que se tomaran y las magnitud que tendrán los mismos.

Por otro lado, el diseño por esfuerzos permisibles, genera la ventaja de englobar la seguridad simplemente con el uso de dos términos, de esta manera logrando que si un proyectista con la experiencia suficiente tenga claro si es que los obtenidos, son razonables para la estructura. Pero no permite la misma flexibilidad de posibles ajustes a los factores de seguridad, partiendo de las características de cada situación.

La elección entre un método u otro, depende mayormente del agrado del proyectista, ya que históricamente se usó primero el criterio de resistencia última, con el paso del tiempo se constituyó la teoría de la elasticidad cambio la forma de obtener los esfuerzos, pero no obstante se debe tener la consideración de las características de la estructura para la elección del criterio a usar.

CAPÍTULO 2

ESTRUCTURAS METÁLICAS

Durante este capítulo se comenta todo lo ligado al acero, su composición, formas, características, normatividad y sus principales esfuerzos producidos por las acciones, así como la importancia y los tipos de uniones de este material, resaltando los aspectos fundamentales de cada uno de los temas relevantes al acero.

2.1.- Concepto de acero.

“El acero es uno de los más importantes materiales estructurales. Entre sus propiedades de particular importancia en los usos estructurales, están la alta resistencia, comparada con cualquier otro material disponible, y la ductilidad (ductilidad es la capacidad que tiene el material de deformarse sustancialmente ya sea a tensión o compresión antes de fallar). Otras ventajas importantes en el uso del acero son su amplia disponibilidad y durabilidad, particularmente con una modesta cantidad de protección contra el intemperismo.” (Bowles; 1993: 19)

Según Escalante (2003), el acero también cuenta con una relación esfuerzo-deformación unitaria en forma lineal, aunque sea para esfuerzos considerados altos y tiene un módulo de elasticidad, que es igual ya sea para compresión o para tensión.

“Por tanto, el comportamiento de los aceros estructurales bajo cargas de trabajo puede predecirse de forma “exacta” por medio de la teoría elástica. Además, como se fabrican bajo condiciones de “control”, garantiza una calidad uniforme.”(Escalante; 2003: 4)

El acero estructural es el acero más usado actualmente, debido a una gran cantidad de ventajas que presenta como la resistencia, ductilidad, economía, además de otras tantas que cumplen perfectamente con sus funciones en las estructuras, generalmente los perfiles de acero tienen como finalidad su uso en puentes, edificios o sistemas de transporte, la mayoría de estos obedecen las especificaciones de la ASTM (American Society for Testing and Materials), que otorga a los productores ciertas condiciones de calidad que debe tener el acero.

En conformidad con Bowles (1993), el acero es un material que se crea a partir de la refinación del conocido mineral de hierro y otros materiales de desecho, junto con una combinación con carbono y oxígeno como agentes para su fundición.

Existen propiedades de gran importancia en el acero, éstas son las siguientes:

- Módulo de elasticidad (E).
- Módulo de cortante (G).
- Coeficiente de expansión térmica (α).
- Punto de fluencia y resistencia última.
- Otras propiedades de interés serían su densidad de masa y el peso unitario.

2.2.- Origen del acero.

De acuerdo con McCormac (1991), el primer metal usado por los seres humanos, seguramente fue alguna aleación de cobre, un ejemplo claro sería el bronce, que está compuesto a base de cobre, estaño y otros materiales, en general el gran adelanto que se ha tenido en la utilización de los metales, ha sido gracias al

hierro y al acero, cuya producción abarca prácticamente el 95% de la producción mundial en peso.

Numerosos han sido los intentos de los arqueólogos para determinar cuál fue el primer uso del hierro, así encontrando un brazalete de un faraón egipcio que data de hace más de 5000 años. De ahí se destaca la importancia que este material tiene para el avance de las civilizaciones y que seguramente lo seguirá teniendo por mucho tiempo.

Porque desde la era de hierro (alrededor del año 1000 A.C.), en gran medida el progreso de las herramientas para mantener la paz o generar la guerra, ya que esto repercute directamente en el aprovechamiento que le ha dado cada civilización al hierro, por tales motivos esto ha decidido una gran cantidad de enfrentamientos militares.

Los historiadores tienen la creencia de que el hombre aprendió a usar por primera vez en hierro que contenían los meteoritos espaciales estrellados en la tierra, mayormente el hierro contenido en los meteoritos tiene una combinación con níquel, haciendo de éste un metal mucho más duro, del que seguramente se forjaron las primeras armas y herramientas primitivas.

El acero puede definirse como una aleación de hierro con pequeñas cantidades de carbono, que la mayoría de las veces no sobrepasa el 1%, además de algunos otros materiales, éste material tiene un periodo de fabricación de 2000 a 3000 años, pero hasta la mitad del siglo XIX no existía un método de elaboración que fuera lo suficientemente económico.

De manera casi segura el primer acero fue obtenido, en un momento en el que por casualidad se encontraron los otros materiales con el hierro, que se calentaba así formando el acero, al pasar el tiempo este proceso se fue consolidando seguramente con el uso de carbón vegetal y martillando la aleación para así fusionarlos y uniformizarlos, con la repetición de este método varias veces se formaba una capa dura de acero, lo cual podría nombrarse como el nacimiento de las espadas.

El primer procedimiento para realizar acero en cantidades muy grandes, se le llamó como su inventor: Sir Henry Bessemer de Inglaterra, él mismo recibió de la patente en su país en el año de 1855, trato de llevar su patente a los Estados Unidos, pero su esfuerzo fue en vano, ya que se probó que William Kelly de Kentucky, había realizado acero de la misma manera que él, siete años antes de Bessemer hiciera la solicitud por su patente en Inglaterra, por tal motivo Kelly obtuvo la patente, no obstante se usó el nombre de Bessemer para el proceso.

Ya Kelly y Bessemer unidos, se percataron de que un chorro de aire que pasara por el hierro eliminaba casi todas las impurezas del mismo, pero durante el proceso se eliminaban también algunos elementos importantes, con la experimentación encontraron otra forma de agregar de nuevo estos elementos, e incluso la adición de piedra caliza en el convertidor para quitar elementos no necesarios.

Debido al proceso de Bessemer, en el año de 1870 ya era posible producir el acero estructural al carbono en grandes cantidades, gracias a esto para 1890 el acero se convirtió en el metal estructural más usado en el país de los Estados Unidos.

Como se hizo mención anteriormente, el primer uso del metal en una estructura fue en 1779, en la ciudad de Shropshire, Inglaterra, fue realizado con hierro fundido, el llamado puente Coalbrookdale, en forma de arco salvando un claro de 100 pies, éste acontecimiento cambio el curso en la historia de la ingeniería, debido a la influencia que tuvo en la Revolución Industrial, al insertar el hierro como otro material de uso estructural, se contaba que ese hierro era treinta veces más resistente que la madera y cuatro veces más que la piedra.

A partir de la construcción del puente Coalbrookdale, se elaboraron una gran cantidad de estos durante los años subsecuentes, pero para el año de 1840 el hierro fundido fue poco a poco reemplazado por el hierro dulce, que tenía como principal ventaja el ser más maleable, con la invención del proceso de Bessemer y los avances derivados del mismo, a favorecido a la producción de acero a precios competentes, lo que sirvió como base para el desarrollo que ha tenido desde hace más de 100 años.

2.3.- Material, características mecánicas.

Partiendo de lo comentado por Vinnakota (2006), constantemente se realizan muchos tipos de pruebas rutinarias en los aceros, para de esta manera obtener sus propiedades físicas y si son adecuados para su utilización en las estructuras.

2.3.1.- Prueba de tensión.

Continuando por lo dicho por Vinnakota (2006), la prueba de tensión sirve para obtener la rigidez, resistencia, ductilidad y tenacidad del material. Durante esta prueba el espécimen utilizado, denominado probeta de acero, se somete a la sujeción de unas mordazas de una máquina y la misma lo tensa de manera axial, para así producir la falla del material.

Después de ser realizada la prueba los resultados son registrados en una curva esfuerzo-deformación, en cuestiones de ingeniería si utilizan los términos esfuerzo nominal y deformación nominal, definiéndose a continuación cada uno de ellos:

- Esfuerzo: Se traduce como una carga dividida entre el área transversal de la sección, usada en la prueba.
- Deformación: Es el alargamiento o estiramiento de una sección sometida a un esfuerzo, en este caso la probeta de ensaye.

Un típico diagrama de esfuerzo-deformación de la ingeniería, se aprecia en la figura 2.1, en tanto que en la figura 2.2 se muestra sólo la parte inicial de la figura 2.1 ampliada. En el eje de las abscisas van las deformaciones (cm o pulgadas) y en el eje de las ordenadas los esfuerzos (kg/cm^2 o ksi).

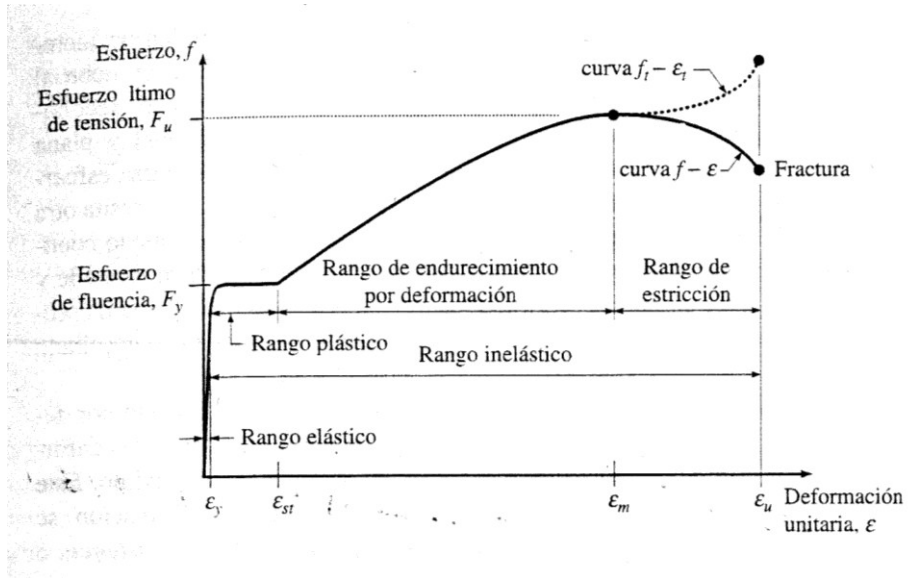


Figura 2.1.- Diagrama típico esfuerzo-deformación de tensión para un acero dulce.

Fuente: Vinnakota; 2006: 35

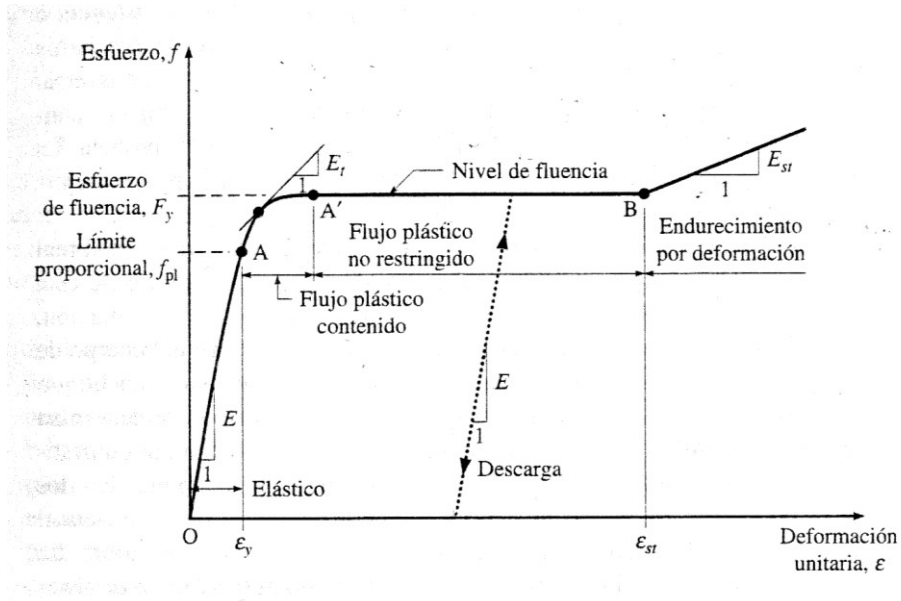


Figura 2.2.- Porción inicial del diagrama esfuerzo-deformación para un acero.

Fuente: Vinnakota; 2006: 35

En la figura 2.1 se contemplan los cuatro rangos o etapas comunes del comportamiento de la curva, que serían: elástico, plástico, endurecimiento por deformación y estricción, que es la zona donde se produce la falla de la probeta ensayada.

La curva es lineal hasta cierto nivel de esfuerzo, al cual se le llama límite de proporcionalidad, este da a entender que el esfuerzo es directamente proporcional a la deformación dada por debajo del límite de proporcionalidad, por lo tanto se dice que el material cumple con la denominada Ley de Hooke.

Si el material es sometido a una carga un poco mayor, éste alcanza su nivel de fluencia, para ese momento hay un cambio en la proporcionalidad de esfuerzo-deformación, ya que hay mayor deformación con menos esfuerzo, durante este nivel es fácil reconocerlo en el diagrama, porque es una línea plana larga con forma de meseta, llamada comúnmente meseta de fluencia.

Al paso del nivel anterior el diagrama del acero comienza a alzarse de nuevo, la que se traduce a que se necesita una mayor cantidad de esfuerzo para producir más deformación en el elemento, a este fenómeno se le conoce como endurecimiento por deformación.

En el caso de los comienzos de la prueba tiene una superioridad el endurecimiento por deformación, no obstante este impacto decrece con el aumento de la deformación y con esto provocando que la curva esfuerzo-deformación llegue a un máximo, al esfuerzo máximo alcanzado por la curva se le denomina como esfuerzo último de tensión o resistencia última del material, se consigue por medio de

la división de la carga máxima aplicada en la prueba de tensión entre la área de la sección transversal original.

Ya alcanzado el esfuerzo máximo del material, el estiramiento del mismo sigue pero con un decremento de carga hasta que se llega a la fractura o rotura de la probeta de ensaye, el valor que el esfuerzo tenga al momento de la falla, no es de gran interés debido a que es un parámetro muy inestable.

Durante el progreso de la prueba de tensión, el área transversal del material inicial disminuye, haciendo clara esta afirmación cuando a esfuerzos grandes se vuelve mucho más visible, por lo mismo el observador de la prueba previene que en cierto punto de la probeta comienza a disminuir su diámetro de forma notable, a este proceso se le llama cuello o estricción, avanza rápidamente hasta que la muestra falla.

El área más importante de la curva para la ingeniería es la inicial donde se tienen deformaciones elásticas, para esto se ejemplifica con la figura 2.3 la parte inicial de las curvas esfuerzo-deformación comunes de tres aceros estructurales, para el acero dulce con carbono (A36), acero de alta resistencia y baja aleación (A572 grado 50) y acero aleado en frío y templado (A514).

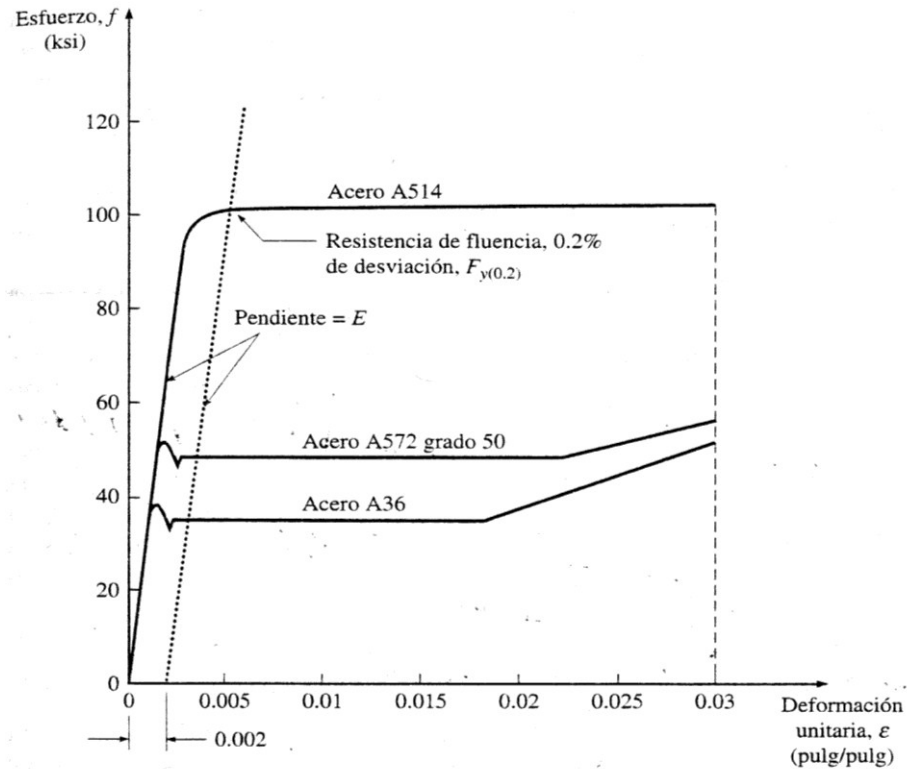


Figura 2.3.- Porción inicial de las curvas esfuerzo-deformación para los aceros estructurales. Fuente: Vinnakota; 2006: 35

2.3.2.- Límite elástico.

Cuando se inicia la carga de la probeta de acero, se ejerce una fuerza pequeña sobre la misma, con esto logrando que la muestra se alargue, si la fuerza es retirada, la probeta regresa a su forma y tamaño originales, el material por sus características seguirá soportando este proceso varias veces, pero llegara el momento en que un esfuerzo provoque un estiramiento plástico, que a su vez resulte como una deformación permanente del material.

2.3.3.- Modulo de elasticidad (E).

Según Vinnakota (2006), el módulo de elasticidad o también conocido como módulo de Young, es la pendiente del diagrama de la curva esfuerzo-deformación en la zona elástica, que puede entenderse mediante una expresión matemática como la división del esfuerzo entre la deformación.

Al módulo de elasticidad se le considera como una escala de la rigidez del material, durante el proceso elástico, partiendo de la fuerza de atracción que hay entre los átomos del material, tomando por ejemplo el hierro, éste tiene una fuerza de atracción con un valor conocido, así que considerando que la gran mayoría de los aceros estructurales están compuestos por 99% de mineral de hierro, el módulo de elasticidad raramente cambia y es prácticamente constante para todos los aceros de uso estructural combinados con carbono.

El valor de E usado comúnmente del de 2.1×10^6 kg/cm² para todos los aceros y sus grados, comparado con otros materiales la rigidez del acero es mucho mayor, por tal motivo representa otra ventaja considerable del acero.

2.3.4.- Resistencia de fluencia.

“La curva esfuerzo-deformación para los acero de alta resistencia con tratamiento térmico y otros aceros especiales es una curva bastante suave más allá de la porción elástica lineal inicial y no tiene un punto de fluencia bien definido o meseta de fluencia.” (Vinnakota; 2006: 38)

Continuando lo dicho por Vinnakota (2006), en el caso de ese tipo de materiales, generalmente la resistencia de fluencia se determina por medio de cierto esfuerzo que mantiene al material con una deformación constante, normalmente es de 0.2% o 0.002 pulg/pulg. El método de la desviación, es por el cual se define la resistencia de fluencia, el método consiste en trazar una línea paralela a la tangente inicial de la curva esfuerzo-deformación, usando el punto de la abscisa que corresponde a la deformación constante anteriormente mencionada.

Debido a la manera en que la resistencia de fluencia está definida, se entiende que a comparación del punto de fluencia, ésta no es una propiedad física del material, sino sólo un valor en función del desplazamiento definido.

2.3.5.- Esfuerzo de fluencia (F_y).

Este término hace referencia a las dos características mencionadas previamente, el punto de fluencia y a la resistencia de fluencia, o a la combinación de ambos, ésta decisión fue tomada por la AISC para disminuir las confusiones entre uno y otro.

2.3.6.- Módulo tangente (E_t).

“La pendiente de la tangente sobre un punto de la curva esfuerzo-deformación por arriba del límite proporcional se define como el modulo tangente y es designado con el símbolo E_t . Representa la rigidez del material en el intervalo inelástico.”
(Vinnakota; 2006: 38)

2.3.7.- Módulo de endurecimiento por deformación (E_{st}).

De acuerdo con Vinnakota (2006), el módulo de endurecimiento por deformación, se obtiene en base a la pendiente de la curva esfuerzo-deformación, en el rango de endurecimiento por deformación. El valor más grande de éste se provoca al inicio del endurecimiento por deformación.

2.3.8.- Ductilidad.

A la ductilidad se le conoce como el potencial de un material para soportar altas deformaciones sin llegar a romperse, para medirla se usa el porcentaje de elongación de la distancia original de la probeta, durante la prueba de tensión. La mayor parte de la deformación se presenta en el cuello, que se genera por la tensión del material.

El tener una alta ductilidad le permite al proyectista, diseñar una gran cantidad de componentes estructurales, usando simples suposiciones de cuál será su comportamiento, pero que no obligatoriamente son correctas, la ventaja de esto es que gracias a la ductilidad hay una redistribución de esfuerzos, así haciendo esas hipótesis válidas.

En el momento en que la ductilidad es reducida en un elemento, ya sea por un mal diseño o por una mala fabricación, este puede tener una falla frágil o una falla por fatiga.

2.3.9.- Razón de Poisson (μ).

Retomando lo mencionado por Vinnakota (2006), en base a varios experimentos se ha encontrado, que si una barra ha sido alargada por tensión axial, se presenta una disminución coincidente de las dimensiones transversales. En el caso de esfuerzos menores al límite proporcional, a la razón de las deformaciones en dirección transversal y longitudinal se le denomina como razón de Poisson. Generalmente su valor para el acero es de 0.3 en el rango elástico y 0.5 en el plástico.

2.3.10.- Módulo de elasticidad por cortante (G).

El módulo de elasticidad por cortante o comúnmente llamado también módulo de rigidez, es el cociente del esfuerzo constante entre la deformación unitaria cortante, en el interior del límite plástico y se le conoce con la letra G.

2.4.- Flexión, tensión, compresión, torsión, flexocompresión.

Cuando un elemento estructural es sometido a una carga, la misma genera un esfuerzo como respuesta del elemento, ya sea de tensión, flexión, compresión, torsión, flexocompresión, etc. Estos esfuerzos se calculan para así tener un valor que permita realizar el diseño de los elementos estructurales.

2.4.1.- Flexión.

“Las barras de eje recto sometidas a la acción de fuerzas transversales y, frecuentemente, de pares aplicados en los extremos, constituyen un porcentaje importante de las piezas que forman parte de las estructuras reticulares. Su

capacidad para resistir cargas y transmitir las a los apoyos proviene fundamentalmente de su resistencia a la flexión.” (López; 1990: 7)

En conformidad con López (1990), la mayoría de las ocasiones que se presentan ese tipo de fuerzas, lo hacen acompañadas de fuerzas cortantes, aunque estas no suelen influenciar demasiado en la conducta de los elementos estructurales.

Generalmente en las estructuras, los elementos que trabajan a flexión son barras que forman una línea recta horizontal, que tienen una longitud mucho mayor que la distancia de su sección transversal, debido a tal motivo se les denomina vigas. Aunque existen algunas excepciones, ya que hay circunstancias en que los elementos se encuentran inclinados o totalmente verticales, aun así trabajan mayormente a flexión.

Para el diseño de una viga, al igual que para cualquier otro elemento estructural, principalmente se basa en obtener la resistencia de la misma y equipararla con las solicitaciones que actuarán sobre ella, en su proceso de servicio, para así tener la confianza de que soportará conforme a cierto grado de seguridad.

Debido a lo anterior se necesita satisfacer otras necesidades, como por ejemplo, algunos aspectos de funcionalidad, referentes a no exceder las deformaciones máximas permitidas, producidas por las acciones sobre el elemento.

Una viga de acero estructural puede fallar de muchas maneras, algunas de las cuales se presentan a continuación, ya sea por una sola de ellas o por la combinación de las mismas:

- Por exceso de flexión en el plano de las cargas.
- Debido a cortante.
- Provocado por inestabilidad (ya sea plástica o elástica).
- Mediante fatiga.
- De forma frágil.

2.4.2.- Tensión.

“Es común encontrar miembros sujetos a tensión en puentes, armaduras de techos, torres, sistemas de arriostramiento y en miembros usados como tirantes. La selección de un perfil para usarse como miembro a tensión es uno de los problemas más sencillos que se encuentran en el diseño de estructuras. Como no existe el problema del pandeo, el proyectista solo necesita calcular la fuerza factorizada que debe tomar el miembro y dividirla entre un esfuerzo de diseño para determinar el área de la sección transversal efectiva necesaria.”(McCormac; 1991: 48)

Continuando con lo dicho por McCormac (1991), después de realizar los pasos anteriores se procede a escoger el tipo de acero que cumpla con las cumpla con el área requerida, para así ser diseñado el elemento por medio de un reglamento o manual.

Para elementos sometidos a tensión la forma más simple es la barra de sección circular, la cual es muy complicada de unir a otros miembros estructurales, ésta tuvo su mayor uso en el pasado, pero en la actualidad solo es usada en arriostramientos, construcciones de madera y algunas armaduras ligeras.

Aunque los miembros circulares fueron y son usados en puentes, presentan grandes desventajas como lo son tener muy poca rigidez y flexionarse fácilmente bajo la acción de su propio peso. Por tal motivo poco a poco han sido sustituidos en la mayoría de las situaciones por otras barras de perfiles angulares, pero esto no ha frenado su uso, ya que han ido evolucionando hasta tener una mayor rigidez y poder conectarse de manera más simple con otros elementos.

2.4.3.- Compresión.

“Existen varios tipos de miembros que trabajan a compresión, de los cuales la columna es el más conocido. Entre los otros tipos se encuentran las cuerdas superiores de armaduras, miembros de arriostramiento, los patines a compresión de vigas laminadas y armaduras y los miembros sujetos simultáneamente a flexión y a compresión.”(McCormac; 1991: 95)

De acuerdo con McCormac (1991), a los miembros verticales cortos sometido a fuerzas de compresión se les denomina puntales, o de manera simple miembros a compresión, por ejemplo las columnas son elementos verticales rectos, que tienen una mayor longitud con respecto a su ancho.

Para diferenciar un miembro sujeto a tensión y uno a compresión, prevalecen dos desigualdades entre ellos, las cuales son:

- Las cargas de compresión provocan que los elementos se flexionen, mientras que las cargas de tensión tienden a conservar a los elementos en su forma recta.

- En el caso de la presencia de agujeros, para los miembros a compresión los remaches y tornillos llenan los agujeros y así la área total puede resistir las cargas, para el caso de los miembros a tensión los agujeros para tornillos o remaches disminuyen el área utilizable para soportar las cargas.

En base a estudios, se comprueba que todas las columnas quitando solo las cortas, colapsan debido a esfuerzos muy pequeños que se sitúan por debajo del límite elástico del material, esto gracias a su predilección al pandeo o flexión lateral. Para las columnas mientras más larga sea y conserve su sección transversal, se incrementara mucho el riesgo de pandearse y soportara una carga muy por debajo de lo normal.

Para medir la inclinación de un miembro hacia pandearse, se utiliza comúnmente la relación de esbeltez, que se define como la relación entre la longitud de un miembro y su radio de giro menor, ésta también puede depender de otros factores como: la excentricidad de la carga, defectos de la calidad del material de la columna, dependiendo del tipo de conexión en los extremos, malformaciones en la elaboración de la columna, etc.

2.4.4.- Torsión.

“Conviene estudiar los efectos de la torsión antes que los de la compresión, flexión y flexocompresión, cuando aparecen en estos fenómenos de inestabilidad, porque constituyen un antecedente necesario para entender el la forma en que se presenta el pandeo de elementos estructurales de eje recto sujetos a dichas

solicitaciones, ya que la torsión suele desempeñar un papel predominante en ese fenómeno.”(López; 1990: 75)

Según López (1990), la tensión en miembros estructurales, puede ser provocada por dos agentes muy diferentes, en primer caso por las mismas acciones que se presenten sobre el elemento, o debido al inicio del pandeo del elemento producido por otro tipo de acciones, cuando el elemento era inicialmente recto.

En caso del primer tipo de torsión, no tiene mucha importancia generalmente en las estructuras metálicas, aunque éstas se manifiestan de manera frecuente, gracias a cargas excéntricas aplicadas al elemento, por otro lado el segundo tipo tiene una mayor importancia en la capacidad máxima de carga del elemento, debido a que la torsión se une al efecto de pandeo producido por otras fuerzas, logrando una inestabilidad en el miembro, situación que es frecuentemente vista en estructuras reales.

2.4.5.- Flexocompresión.

“Las piezas flexocomprimidas son elementos estructurales sometidos a la acción simultánea de fuerzas normales y momentos flexionantes, que pueden actuar alrededor de uno de los ejes centroidales y principales de sus secciones transversales o tener componentes según los dos ejes principales.”(López; 1990: 221)

Con base en López (1990), la importancia de la flexocompresión es muy grande, ya que en la realidad los elementos sometidos puramente a compresión axial

no existen habitualmente en las estructuras, por tal motivo la circunstancia que verdaderamente se presenta es la de una compresión acompañada por flexión.

Una comparación clara de elementos sometidos a flexocompresión, es una columna de un edificio y la cuerda superior de una armadura, aunque se encuentran sometidos al mismo tipo de cargas su proceso de diseño es muy diferente, debido a la manera en que estos adoptan las fuerzas que producen la flexión.

Para el caso de las columnas, no suelen tener cargas transversales intermedias, esto gracias a que la flexión es producida por momentos en sus extremos, aplicados en los nodos, que son generados por las cargas verticales soportadas por las vigas o por cargas horizontales aplicadas en el marco, entretanto para la cuerda de la armadura la flexión se produce debido a fuerzas normales a su eje, aplicadas entre los extremos.

Retomando a López (1990), la relevancia de éste fenómeno se sujeta a la relación de esbeltez que tengan los elementos, también del tamaño de la fuerza aplicada y el tipo de apoyos con los que cuenta en sus extremos, que partiendo de eso produce que la columna se flexione en una curvatura simple o doble, agilizan o limitan la rotación del elemento, por otro lado facilitan o entorpecen los desplazamientos lineales que este pueda sufrir dependiendo de un extremo al otro.

En el caso de una barra sometida a flexocompresión, ésta puede fallar gracias a uno o varios de los motivos a continuación mencionados:

1. Debido a que el elemento llegue a su resistencia máxima, con la combinación de un momento y una fuerza axial, con esto apareciendo articulaciones plásticas en las partes donde el momento tenga sus valores más altos.
2. Por el desequilibrio formado por una flexión de sobra en el plano de los momentos, además considerando la aplicación de la carga normal al mismo tiempo.
3. Debido al pandeo lateral producido por la flexotorsión.
4. Gracias al pandeo generado por la compresión axial, en torno a los ejes del momento de inercia menor.
5. Por pandeo local.

Continuando lo dicho por López (1990), en el caso de las últimas cuatro causas, éstas pueden presentarse durante el intervalo elástico o inelástico, partiendo a cantidad de esbeltez de la sección o de varias piezas.

La causa número uno es esencial para piezas cortas y con paredes voluminosas, para la segunda, es crítica en elementos flexionados en torno a sus ejes del momento de inercia mínimo, la tercera es importante cuando en miembros que cuentan con una sección tipo I, estos se flexionan alrededor de sus eje de menor momento de inercia, en el caso de la cuarta es esencial, en el momento en que la fuerza axial supera en importancia a la flexión, por último la quinta es crítica cuando las relaciones ancho-grueso no cumplan con los límites establecidos.

Al contrario que en otros miembros estructurales, es muy complicado definir con anterioridad, cuál será el tipo de falla que tenga una columna flexocomprimida,

aunque las acciones que actuaran sobre ella sean conocidas, debido a esto es requerido calcular varias cargas de colapso.

2.6.- Conexiones.

“Los perfiles y placas laminadas que componen una estructura de acero se mantienen unidos por medio de conectores (tornillos o remaches) o con soldaduras, que pueden fundir y unir las partes para formar una unidad integral o unir las en forma intermitente como los conectores.” (Johnston; 1996: 151)

De acuerdo con Johnston (1996), si un miembro estructural es demasiado grande como para ser llevado completo, se requiere utilizar conexiones en el campo para unir las partes del miembro, en lo general se trata de evitar estos casos, ya que esas conexiones representan un costo mayor.

Para la construcción de marcos de edificios, el AISC separa tres tipos comunes de conexiones viga-columna:

En el tipo 1, llamado normalmente como marco rígido o marco continuo, éste posee conexiones de columna a viga y de viga a columna, que transfieren los momentos y fuerzas cortantes, teniendo la rigidez necesaria para dar una continuidad al elemento.

El tipo 2, es denominado marco simple, cuenta con conexiones flexibles que permiten que tenga una resistencia adecuada en cortante y al mismo tiempo no genera momentos considerables.

La consideración del tipo 3, se le conoce como marco semirrígido, tiene conexiones capaces de soportar momentos de manera confiable, y está en un grado intermedio entre la flexibilidad del tipo 2 y la rigidez del tipo 1.

Las conexiones se dividen prácticamente en, remaches, tornillos, pasadores y soldadura, los primeros tres se abarcaran en este subtema lo relacionado a la soldadura se retomara en el subtema siguiente debe a su importancia y amplitud del tema.

2.6.1.- Conexiones con remaches y tornillos.

“Por muchos años el remachado fue el método más aceptado para hacer conexiones. Sin embargo, la utilización de remaches ha disminuido con rapidez debido al desarrollo y ventajas económicas de la soldadura y los tornillos de alta resistencia.” (Johnston; 1996: 153)

Retomando a Johnston (1996), el nacimiento de la soldadura como de los tornillos de alta resistencia, ha ayudado con la implementación de ambos métodos combinados, primero usando la soldadura en el taller para la fabricación, para después utilizar los tornillos de alta resistencia en el campo.

Gracias a esto se aprovecha para realizar la soldadura en un ambiente controlado y con los miembros alineados, con esto produciendo buenas soldaduras y reduciendo los costos. Con los tornillos se gana una opción rápida de ensamble, pero también mantiene a los elementos en su posición.

La forma de trabajo de los remaches y tornillos, es la transmisión de cargas mediante una placa de un elemento a otro, ya sean estas fuerzas de cortante simple o doble. En el caso que las cargas sean pequeñas, la transferencia de cargas de una placa a otra se realiza generalmente por fricción, para cargas más grandes ya después de pasarse el deslizamiento, los conectores que expuestos a cargas directas. También es posible que aparezcan dos o más planos de cortante donde existan juntas más complejas e interfieran un gran número de placas.

Los remaches son fabricados con una cabeza especial de forma redonda, estos son colocados en los agujeros que generalmente tienen un diámetro de un 1/16 más grandes que el diámetro de los remaches.

Existen remaches que se colocan en caliente y alcanzan temperaturas hasta de 1800° F, antes de ser colocados en el orificio y con la ayuda de un martillo para remachar o un remachador especial se forma una segunda cabeza, por lo general el corte se realiza con un cincel y martillo neumático momentos después de que se enfría el remache.

En comparación con los remaches de cabeza redonda, son mucho más caros, además de perder resistencia porque sus cabezas son cortadas o embutidas.

Para el caso de los tornillos estándar, tienen tamaños desde 5/8 hasta 1 ½ de pulgadas de diámetro, los incrementos de un tamaño a otro son de 1/8.

La elección de tornillos, remaches o sus variantes, dependerá del tipo de estructuras o elementos que estos unirán, partiendo de las ventajas y desventajas de cada uno.

2.6.2.- Conexiones con pasadores.

Menciona Johnston (1996) que las conexiones a base de pasadores son usadas en algunas ocasiones en los apoyos de los puentes con el objetivo de dar libertad a la rotación en el extremo. Cuentan con diámetros que van desde 2 hasta 10 pulgadas o incluso más, son diseñados como las conexiones por aplastamiento de los tornillos, pero se toma en cuenta un esfuerzo permisible menor y también debe de considerarse la revisión del esfuerzo que será generado por el pasador mismo.

El AISC otorga algunos detalles de los tipos de pasadores, tuercas o tapas para retenerlos en su posición, así como algunos valores de esfuerzos permisibles, para cortante, flexión y aplastamiento.

En el caso de las vigas redondas cortas, la distribución de sus esfuerzos es complicada, de tal manera que se ha implementado el uso de diseños que tienen los principios de la teoría de viga simple y en un esfuerzo promedio generado por la flexión y el cortante. Para los momentos flexionantes, estos pueden calcularse de forma que se supone que las fuerzas están concentradas en el centro de los apoyos.

En base al cálculo de los esfuerzos y momentos que se mencionaron anteriormente, se pueden conseguir unos diámetros preliminares de los pasadores.

2.7.- Soldadura.

“Con la tecnología actual se emplean muchos métodos para soldar; entre ellas están: difusión, explosiva, electro-escoria, soldadura oxiacetilénica y algunas otras.”
(Hill; 1995: 152)

Según Hill (1995), la soldadura más comúnmente usada es la de arco eléctrico, gracias a que es empleada en una gran cantidad de estructuras, ésta se subdivide en tres tipos: de penetración (se considera que tiene una penetración completa), filete y auxiliar.

Para la soldadura de penetración, si es que se supone completa, no es necesario diseñarla, ya que cuenta con la misma resistencia que los materiales usados. En el caso de la soldadura de filete, es usada generalmente en soldadura estructural, la misma transfiere las cargas por cortante haciendo uso de la garganta efectiva. En la soldadura inicial rara vez se necesita diseñarla, ya que es utilizada para enlazar ciertos elementos de manera provisional.

En conformidad con Johnston (1996), las soldaduras estructurales son en general realizadas por un proceso de arco manual con un electrodo protegido o con un proceso de arco sumergido, sin importar cual sea el caso, gracias al calor producido por el arco eléctrico, éste provoca que el electrodo de soldadura y el acero situado a un lado de él, se fundan al mismo tiempo uniéndolos, al ser derretido el electrodo se inserta en el metal como un material de relleno.

Debido al alza en la aprobación del uso de la soldadura en los últimos años, esto ha propiciado que se realice una mejora en el control de la composición química

de los aceros, para de esta manera producir aceros que puedan ser soldados con mayor facilidad, de esta manera logrando que se unan de tal forma que el acero conserve sus características de resistencia y ductilidad, y tratando de producir el menor daño metalúrgico posible al acero que será soldado.

El proceso de soldado en una estructura brinda grandes ventajas que se enumeran a continuación:

1. Gracias a que la soldadura otorga una transmisión más efectiva de un elemento a otro, se simplifica el diseño, también se obtiene una mayor eficiencia y un menor peso.
2. Se genera una reducción de costos debido al uso de menos partes y son eliminados algunos procesos del proceso con tornillos o remaches.
3. Se produce un ahorro en el peso de los elementos a tensión, ya que no es reducida su área por agujeros para tornillos o remaches, así como un ahorro debido a que se necesitan menos partes de conexión.
4. Como el proceso de soldadura es impermeable y sella de forma inherente, es perfecta para su uso en tanques de almacenamiento de agua y petróleo, así como en buques y otros elementos.
5. La soldadura también proporciona ventajas estéticas, gracias a que se pueden usar líneas fluidas, por otro lado disminuye los esfuerzos producidos por las discontinuidades locales.
6. Se facilita la fabricación simple de las juntas donde se realiza la unión de elementos con pendiente o una superficie curva.

7. La soldadura facilita el refuerzo y reparación de las estructuras que ya cuentan con remaches o soldaduras.

Con base en Jonhston (1996), para la soldadura existen dos tipos principales, la soldadura en filete o chaflán y la soldadura de preparación, en el caso de la soldadura de filete, ésta se utiliza para la unión de una placa a otra o algún elemento, dependiendo la posición usada.

La soldadura de preparación se realiza de tal forma que forma, que mantiene la continuidad de los elementos a unir, soldándolos tope a tope por sus bordes, para esto es necesario una preparación como su nombre lo indica, un biselado especial en sus bordes y un acomodo cuidadoso.

Debido a todas las ventajas anteriormente mencionadas, hacen de la soldadura una excelente opción para la conexión de miembros estructurales, pero dependiendo de caso, pueden cambiar los requerimientos, por lo tanto puede ser necesaria una conexión diferente.

CAPÍTULO 3

RESUMEN DE MACRO Y MICROLOCALIZACIÓN

En el presente capítulo se aborda lo referente a la ubicación, extensión territorial, economía, infraestructura, etc. Con el objetivo de facilitar al lector la posibilidad de ubicar el sitio donde se realizó la tesis.

3.1.- Generalidades.

La presente investigación fue elaborada en el país de México, que es denominado de forma oficial como Estados Unidos Mexicanos, es un país que se encuentra situado en América del Norte. Colinda en la parte norte con los Estados Unidos de América, al oriente con el Golfo de México y el mar Caribe, al sureste con Belice y Guatemala, finalmente al poniente con el océano Pacífico.

Es el décimo cuarto país con más extensión territorial del mundo, con una superficie cercana a los 2 000 000 de km². Su población oscila entre 112 millones de personas, según datos obtenidos en el 2010. Su principal lengua es el español, la cual es reconocida como la lengua nacional junto a 67 lenguas indígenas.

En la siguiente imagen se muestra el mapa de la República Mexicana, mostrando también la distribución de los 31 estados y el Distrito Federal, de los cuales se encuentra compuesto el país.



Imagen 3.2.- Mapa de la República Mexicana resaltando el estado de Michoacán.

Fuente: www.kyushodelnorte.com (2011)

El estado en el cual está situada la tesis, es el estado de Michoacán de Ocampo, una de las 32 entidades federativas que constituyen el país, limita con los estados de Jalisco y Colima al noreste, al norte con Guanajuato y Querétaro, con el Estado de México al este, en la parte sureste con Guerrero y al suroeste con el Océano Pacífico. El estado de Michoacán cuenta con una superficie de 58 585 km² y está constituido por 113 municipios, de los cuales la capital es la ciudad de Morelia, en la imagen siguiente se muestra la República Mexicana, pero denotando el estado de Michoacán para de esta manera tener una referencia de su localización.



Imagen 3.2.- Mapa de la República Mexicana resaltando el estado de Michoacán.

Fuente: 2.bp.blogspot.com (2011)

La ciudad de Uruapan es la sede municipal de la investigación, cuenta con un clima templado, una gran cantidad de vegetación y una gran producción de aguacate de exportación, por lo cual es llamada la capital mundial del aguacate.

Se encuentra situada a una altura de 1620 msnm, con coordenadas $19^{\circ}25'10''$ N y $102^{\circ}03'30''$, fundada en 1533 por Fray Juan de San Miguel.

Tiene una temperatura promedio que varía entre los 20 a 28° C, registra una de las mayores precipitaciones anuales del estado con 1500 mm al año, según los datos arrojados por el estudio de población de la INEGI en el 2010 el municipio de Uruapan cuenta con 315,326 habitantes.

El municipio de Uruapan tiene a su cargo 10 tenencias: Capacuaro, Caltzonzin, Angahuan, San Lorenzo, Toreo el Bajo, Corupo, Nuevo Zirosto, Jucutacato, San Ana Zirosto y Cutzato.

Como vías de comunicación con las ciudades aledañas o el exterior, existe un Aeropuerto Internacional de Uruapan llamado Lic. Ignacio López Rayón y con las carreteras federales 37 y 14.

En la siguiente imagen se muestra el estado de Michoacán destacando el municipio de Uruapan:



Imagen 3.3.- Mapa del estado de Michoacán resaltando el municipio de Uruapan.

Fuente: www.wikimedia.org

3.2.- Resumen ejecutivo.

Lo necesario para llevar a cabo la tesis es primeramente el uso de un plano arquitectónico, no se necesitan estudios previos, debido a que sólo se llevará a cabo la superestructura por lo que no es necesario estudios previos como estudios del suelo, a lo relacionado a la limpieza del terreno.

A partir del plano serán realizados el análisis y diseño estructural, siendo ésta la principal función de este proyecto de investigación, la mayoría de los datos serán supuestos hasta llegar al resultado óptimo, mediante el uso de programas computacionales que son mencionados más adelante y también en base a fórmulas o datos obtenidos de manuales o reglamentos.

Resumiendo, prácticamente sólo los planos, reglamentos y programas necesarios serán suficientes para la elaboración de la tesis, ya que otros elementos no llevan tanta importancia.

3.3.- Entorno geográfico.

De manera mucho más específica el lugar donde se ubicará la presente investigación en la ciudad de Uruapan, es en el Colegio La Paz, localizado en calle Héroes de Cananea No. 820 esquina con Colombia, fue fundado en el año de 1892, pertenece a la congregación de las Hermanas de los Pobres Siervas del Sagrado Corazón, aunque el complejo educacional actual donde se realizó la tesis se comenzó a construir en el año de 1984.

La construcción se encuentra en las coordenadas Latitud 19°23'59.95"N y Longitud 102°2'47.75"O de la ciudad de Uruapan, el clima y la mayoría de las características de la zona son las mismas que en la mayor parte de la ciudad, con esto entendiéndose que todas las descripciones necesarias sobre el entorno se han mencionado anteriormente.

En la siguiente imagen se contempla el Colegio La Paz, así como las vialidades y construcciones aledañas al mismo, resaltándose las calles donde se encuentra ubicado, el Colegio en general y el sitio específico donde se ubicará el edificio.



Foto 3.1: Fotografía satelital del Colegio La Paz

Fuente: Google Earth

3.4.- Informe fotográfico.

Mediante el uso de fotografías se mostrará de mejor manera, tanto el lugar específico de construcción del edificio, como el resto de las instalaciones existentes en la escuela.

En la siguiente fotografía se muestra la fachada de la entrada al complejo educacional, la cual cuenta con un acceso aledaño a la calle principal, contando con todos los servicios necesarios en la zona.



Foto 3.2: Fachada del Colegio La Paz.

Fuente: Propia

El lugar donde se llevará a cabo la construcción del proyecto de manera específica, se presenta en las siguientes imágenes, en la actualidad se usa como

jardín, ya que se preservó ese espacio con el fin de posteriormente realizar la elaboración de este proyecto.



Foto 3.3: Área que será usada para la construcción.

Fuente: Propia

Como se aprecia en la Foto 3.2 y Foto 3.3, el edificio que se construirá colindará a un costado con otro edificio del complejo, el eliminar el área verde no representará un problema, ya que esta área siempre se ha conservado con ese fin, y por lo tanto, no es esencial para algún otro tipo de necesidad.



Foto 3.4: Área que será usada para la construcción desde otra perspectiva.

Fuente: Propia

3.5.- Estudios realizados.

Con la finalidad de realizar un proyecto de la manera más correcta, es necesario un estudio de mecánica de suelos, pero debido a que en la presente investigación sólo se toma en cuenta el análisis y diseño de la superestructura, no obstante se denota la importancia que tiene el estudio en sí, gracias a que es esencial en cualquier obra civil.

También fue necesario realizar un estudio de la población estudiantil y su potencialidad, para así tomar la decisión de elaborar este proyecto, el cual arrojó como resultado una sobrepoblación estudiantil, por tal motivo es necesaria la construcción del edificio, y de tal manera satisfacer la necesidad actual y futura.

Como la mayor parte del colegio se encuentra construida, muchos otros estudios que se hicieron con anterioridad, debido a esto ya no es necesario realizarlos de nuevo, basta con usar los anteriores.

3.6.- Alternativas de solución.

Para la elaboración de la tesis se tenía como alternativas dos posibilidades, la de utilizar como material principal el concreto o el acero, gracias a diferentes factores como el peso del edificio, la economía, innovación y muchos otros factores, se decidió por el acero como el material principal de los componentes estructurales, de esta forma el concreto sólo se usara en la losacero como material auxiliar, presentando así la primera alternativa de solución al problema del material.

Otra incógnita sobre el proyecto de investigación, era el encontrar el análisis y diseño óptimo para cada uno de los elementos estructurales del edificio, por lo cual mediante reglamentos de construcción, elección de la calidad de los materiales y sus conexiones, así como también herramientas de cálculo para analizar y diseñar, junto con algunos otros aspectos.

Como consecuencia de lo anterior, se ha logrado un diseño más que adecuado, debido a que no se excedió en la cantidad de los materiales, ni en las dimensiones de los elementos, esto gracias a un proceso repetitivo de análisis y diseño, por lo cual se presentara la mejor alternativa de solución al análisis y diseño de la construcción, la cual brindara el mejor comportamiento estructural, será económica y cumplirá con los estándares de seguridad requeridos.

CAPÍTULO 4

METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

En este capítulo se habla de lo relacionado a la metodología de la investigación para la investigación de la tesis, como lo son: el método empleado, el enfoque de la investigación, el alcance, el diseño de la investigación, así como los instrumentos necesarios para la recopilación de datos de la investigación y también la descripción del procesos de investigación.

4.1.- Método empleado.

Según Mendieta (2005), el método matemático, es aquel en el cual se aplican procedimientos científicos para comparar cantidades y así conseguir resultados derivados del anterior procedimiento, destacando la importancia o necesidad de los mismos, todo esto gracias a que el ser humano de las primeras nociones conceptuales que percibe, es la noción de la cantidad y regularmente este proceso se presenta sin que el individuo se percate.

El método matemático tiene una gran amplitud de campo de acción, en las investigaciones donde se utilizan matices diferenciales, referencias de tiempo, cambios graduales, el análisis de ciertos valores por otros, en esos casos se utiliza en método cuantitativo.

Otro tipo de investigación, es en la que usan números de relación de constantes, gran cantidad de hipótesis, métodos de comparación, que son utilizados

con el objeto de negar o afirmar cierta cosa, para ese caso se usa el método cuantitativo.

En esta tesis es necesario el uso del método matemático, debido a que éste entra en las categorías mencionadas con anterioridad, ya que se requerirá de procesos de índole matemático para comprobar, afirmar o refutar, las hipótesis que fueron propuestas en el inicio de las tesis.

Debido a que es requerido el método matemático en esta tesis, por tal motivo será el método de elección predilecto, gracias a que es el que más se ajusta a las necesidades del proyecto.

4.2.- Enfoque de la investigación.

En conformidad con Hernández y cols. (2008), con el paso de la historia han nacido diferentes corrientes de pensamientos, pero después de la mitad del siglo XX, la gran mayoría se han fusionado para crear dos enfoques principales, el enfoque cualitativo y el enfoque cuantitativo de la investigación.

Los dos enfoques comparten varias características, como lo son procesos cuidadosos, empíricos y sistemáticos, entre otras, por tal motivo el autor cita a Grinnell (1997), que menciona los enfoques comentados utilizan cinco fases similares y relacionadas entre sí:

- a) Realizan observaciones y evaluaciones de fenómenos.
- b) Generan suposiciones (hipótesis) o ideas, gracias a las observaciones y evaluaciones llevadas a cabo.

- c) Comprueban cuál es el grado en que las ideas o suposiciones pueden ser fundamentadas.
- d) Revisan las suposiciones o ideas a partir de las pruebas o del análisis.
- e) Proponen nuevas evaluaciones u observaciones con el fin de esclarecer, modificar o fundamentar las ideas y suposiciones realizadas, o simplemente generar otras.

Se dice que el enfoque cuantitativo “usa la recolección de datos para probar una hipótesis, con base en la medición numérica y el análisis estadístico, para establecer patrones de comportamiento y probar teorías.” (Hernández y cols.; 2008: 5)

Por lo tanto, el enfoque cuantitativo será cuantitativo, debido a que en ésta tesis se realiza el análisis y diseño de una estructura de acero, y se llevarán a cabo hipótesis, ideas, recopilación de datos, comprobaciones y correcciones de su funcionamiento, hasta llegar al resultado deseado por medio de un proceso cíclico de los factores anteriores.

Entonces será usado el enfoque cuantitativo, por los motivos mencionados en el párrafo anterior, siendo este el enfoque que más se adapta a los requerimientos necesarios.

4.2.1.- Alcance.

De acuerdo con Hernández y cols. (2008), el alcance de la investigación, parte de la estrategia de investigación, de tal manera que dependiendo del diseño, los procedimientos y otros elementos, el proceso será diferente, partiendo si es un

estudio con alcance exploratorio, descriptivo, correlacional o explicativo, aunque en la práctica una misma investigación puede contener características de más de uno de los cuatro alcances.

Con base en Danhke (1989), citado por Hernández y cols. (2008), en el alcance descriptivo, generalmente la meta del investigador es describir situaciones, fenómenos o eventos, de manera detallada, es decir, como son y en qué forma se presentan. Estos estudios investigan cuales son las propiedades, características, perfiles del fenómeno, etc., o sea, miden, examinan o recolectan datos sobre los componentes, aspectos o dimensiones del fenómeno investigado.

Por tal motivo se usará el alcance descriptivo en esta tesis, ya que para realizar este tipo de proyectos es necesario el uso de la gran mayoría de las características de ese tipo de enfoque, debido a que se recolecta información sobre el material usado, sus características, procesos de análisis y diseño, junto con otros tantos más para llevar a cabo el proyecto.

4.3.- Diseño de la investigación.

Retomando lo mencionado por Hernández y cols. (2008), en el momento en que ya se tiene el planteamiento del problema, también se especificó el alcance de la investigación y que se generaron las hipótesis, es obligación del investigador el encontrar la manera más rápida y directa de contestar las preguntas de investigación y obviamente cumplir con los objetivos que se fijaron, ese es el proceso del diseño.

Se puede definir al diseño como una estrategia o plan, que se crea con el fin de obtener información necesaria para una investigación, para el caso de un enfoque

cuantitativo, los diseños son utilizados para analizar qué tan ciertas fueron las hipótesis generadas anteriormente, la calidad de la investigación estará ligada a grado de seguimiento que tenga el diseño de cómo fue supuesto, también se deberá de tener consideración de posibles cambios en los diseños, debido a diversas circunstancias.

La clasificación de los diseños es la siguiente: experimenta o no experimental, para el caso de ésta tesis se utilizara el no experimental. Puede definirse como una investigación la cual es realizada sin la manipulación deliberada de las variables, es decir, son estudios en los que no se manipulas ciertas variables, para ver de qué manera afectan a otras.

“Lo que hacemos en la investigación no experimental es observar fenómenos tal como se dan en su contexto natural, para después analizarlos.”(Hernández y cols.; 2008: 205)

Para un experimento, es construida una situación por el investigador, en la que son expuestas ciertas variables, en cambio en un estudio no experimental, no es realizada ninguna situación, simplemente se analizan las situaciones ya presentes, gracias a que las variables actúan de manera independiente no se es capaz de alterarlas, ya que éstas ya sucedieron de igual manera que los efectos que provocaron.

En el caso de ésta tesis se usará el método no experimental, debido a que no se realizará ningún tipo de experimento, sino que simplemente se estudiarán las variables tal y como se comportan de manera propia.

4.3.1.- Transversal o transeccional.

Continuando con lo dicho por Hernández y cols. (2008), los diseños no experimentales se dividen en transeccionales y longitudinales, para este caso será utilizado el transeccional.

“Los diseños de investigación transeccional o transversal recolectan datos en un solo momento, en un tiempo único. Su propósito es descubrir variables y analizar su incidencia e interrelación en un momento dado.”(Hernández y cols.; 2008: 208)

En los diseños de investigación transeccional, se reconocen ciertas características esenciales, que se mencionaran a continuación:

- a) Estudiar cuál es la modalidad o nivel de una o distintas variables en cierto momento dado.
- b) Evaluar una situación, evento o fenómeno, en un punto del tiempo.
- c) Obtener o encontrar que relación existe entre una cantidad de variables en un momento.

Debido a las características anteriores, el proceso del diseño transeccional en general, es el indicado para el tipo de investigación realizada.

4.4.- Instrumentos de recopilación de datos.

Para el proceso de obtención de datos e información de la investigación, se recurrió a los siguientes instrumentos o herramientas para así recopilar datos,

gracias a estos se puede cumplir con el objetivo principal del trabajo de investigación de tesis, las herramientas se mencionaran y definirán a continuación:

- **AutoCAD.**

Es un software computacional, cuya labor consiste en servir como herramienta para hacer planos arquitectónicos de las estructura a realizar, pero también los planos estructurales, de instalaciones eléctricas y plomería, y muchos otros más. Siendo este una gran herramienta para el ingeniero, para este caso en particular se necesita del mismo, con el fin de realizar todos los planos necesarios en él, se usara porque es el programa más conocido y efectivo de su tipo.

- **SAP.**

El SAP programa de computadora, el cual tiene como propósito el análisis de estructuras, que tiene mucho tiempo en el mercado, éste ofrece una interacción entre el usuario y el programa muy versátil, pero con grandes libertades de elección de acuerdo a cada criterio, pero eso no desmerita su gran capacidad de análisis, sirve prácticamente para todas las áreas de la ingeniería, la elección de uso de este software es simplemente que es el mejor programa de su rama, será usado para analizar la estructura conteniendo datos muy importantes, para después ser usados en otro programa.

- **Excel.**

Es un software derivado o componente del Microsoft Office, que permite al usuario realizar una gran cantidad de procesos cuantitativos, mediante una hoja de

cálculo, en la que se pueden automatizar la mayoría de los procesos simplemente relacionando una celda con la otra, el programa es usado para la determinación de algunos valores, partiendo de los obtenidos por el SAP, o viceversa de datos obtenidos en la hoja de cálculo, utilizarlos en el SAP, el motivo de usar éste programa es debido a su gran amplitud de características y ventajas que brinda, así como su simplicidad al ser usado.

4.5.- Descripción del proceso de investigación.

Primeramente se inició con una investigación bibliográfica, es decir, a partir del estudio de libros relacionados al tema que es investigado, para así fundamentar o comprobar lo dicho en la tesis, haciendo uso de las citas textuales para saber de qué autor se está hablando, así como también de la paráfrasis con cortesía.

Después se prosiguió a realizar una serie de pasos, para llevar a cabo los cálculos, en este caso de un edificio de acero, siendo necesario el uso de ciertos instrumentos con el fin de facilitar o agilizar el proceso de análisis y diseño de la estructura. Aunque el primer paso, inicia de la idealización del proceso de diseño, con esto dividiéndolo en etapas y facilitando posteriormente su ejecución.

El proceso del análisis y diseño, es un proceso cíclico, por lo que se puede pasar del primero al segundo o viceversa varias veces, hasta que se obtenga un resultado satisfactorio.

Finalmente, se hizo el uso de los anexos para agregar planos, cálculos, etc., esto con el propósito de enriquecer más la investigación o para explicar más detalladamente cierto proceso, que por varias circunstancias no fue posible en el

desarrollo de la tesis. También está la bibliografía, se usa con el fin de mostrar los libros estudiados o simplemente si el lector observó una cita textual o paráfrasis con cortesía, en la bibliografía pueda encontrar los datos completos de dicho autor.

CAPÍTULO 5

ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

En el presente capítulo menciona y muestran los resultados de la investigación, así como también los métodos, procedimientos y cálculos, gracias a los cuales se cumplió con el objetivo principal de esta tesis, siendo los temas abarcados el análisis por viento de la techumbre, el análisis y diseño del edificio, por último la presentación de los resultados.

5.1.- Descripciones y consideraciones generales.

A continuación se muestran algunas consideraciones que se tomaron en cuenta en el proyecto de tesis:

Obra: Edificio de acero para aulas

Propietario: Colegio La Paz

Ubicación: Héroe de Cananea No. 820

El sistema estructural que se usará en el edificio es un sistema a base de columnas y trabes, compuestas de acero como ya fue mencionado, aunque el concreto también será otro material utilizado, al igual que la mampostería, aunque el último no jugará un papel importante en la resistencia de la estructura.

5.1.1.- Descripción de la estructura y calidad de los materiales.

En este apartado se presenta lo relacionado a la estructura y los materiales que se usaron en ella:

Número de niveles: 3

Tipo de estructura: A

$F'c = 200 \text{ kg/cm}^2$ (losas)

$f_y: 2530 \text{ kg/cm}^2$

Longitud: 76.2 m

Ancho: 11.0 m

Altura: 11.0 m

Mortero para la unión de los tabiques

Tabique rojo común

- **Muros.**

Se usaran muros de ladrillo rojo común, unidos con mortero clase III, confinados con los perfiles de acero, su principal uso será, servir de división para las aulas.

Dimensiones 7x14x28

- **Sistema de losas.**

Las losas de entrepiso estarán constituidas por sistemas de losa losa-acero, mientras que para la losa de azotea se inclinara por una techumbre en dos aguas, con el fin de reducir los pesos de la estructura.

- **Columnas.**

Se elegirá un perfil OR, con forma cuadrada la cual brindara una mayor estética al edificio.

- **Vigas.**

Para el caso de las vigas o trabes se optó por una sección IPR, debido al resultado del análisis y diseño estructural, solo se usara PTR para las vigas del semicírculo de la escalera.

- **Cimentación.**

La cimentación no se incluirá no detallara en éste trabajo de investigación, ya que el proyecto solo abarca la superestructura, así que lo concerniente a la cimentación se podrá realizar posteriormente, gracias a los datos obtenidos en esta tesis.

- **Conexiones.**

Para la conexiones, son requeridos diferentes tipos de elementos de unión, como placas, tornillos, pernos y soldadura, partiendo del diseño de la estructura, se determinó se usaran la soldadura, tornillos y placas, en algunas ocasiones juntos y en otras de manera individual.

- **Métodos y reglamentos a usar en el diseño.**

Los reglamentos que servirán como herramienta para la tesis es el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF) y el Reglamento de Construcción del Estado de Michoacán (RCEM) como se mencionó anteriormente, en cuanto al método que será usado es el LRFD, que al igual que los reglamentos ya fue mencionado con anterioridad.

- **Análisis de cargas.**

Respecto a las cargas necesarias para los cálculos, cargas vivas, muertas y accidentales, se determinaran mediante el uso del RCDF, el cual cuenta con cargas para cada caso en específico.

- **Análisis de elementos estructurales.**

Todos los elementos estructurales, ya sean trabes, columnas, losas, muros e incluso las losas deberán de ser dimensionados, con el objetivo de que cumplan con los requisitos de funcionamiento establecidos, es decir, que se comporte de forma adecuada a las sollicitaciones que se le presenten (flexión, compresión, torsión, flexocompresión, tensión, etc.) y brinde la seguridad necesaria.

- **Análisis de sismo.**

Ya que, para el diseño del edificio se debe considerar la acción del sismo también, este se incluirá en todos los diseños donde sea necesario, los valores de factores y fórmulas serán conseguidos del reglamento usado.

5.2.- Análisis y cálculo por viento para la cubierta a dos aguas.

Como el edificio cuenta con una techumbre en dos aguas, se requiere un análisis por viento, para después realizar el diseño de la misma.

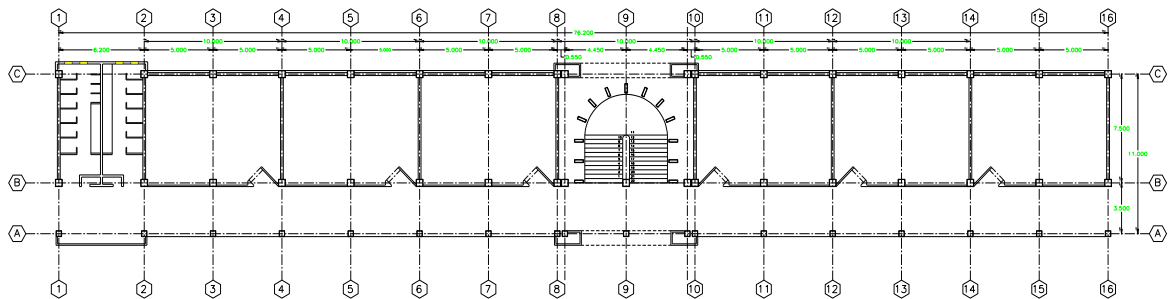
5.2.1.- Análisis.

A continuación se muestra el análisis de la cubierta del edificio en base a los efectos del viento sobre la misma.

- **Datos.**

El edificio estará ubicado en Cd. Uruapan, Michoacán, fuera de la zona urbana, en terreno plano, las dimensiones se mencionaron anteriormente y se observaran con más detalle en los anexos de ésta tesis.

Planta



Las paredes verticales tendrán todas aberturas como se indica en los alzados transversales y longitudinales.

- **Velocidad de diseño.**

Según el artículo 408, se trata de una estructura tipo 1; por lo tanto se consideraran únicamente los efectos debidos a empujes y succiones estáticas, su clasificación respecto a las consecuencias de la falla es TIPO A.

Velocidad regional; para Uruapan: $V_0 = 100$ km/hr

Factor de topografía; para terreno plano: $k_1 = 1.00$

Factor de recurrencia; para construcción. Tipo A: $k_2 = 1.15$

Velocidad básica de diseño

$V = 115$ km/hr

- **Empuje estático de viento.**

Se valuará atendiendo el artículo 411

$$P = N \cdot C \cdot V^2$$

$P =$ presión estática en kg/m^2

$N =$ coeficiente de densidad del aire

$a =$ altura sobre el nivel del mar, en km., para Uruapan = 1.6 km

$$N = 0.00429$$

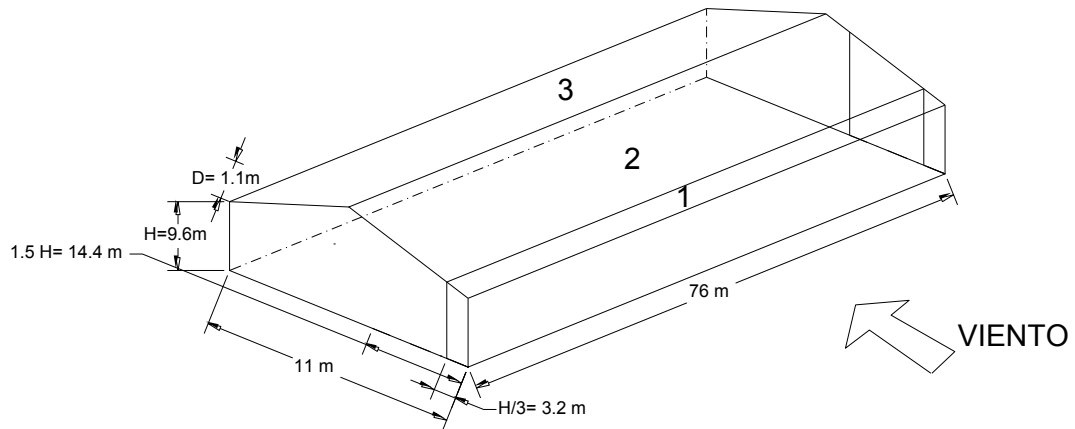
$V =$ velocidad de diseño, en km/hr. Para Uruapan 115 km/hr.

$C =$ coeficiente de empuje

$$P = 56.6786 C$$

- **Coefficientes de empuje y presiones.**

Viento actuando normal a las generatrices



De acuerdo al artículo 413, títulos 4 y 2, los coeficientes de empuje son;

para la cubierta:

$$\theta = 21.8 > 15^\circ$$

$$\text{como } 15^\circ < \theta < 65^\circ$$

Zona barlovento

$$C_1 = -2,1 + 0,023\theta \quad \text{o} \quad C_1 = 0,012\theta$$

$$C_1 = -1.6987 \quad C_1 = 0.2094$$

Se tomara el valor mayor $C_1 = -1.6987$

Zona central

$C_2 = -1,2 + 0,013\theta$ o $C_2 = 0,007\theta$

$C_2 = -0.9732$ $C_2 = 0.1222$

Se tomara el valor mayor $C_2 = -0.9732$

Superficie de sotavento

$C_3 = -0.68$

- **Presiones interiores.**

Se calcularán los porcentajes de aberturas en las paredes:

Paredes longitudinales

n= 100.00 > 30 %

Paredes transversales

n= 26.41 < 30 %

Como el porcentaje de una abertura en el primer caso es mayor de 30% se tomaran los valores de reglamento y para el caso que la abertura es menor del 30%, el artículo 413-9 indica que los coeficientes de presión interiores se determinan con las expresiones siguientes:

Si las aberturas se encuentran del lado de barlovento

$$C=0,80*(n/30) \pm 0,30*(1-(n/30))$$

Si las aberturas se encuentran del lado de sotavento, o en un costado

$$C=-0,60*(n/30) \pm 0,30*(1-(n/30))$$

Para el viento actuando perpendicular a las generatrices, se encuentran aberturas en las paredes de barlovento, sotavento y en costados. Por lo que se calcularan los valores C para las paredes de barlovento, sotavento y laterales, sumándolas en seguida.

Barlovento

$$C= \begin{matrix} 0.800 \\ 0.800 \end{matrix}$$

Sotavento

$$C= \begin{matrix} -0.600 \\ -0.600 \end{matrix}$$

Laterales

$$C = \begin{matrix} -0.492 \\ -0.564 \end{matrix}$$

Sumas

$$C_i = \begin{matrix} -0.292 \\ -0.364 \end{matrix}$$

El efecto de presiones exteriores e interiores se sumaran para obtener los coeficientes de empuje correspondientes, haciendo uso del valor C_i que proporcione un valor más desfavorable.

$$C = C_e + C_i$$

$$C_1 = -1.991$$

$$C_2 = -1.337$$

$$C_3 = -1.044$$

Presiones

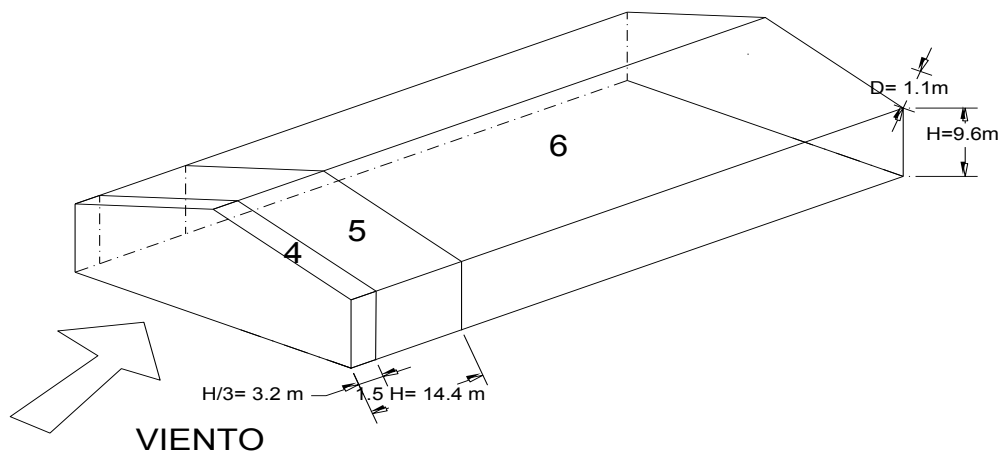
$$P = 57.6786 \cdot C$$

$$P_1 = -112.8479 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_2 = -75.7947 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_3 = -59.1793 \text{ kg/cm}^2$$

Viento actuando paralelamente a las generatrices



Según artículo 413, título 2 los coeficientes son:

$$C_4 = -1.75$$

$$C_5 = -1.00$$

$$C_6 = -0.40$$

Para presiones interiores:

Barlovento

$$C = \begin{matrix} 0.740 \\ 0.668 \end{matrix}$$

Sotavento

$$C = \begin{matrix} -0.492 \\ -0.564 \end{matrix}$$

Laterales

$$C = \begin{matrix} -0.600 \\ -0.600 \end{matrix}$$

$$C_i = -0.352$$

$$C_i = -0.496$$

Coeficientes de empuje

$$C_4 = -2.246$$

$$C_5 = -1.496$$

$$C_6 = -0.896$$

Presiones

$$P_4 = -127.282 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_5 = -84.7727 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_6 = -50.7656 \text{ kg/cm}^2$$

5.1.2.- Cálculo de la cubierta para edificio.

Antecedentes.

La cubierta para edificio que se mostrará a continuación se calculará tomando en consideración las recomendaciones existentes para cubiertas a dos aguas.

La lámina que se empleará es multytecho 25.4 mm de espesor; los largueros se solucionaran empleado perfiles formados en frio; que se apoyaran directamente en las trabes.

El cálculo de la cubierta incluirá lo relativo a Carga Permanente y a Carga Permanente Mas Viento.

Con objeto de llevar un orden en la realización de este cálculo, y, con el propósito de conocer desde un principio, que cantidad de cosas se deberán determinar, se enumeran las actividades, y el orden en que se van a ejecutar.

Índice para ejecutar el cálculo:

- 1) Especificaciones y Reglamentos.
- 2) Análisis de cargas.
- 3) Calculo de los largueros (carga permanente).
- 4) Revisión de los largueros bajo la acción del viento (carga accidental).

1) Especificaciones y Reglamentos.

Materiales: lamina multytecho 25.4 mm (8 y 4 mts)

Perfil formado en frio $F_b = 2310 \text{ kg/cm}^2$

Acero P.T.R. $f_y = 3230 \text{ ''}$

Otros aceros $f_y = 2530 \text{ ''}$

Concreto $f_c = 200 \text{ ''}$

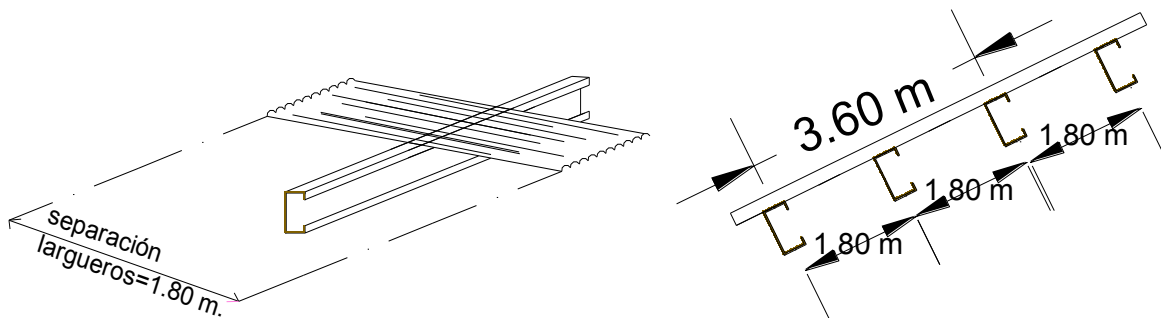
Reglamentos: Se usará el Reglamento de Construcciones Estado de Michoacán Versión 1986.

2) Análisis de cargas.

a) Peso de la lámina galvanizada de 25.4 mm de espesor proporcionado por los fabricantes: 10.6 kg/m²

b) A continuación se estimará el peso correspondiente de los largueros:

Se supone que la solución pueda ser un perfil CPL 6 " Calibre 14 (peso 4.53 kg/m)



Peso propio del larguero(estimado)	$\frac{4.53}{1.8} = 2.51666667 \text{ kg/m}^2$
------------------------------------	--

Resumen:

Peso lámina galvanizada 24.5 mm = 10.6 kg/m²

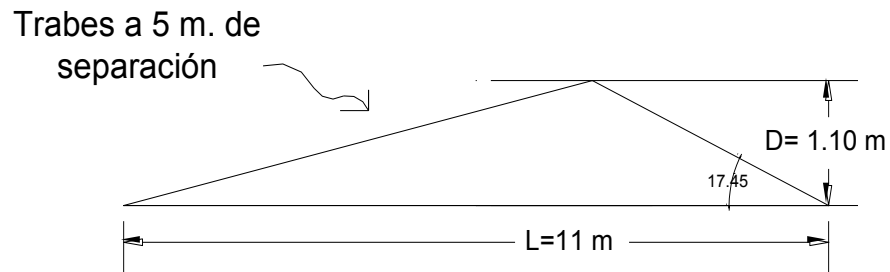
Peso supuesto de largueros = 2.517 kg/m²

Suma = 13.12 kg/m²

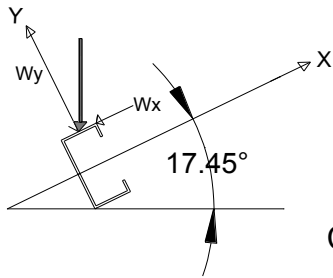
3) Calculo de los largueros (carga permanente).

Inclinación de los largueros.-

De acuerdo a las dimensiones del edificio, y los requerimientos arquitectónicos de la fachada, se tiene lo siguiente:



Determinación de las cargas sobre el larguero:



Carga por ml de larguero: $w = 12.844 \text{ Kg/m}^2 \times \text{Atrib}$

$w = 23.61 \text{ kg/m}$

$P_m = 100 \text{ kg}$

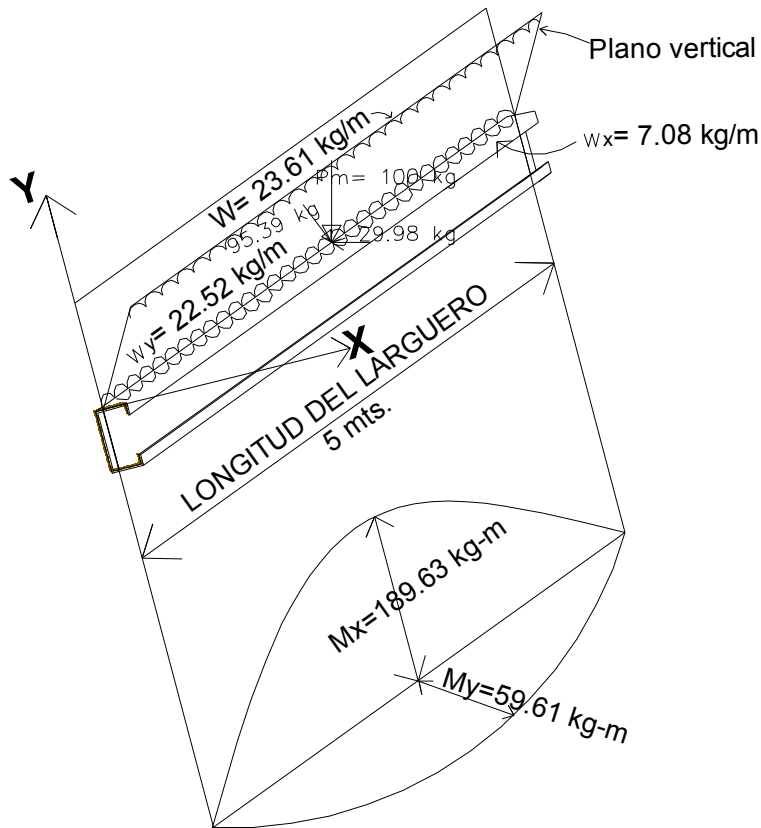
Carga de montaje (se considera colocada en la posición más desfavorable para el larguero, ósea, al centro del larguero)

$$W_x = w \sin \alpha = 7.08001 \text{ kg/m}$$

$$w_y = w \cos \alpha = 22.52344 \text{ kg/m}$$

$$P_{mx} = P_m \sin \alpha = 29.98734 \text{ kg}$$

$$P_{my} = P_m \cos \alpha = 95.39790 \text{ kg}$$



Momentos flexionantes sobre el larguero:

Se valuarán, considerando el efecto de las cargas permanentes y el de la carga de montaje, en los dos sentidos del larguero.

$$M_x = \frac{w_y L^2}{8} + \frac{P_{my} L}{4} = 189.63$$

$$M_y = \frac{w_x L^2}{8} + \frac{P_{mx} L}{4} = 59.61$$

$$L = 5 \text{ m}$$

Resumen de momentos: $M_x = 189.633 \text{ kg-m}$
 $M_y = 59.609 \text{ kg-m}$

A continuación, como ya se tienen los momentos flexionantes, se propondrá para revisar, el perfil que se supuso anteriormente para estimar el peso propio de los largueros y, después se podrá aceptar o no, según el resultado.

La expresión que se aplica en estos casos, es la fórmula de intersección, ya que se está flexionando simultáneamente el perfil, en dos sentidos.

$$\text{Formula de intersección} \quad \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.00$$

$$\text{o también:} \quad \frac{M_x/S_x}{F_{bx}} + \frac{M_y/S_y}{F_{by}} \leq 1.00$$

Tratándose de perfiles formados en frío, la fórmula de intersección, es frecuente emplearla de la siguiente manera:

$$f_{bx} + f_{by} \leq F_b,$$

Ya que se considera que, en ambos sentidos, el patín de compresión está arriostrado o atiesado, se puede usar el esfuerzo máximo permisible $F_b=0,60f_y$. El acero con el cual se fabrican los perfiles doblado en frío, tiene un límite de frecuencia $f_y=55 \text{ lbs/in}^2=3850 \text{ kg/cm}^2$.

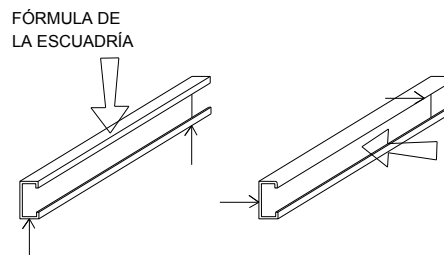
Esfuerzo permisible por Flexión en ambos sentidos $F_b = 0,60f_y = 2310 \text{ kg/cm}^2$

$F_{bx} = F_{by} = 2310 \text{ kg/cm}^2$

Por lo tanto, para este tipo de perfiles que tienen los dos patines atiesados, la fórmula de intersección se reduce a:

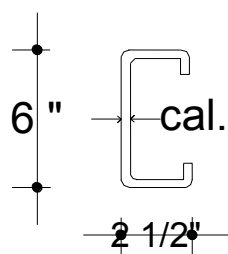
$$f_{bx} + f_{by} \leq 2310 \text{ kg/cm}^2$$

Como puede apreciarse, la fórmula de intersección, no es otra cosa, que la aplicación de la fórmula de la escuadría, considerando los esfuerzos de flexión sobre el perfil, primero en un sentido y luego en el otro, y ya que la acción de los esfuerzos sobre el perfil, es simultánea, la suma de los esfuerzos en ambos sentidos, no debe exceder del esfuerzo permisible en flexión.



Revisión del perfil CPL 6 x 2 1/2" Cal. 14:

Datos del manual:



peso = 4.53 kg/m
 $S_x = 27.43 \text{ cm}^3$
 $S_y = 7.05 \text{ cm}^3$

Hay que hacer notar, que la aplicación de las cargas en el sentido del eje y-y, no se hace en el plano que pasa por el centro de gravedad del perfil, por lo cual, esa excentricidad ocasiona sobre el perfil un efecto de torsión. Para tomar en cuenta lo anterior se reducirá el módulo de sección S_y , al 50% de su torsión sobre el perfil, no es muy ortodoxa, los resultados obtenidos en la práctica, han mostrado ser bastante satisfactorios; por lo cual, esta práctica es la que se seguirá en este cálculo.



$$f_{bx} = \frac{M_x}{S_x} = 691.3348$$

$$f_{by} = \frac{M_y}{S_y/2} = 1691.041$$

$$f_{bx} + f_{by} \leq 2310 \text{ kg/cm}^2$$

$$691.3 + 1691 = 2382.376 \text{ kg/cm}^2$$

Tolerancia

$$-3.13 < 10 \%$$

pasa

Solución de larguero
por carga permanente

CPL 6 x 2 1/2" Cal. 14:

$$\text{peso} = 4.53 \text{ kg/m}$$

$$S_x = 27.43 \text{ cm}^3$$

$$S_y = 7.05 \text{ cm}^3$$

4) Revisión del larguero por carga accidental (viento).

La revisión consiste en valorar los esfuerzos que actuarán sobre el larguero propuesto para carga permanente, ahora bajo los efectos de la carga permanente más el de viento simultáneamente, para lo cual, en primer lugar, se determinará cuál es la presión o succión que estará actuando sobre la lámina, y esta sobre el larguero, y con esto estar en condiciones de determinar los momentos sobre el perfil, para, finalmente valorar los esfuerzos actuantes sobre el larguero.

$$\text{Presión de viento} \quad P = N C V^2 \text{ (en kg/m}^2\text{)}$$

$$P = 56.679 \quad C$$

Determinación del factor de empuje C:

$$C_1 = -1.750$$

$$C_2 = -1.000$$

$$C_3 = -0.400$$

$$C_4 = -1.699$$

$$C_5 = -0.973$$

$$C_6 = -0.680$$

Estos valores de C ya habían sido calculados anteriormente, pero solo se necesitan los referentes a la parte superior de la nave y como puede apreciarse en los mismos, todos los valores de C son negativos, es decir, representa succión.

Succión en la cubierta causada por el viento:

$$C_{prom} = -1.48$$

Por otra parte, los largueros cercanos al arranque de la trabe, tienen el siguiente valor de C:

$$C_{prom} = -1.24$$

Resumen final:

El coeficiente de empuje más desfavorable para el cálculo de los largueros es:

$$C = -1.48$$

Para poder aplicar la fórmula que nos permita encontrar la presión del viento, falta considerar el efecto de las presiones interiores.

Presiones interiores

El reglamento señala que n , es un valor de la relación de aberturas, en porcentaje, y que para valores de n menores del 30% y mayores del 30%, se supondrán para el cálculo de las presiones interiores, los valores de C más desfavorables entre los siguientes:

I) $C=0,80*(n/30) \pm 0,30*(1-(n/30))$
 Si la abertura está del lado del barlovento

II) $C=-0,60*(n/30) \pm 0,30*(1-(n/30))$
 Si la abertura está del lado del sotavento

En este caso, se tienen aberturas en el lado de barlovento, sotavento y a los costados.

Lado de barlovento: n= 26.41 %

Laterales: n= 100.00 %

Para la abertura del lado barlovento: C= 0.740
 0.668

Para la abertura del lado sotavento: C= -0.492
 -0.564

Para la abertura lateral: $C = -0.600$

-0.600

Los valores anteriores se deben combinar de forma que se tenga el efecto más desfavorable en el techo.

$C_i = -0.352$

Rige $\rightarrow -0.4957$

$C_i = -0.496$

Por último, se le agregara el efecto de las presiones interiores al valor que se había encontrado debido al efecto exterior del viento sobre la cubierta.

$C = -1.98$ Este valor es el que se utilizara para el cálculo de la presión del viento.

$$P = 56.679 C$$

Sustituyendo valores:

$$P = -111.98 \text{ kg/m}^2 \quad (\text{succión})$$

Hay que hacer notar, que la fuerza debido al viento se considera actuando perpendicularmente a la superficie de la lámina.

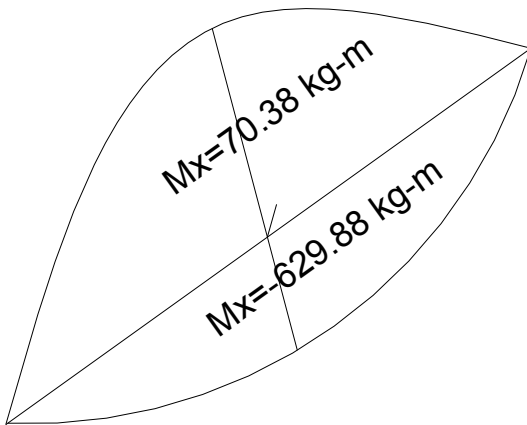
$$\text{Carga por metro lineal de larguero} = 111.98 \times 1,80 = 201.561$$

$$W_v = 201.56 \text{ kg/m}$$

$$M_{\text{viento}} = \frac{W_v \cdot L^2}{8} = 629.88$$

$$M_{\text{viento}} = 629.88 \text{ kg-m}$$

En la figura siguiente se muestra la situación de trabajo del larguero con el efecto del viento. Debe notarse que, cuando ocurre el viento, se considera que la carga de montaje no debe tomarse en cuenta.



$$M_x = -629.88 + 70.38 = -559.49 \text{ kg-m} = -55949.3 \text{ kg-cm}$$

$$M_y = 59.61 \text{ kg-m} = 5960.9 \text{ kg-cm}$$

A continuación, se aplicara la fórmula de integración tomando en cuenta que, cuando se revisa con carga permanente más accidental, las especificaciones permiten incrementar los esfuerzos permisibles en un 33%

$$f_{bx} = \frac{M_x}{S_x} = 2039.71202$$

$$f_{by} = \frac{M_y}{S_y/2} = 845.520728$$

$$f_{bx} + f_{by} \leq 3072.3 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$2039.7 \quad + \quad 845.521 \quad = \quad 2885.23274 \quad \text{kg/cm}^2$$

Revisión del perfil CPL 6 x 2 1/2" Cal. 14:

$$\text{peso} = 4.53 \quad \text{kg/m}$$

$$S_x = 27.43 \quad \text{cm}^3$$

$$S_y = 7.05 \quad \text{cm}^3$$

Tolerancia

6.09 < 10 %

pasa

Solución de larguero

CPL 6 x 2 1/2" Cal. 14:		
peso=	4.53	kg/m
Sx=	27.43	cm ³
Sy=	7.05	cm ³

Ver anexo A para encontrar vistas del techo terminado, con una vista de columnas-vigas solamente y otra con la lámina incluida.

5.3.- Análisis estructural.

Con base en datos, valores y formulas obtenidos de los reglamentos mencionados con anterioridad, se inició el análisis de la estructura partiendo de la determinación de las cargas, para utilizarlas en el programa SAP, con el fin de obtener las fuerzas y momentos, a usar en el diseño de los miembros del edificio.

5.3.1.- Cálculo de las cargas de servicio.

En este apartado se calcularán las cargas que actúan sobre la estructura, para determinar posteriormente su efecto.

- **Azotea.**

W lamina=	10.6	kg/m ²
W Larguero=	4.53	kg/m
L sep larg=	1.9	m
L sep trabes=	5	m

Vigas de centro

P larg centro= 123.35 kg
 P larg extremo= 73 kg

P larg centro= 135.7 kg
 P larg extremo= 80.3 kg

Vigas de extremo

P larg centro= 61.675 kg
 P larg extremo= 36.5 kg

P larg centro= 74.01 kg
 P larg extremo= 43.8 kg

- **Entrepiso**

Carga viva=	250	kg/m ²
W lam Losacero=	8	kg/m ²
d losa=	6	cm
Vol de con/m ² =	0.095	m ³ /m ²
γconc=	2.4	t/m ³
W losa conc=	228	kg/m ²
γmuro=	0.3	t/m ²
H=	2.887	m
d trabe=	0.303	m

- Vigas secundarias de C a B

Salones

Área= 7.6 m²
Wt= 3693.6 kg
W trans viga prin= 1846.8 kg

Baños

Área= 9.86 m²
Wt= 4791.96 kg
W trans viga prin= 2395.98 kg

- Vigas secundarias de B a A

Salones

Área= 7.2 m²
Wt= 3499.2 kg
W trans viga prin= 1749.6 kg

Escaleras

Área= 6.24 m²
Wt= 3032.64 kg
W trans viga prin= 1516.32 kg

Baños

Área= 9.3 m²
Wt= 4519.8 kg
W trans viga prin= 2259.9 kg

- Vigas Principales de C a B

Extremos

$$\begin{aligned} \text{Área} &= 3.52 \text{ m}^2 \\ L &= 7.5 \text{ m} \\ W &= 228.10 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Centro

$$\begin{aligned} \text{Área} &= 7.04 \text{ m}^2 \\ L &= 7.5 \text{ m} \\ W &= 456.19 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

- Vigas Principales de B a A

Extremos

$$\begin{aligned} \text{Área} &= 1.54 \text{ m}^2 \\ L &= 3.5 \text{ m} \\ W &= 213.84 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Centro

$$\begin{aligned} \text{Área} &= 3.08 \text{ m}^2 \\ L &= 3.5 \text{ m} \\ W &= 427.68 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

- Vigas Principales eje C

Salones

$$\begin{aligned} \text{Área} &= 22.8 \text{ m}^2 \\ L &= 30 \text{ m} \\ W &= 369.36 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Baños

Área= 9.27 m²
L= 6.2 m
W= 726.65 kg/m

- Vigas Principales eje B

Salones

Área= 44.4 m²
L= 30 m
W= 719.28 kg/m

Escaleras

Área= 10.74 m²
L= 8.9 m
W= 586.48 kg/m

Baños

Área= 9.58 m²
L= 6.2 m
W= 750.95 kg/m

- Vigas Principales eje A

Salones

Área= 21.6 m²
L= 30 m
W= 349.92 kg/m

Escaleras

Área= 6.24 m²
L= 8.9 m
W= 340.75 kg/m

Baños

Área= 8.99 m²
L= 6.2 m
W= 704.70 kg/m

▪ Peso muros

Viga eje 16 C-B dos niveles=	866.1	kg/m
Ventana=	0	m
Viga eje 14 C-B nivel 2=	866.1	kg/m
Ventana=	0	m
Viga eje 13 C-B nivel 3=	866.1	kg/m
Ventana=	0	m
Viga eje 12 C-B nivel 2=	866.1	kg/m
Ventana=	0	m
Viga eje 10 C-B dos niveles=	866.1	kg/m
Ventana=	0	m
Viga eje 8 C-B dos niveles=	866.1	kg/m
Ventana=	0	m
Viga eje 6 C-B nivel 2=	866.1	kg/m
Ventana=	0	m
Viga eje 5 C-B nivel 3=	866.1	kg/m
Ventana=	0	m

Viga eje 4 C-B nivel 2=	866.1	kg/m
Ventana=	0	m
Viga eje 2 C-B dos niveles=	866.1	kg/m
Ventana=	0	m
Viga eje 1 C-B dos niveles=	866.1	kg/m
Ventana=	0	m
Viga eje C 16-10 dos niveles=	416.1	kg/m
Ventana=	1.5	m
Viga eje C 8-2 dos niveles=	416.1	kg/m
Ventana=	1.5	m
Viga eje B 16-10 dos niveles=	536.1	kg/m
Ventana=	1.1	m
Viga eje B 8-2 dos niveles=	536.1	kg/m
Ventana=	1.1	m

- Escaleras.

Vigas escalera centro y extremo subida.

Área=	2.7	m ²
L=	3.3	m
W=	397.64	kg/m

Vigas escalera centro y extremo bajada.

Área=	2.7	m ²
L=	3.3	m
W=	397.64	kg/m

Vigas escalera descanso principal.

$$\begin{array}{rcl} \text{Área=} & 8.8 & \text{m}^2 \\ \text{L=} & 6 & \text{m} \\ \text{W=} & 712.80 & \text{kg/m} \end{array}$$

Vigas escalera descanso extremos.

$$\begin{array}{rcl} \text{Área=} & 0.27 & \text{m}^2 \\ \text{L=} & 1 & \text{m} \\ \text{W=} & 131.22 & \text{kg/m} \end{array}$$

Vigas escalera descanso centro.

$$\begin{array}{rcl} \text{Área=} & 1.4 & \text{m}^2 \\ \text{L=} & 1.3 & \text{m} \\ \text{W=} & 523.38 & \text{kg/m} \end{array}$$

Observar el anexo B para encontrar las vistas de planta del edificio, con sus determinas áreas tributarias que fueron usadas para el cálculo anterior.

5.3.2.- Cálculo de las cargas por sismo.

Continuando con el cálculo de cargas, ahora se necesitan las que afectan por el fenómeno del sismo, las cuales se calcularán en las siguientes páginas.

- Losa de azotea.

Material	Espesor (m)	Peso Vol. (ton/m ³)	Peso Tot. (ton/m ²)
Lamina multytecho	-	-	0.0106
Largueros	-	-	0.00453
Plafón	-	-	0.00505
Σ CM =			0.02018

Cargas permanentes

CM=	0.02018	ton/m ²
Cad=	0.04	ton/m ²
CV=	0.04	ton/m ²
CT=	0.10018	ton/m²

Cargas permanentes + accidentales

CM=	0.02018	ton/m ²
Cad=	0.04	ton/m ²
CV=	0.02	ton/m ²
CT=	0.08018	ton/m²

- Losa de entrepiso.

Material	Espesor (m)	Peso Vol. (ton/m ³)	Peso Tot. (ton/m ²)
Losacero	-	-	0.008
Plafón	-	-	0.00505
Losa	0.06	2.4	0.144
Viga secundaria	-	-	0.0082
Σ CM =			0.16525

Cargas permanentes

CM=	0.16525	ton/m ²
Cad=	0.04	ton/m ²
CV=	0.25	ton/m ²
CT=	0.45525	ton/m²

Cargas permanentes + accidentales

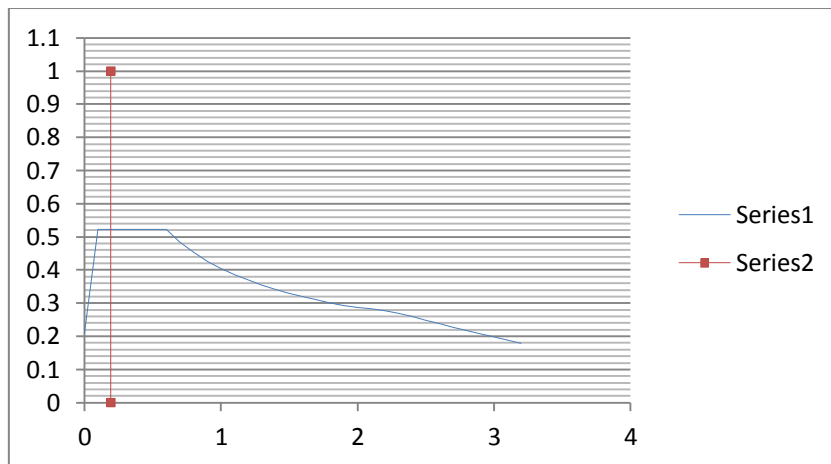
CM=	0.16525	ton/m ²
Cad=	0.04	ton/m ²
CV=	0.18	ton/m ²
CT=	0.38525	ton/m²

- **Peso de los muros.**

Material	Espesor (m)	Peso Vol. (ton/m ³)	Peso Tot. (ton/m ²)
Mortero	0.02	2.1	0.042
Mampostería	0.12	1.8	0.216
Mortero	0.02	2.1	0.042
Σ CM =			0.3

➤ **Sismo en dirección x (Sx) para la sección derecha del edificio.**

Obtención del coeficiente sísmico en base al programa Prodisis y SAP, así como también los datos requeridos para obtener las fuerzas sísmicas.



Valores del prodisis:

0	0.2089
0.1	0.5223
0.6	0.5223
0.7	0.4835
0.8	0.4523
0.9	0.4264
1	0.4046
1.1	0.3857
1.2	0.3693
1.3	0.3548
1.4	0.3419
1.5	0.3303
1.6	0.3198
1.7	0.3103
1.8	0.3015
1.9	0.2935
2	0.2861
2.1	0.2836
2.2	0.2775
2.3	0.2691
2.4	0.2594
2.5	0.249
2.6	0.2384
2.7	0.2278
2.8	0.2174
2.9	0.2074
3	0.1978
3.1	0.1886
3.2	0.1798

T	
0.19021	0
0.19021	1

Datos:

Trabe	
Peso	59.6
No.	6
Tsap=	0.19021
H=	11
Columnas	
Peso	92.95
No. Col 3=	7
No. Col 2=	7
No. Col 1=	7
H3centro=	2.225
H3=	1.525
H2=	1.65
H1=	1.625
Wazotea=	0.08018
Wentrepiso=	0.38525
Cs=	0.52
Q=	2

Azotea	
Aeje A=	5.665
Aeje B=	11.9302
Aeje C=	6.2652

Entrepiso	
Aeje A=	3.6
Aeje B=	7.4
Aeje C=	3.8

LejeA=	5
LejeB=	5
LejeC=	5

Azotea	
Weje A=	0.150444
Weje B=	0.250913
Weje C=	0.160069

Entrepiso	
Weje A=	0.33698
Weje B=	0.62977
Weje C=	0.35239

Fuerzas sísmicas:

Eje A					
NIVEL	wi	hi	wi hi	Fi	Vi
3	5.505559	9.6	52.85337	2.357132	2.357132
2	11.18297	6.55	73.24847	3.266704	5.623836
1	11.16671	3.25	36.2918	1.618526	7.242362
	27.85524		162.3936		

Eje B

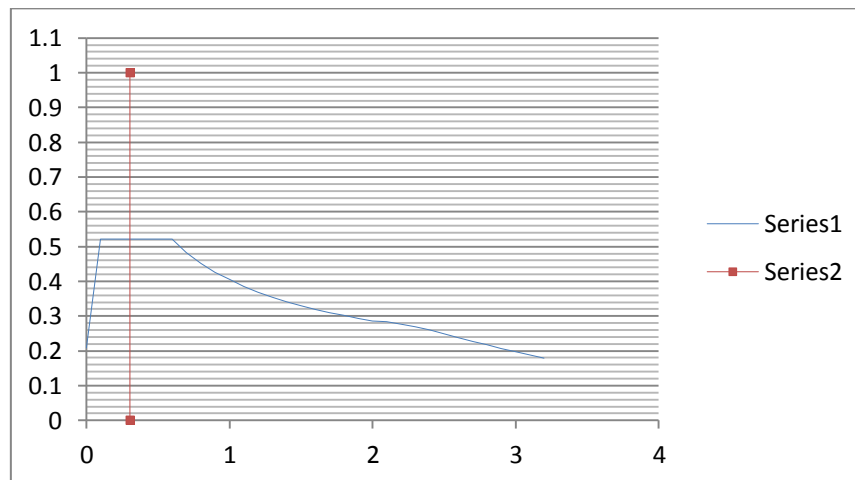
NIVEL	wi	hi	wi hi	Fi	Vi
3	8.975077	11	98.72585	4.263681	4.263681
2	19.96667	6.55	130.7817	5.64808	9.911761
1	19.95041	3.25	64.83882	2.800199	12.71196
	48.89216		294.3464		

Eje C

NIVEL	wi	hi	wi hi	Fi	Vi
3	5.794304	9.6	55.62532	2.477409	2.477409
2	11.64527	6.55	76.27653	3.397162	5.874571
1	11.62901	3.25	37.79427	1.68326	7.557831
	29.06858		169.6961		

➤ **Sismo en dirección x (S_x) para la sección central del edificio.**

Obtención del coeficiente sísmico en base al programa Prodisis y SAP, así como también los datos requeridos para obtener las fuerzas sísmicas.



Valores del prodisis:

0	0.2089
0.1	0.5223
0.6	0.5223
0.7	0.4835
0.8	0.4523
0.9	0.4264
1	0.4046
1.1	0.3857
1.2	0.3693
1.3	0.3548
1.4	0.3419
1.5	0.3303
1.6	0.3198
1.7	0.3103
1.8	0.3015
1.9	0.2935
2	0.2861
2.1	0.2836
2.2	0.2775
2.3	0.2691
2.4	0.2594
2.5	0.249
2.6	0.2384
2.7	0.2278
2.8	0.2174
2.9	0.2074
3	0.1978
3.1	0.1886
3.2	0.1798

T	
0.30438	0
0.30438	1

Datos:

Trabe	
Peso	59.6
No.	2
Tsap=	0.30438
H=	11
Columnas	
Peso	92.95
No. Col 3=	3
No. Col 2=	3
No. Col 1=	3
H3centro=	2.225
H3=	1.525
H2=	1.65
H1=	1.625
Wazotea=	0.08018
Wentrepiso=	0.38525
Cs=	0.52
Q=	2

Azotea	
Aeje A=	4.7193
Aeje B=	9.6699
Aeje C=	4.9506

Entrepiso	
Aeje A=	3.12
Aeje B=	5.37
Aeje C=	0

LejeA=	4.5
LejeB=	4.5
LejeC=	4.5

Azotea	
Weje A=	0.14368744
Weje B=	0.23189613
Weje C=	0.14780869

Entrepiso	
Weje A=	0.32670667
Weje B=	0.51933167
Weje C=	0.0596

Fuerzas sísmicas:

Eje A					
NIVEL	wi	hi	wi hi	Fi	Vi
3	1.718433	9.6	16.49696	0.733178	0.733178
2	3.400463	6.55	22.27303	0.989885	1.723063
1	3.393491	3.25	11.02885	0.490157	2.213221
	8.512387		49.79883		

Eje B

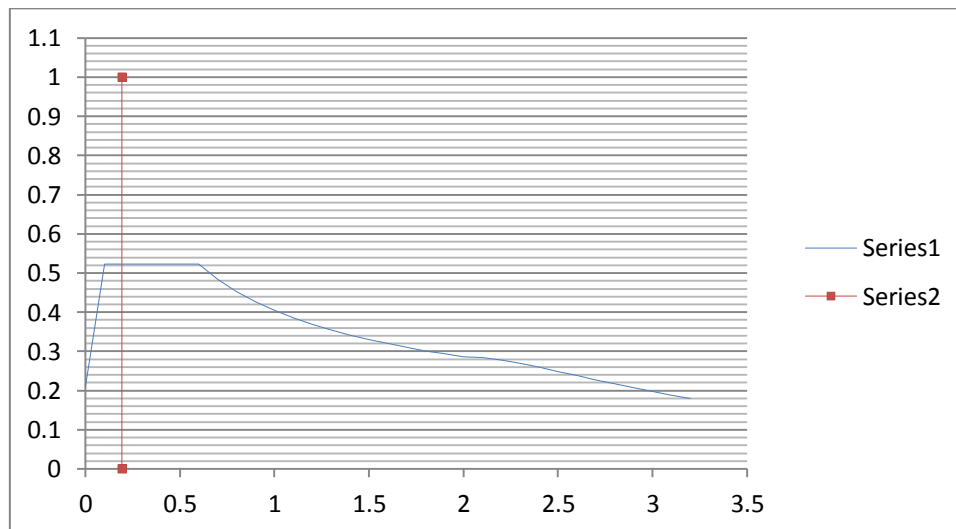
NIVEL	wi	hi	wi hi	Fi	Vi
3	2.707506	11	29.78257	1.254125	1.254125
2	5.134088	6.55	33.62827	1.416065	2.670191
1	5.127116	3.25	16.66313	0.701674	3.371865
	12.96871		80.07397		

Eje C

NIVEL	wi	hi	wi hi	Fi	Vi
3	1.755524	9.6	16.85303	0.616433	0.616433
2	0.996503	6.55	6.527091	0.238741	0.855174
1	0.989531	3.25	3.215977	0.117631	0.972805
	3.741558		26.5961		

➤ **Sismo en dirección x (Sx) para la sección izquierda del edificio.**

Obtención del coeficiente sísmico en base al programa Prodisis y SAP, así como también los datos requeridos para obtener las fuerzas sísmicas.



Valores del prodisis:

0	0.2089
0.1	0.5223
0.6	0.5223
0.7	0.4835
0.8	0.4523
0.9	0.4264
1	0.4046
1.1	0.3857
1.2	0.3693
1.3	0.3548
1.4	0.3419
1.5	0.3303
1.6	0.3198
1.7	0.3103
1.8	0.3015
1.9	0.2935
2	0.2861
2.1	0.2836
2.2	0.2775
2.3	0.2691
2.4	0.2594
2.5	0.249
2.6	0.2384
2.7	0.2278
2.8	0.2174
2.9	0.2074
3	0.1978
3.1	0.1886
3.2	0.1798

T	
0.19212	0
0.19212	1

Datos:

Trabe	
Peso	59.6
No.	6
Tsap=	0.19212
H=	11
Columnas	
Peso	92.95
No. Col 3=	8
No. Col 2=	8
No. Col 1=	8
H3centro=	2.225
H3=	1.525
H2=	1.65
H1=	1.625
Wazotea=	0.08018
Wentrepiso=	0.38525
Cs=	0.52
Q=	2

Azotea	
Aeje A=	5.665
Aeje B=	11.9302
Aeje C=	6.2652
Abaños eje A=	7.8397
Abaños eje B=	17.391
Abaños eje C=	9.5513

Entrepiso	
Aeje A=	3.6
Aeje B=	7.4
Aeje C=	3.8
Abaños eje A=	8.99
Abaños eje B=	9.58
Abaños eje C=	9.27

LejeA=	5
LejeB=	5
LejeC=	5
Lbaños eje A=	6.2
Lbaños eje B=	6.2
Lbaños eje C=	6.2

Azotea	
Weje A=	0.15044394
Weje B=	0.250912687
Weje C=	0.160068747
Wbaños eje A=	0.160985024
Wbaños eje B=	0.2845049
Wbaños eje C=	0.183119876

Entrepiso	
Weje A=	0.33698
Weje B=	0.62977
Weje C=	0.35239
Wbaños eje A=	0.6182125
Wbaños eje B=	0.654873387
Wbaños eje C=	0.635610887

Eje A

NIVEL	wi	hi	wi hi	Fi	Vi
3	6.645415	9.6	63.79599	2.886812	2.886812
2	15.16926	6.55	99.35864	4.496047	7.382859
1	15.15067	3.25	49.23967	2.228129	9.610988
	36.96534		212.3943		

Eje B

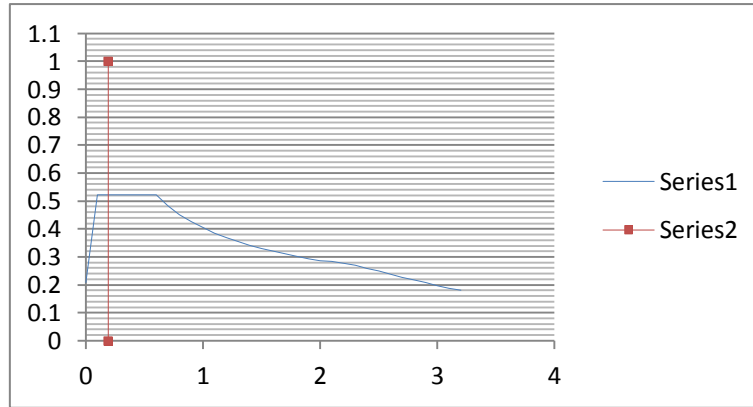
NIVEL	wi	hi	wi hi	Fi	Vi
3	10.94582	11	120.404	5.196119	5.196119
2	23.95296	6.55	156.8919	6.770777	11.9669
1	24.16167	3.25	78.52541	3.388819	15.35572
	59.06044		355.8213		

Eje C

NIVEL	wi	hi	wi hi	Fi	Vi
3	7.071396	9.6	67.8854	3.062491	3.062491
2	15.73943	6.55	103.0933	4.650811	7.713303
1	15.72084	3.25	51.09272	2.304929	10.01823
	38.53166		222.0714		

➤ **Sismo en dirección y (Sy) para la sección derecha del edificio.**

Obtención del coeficiente sísmico en base al programa Prodisis y SAP, así como también los datos requeridos para obtener las fuerzas sísmicas, a continuación se presentan los valores obtenidos del prodisis:



0	0.2089
0.1	0.5223
0.6	0.5223
0.7	0.4835
0.8	0.4523
0.9	0.4264
1	0.4046
1.1	0.3857
1.2	0.3693
1.3	0.3548
1.4	0.3419
1.5	0.3303
1.6	0.3198
1.7	0.3103
1.8	0.3015
1.9	0.2935
2	0.2861
2.1	0.2836
2.2	0.2775
2.3	0.2691
2.4	0.2594
2.5	0.249
2.6	0.2384
2.7	0.2278
2.8	0.2174
2.9	0.2074
3	0.1978
3.1	0.1886
3.2	0.1798

T	
0.19021	0
0.19021	1

Datos:

Trabe	
Peso	59.6
No.	2
Tsap=	0.19021
H=	11
Columnas	
Peso	92.95
No. Col 3=	3
No. Col 2=	3
No. Col 1=	3
H3centro=	2.225
H3=	1.525
H2=	1.65
H1=	1.625
Wazotea=	0.08018
Wentrepiso=	0.38525
Cs=	0.52
Q=	2

Azotea	
Aeje 10 A-B=	3.0624
Aeje 11-15 A-B=	6.1248
Aeje 16 A-B=	3.0624
Aeje 10 B-C=	12.629
Aeje 11-15 B-C=	25.258
Aeje 16 B-C=	12.629

Entrepiso	
Aeje 10 A-B=	5.14
Aeje 11-15 A-B=	10.28
Aeje 16 A-B=	5.14
Aeje 10 B-C=	14.92
Aeje 11-15 B-C=	28.84
Aeje 16 B-C=	14.92

Leje 10 A-B=	3.5
Leje 11-15 A-B=	3.5
Leje 16 A-B=	3.5
Leje 10 B-C=	7.5
Leje 11-15 B-C=	7.5
Leje 16 B-C=	7.5

Azotea	
Weje 10 A-B=	0.1298
Weje 11-15 A-B=	0.1999
Weje 16 A-B=	0.1298
Weje 10 B-C=	0.1946
Weje 11-15 B-C=	0.3296
Weje 16 B-C=	0.1946

Entrepiso	
Weje 10 A-B=	0.6254
Weje 11-15 A-B=	1.1911
Weje 16 A-B=	0.6254
Weje 10 B-C=	0.826
Weje 11-15 B-C=	1.541
Weje 16 B-C=	0.826

Fuerzas sísmicas:

Eje 10

NIVEL	wi	hi	wi hi	Fi	Vi
3	2.404048	9.6	23.07886	1.098361	1.098361
2	8.843818	6.55	57.927	2.756843	3.855204
1	8.836846	3.25	28.71975	1.366821	5.222025
	20.08471		109.7256		

Ejes 11-15

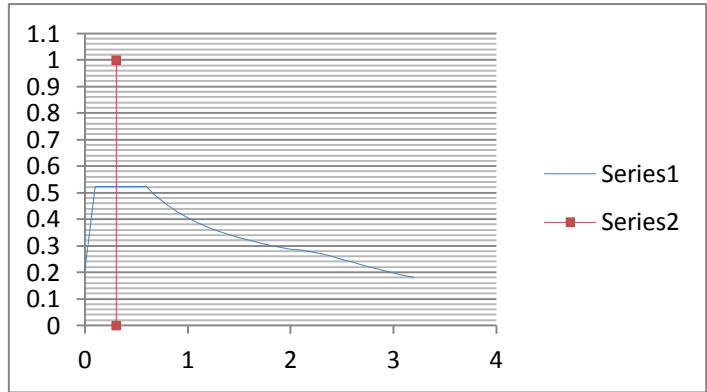
NIVEL	wi	hi	wi hi	Fi	Vi
3	3.662184	9.6	35.15697	1.699649	1.699649
2	16.18668	6.55	106.0228	5.125627	6.825276
1	16.17971	3.25	52.58406	2.542155	9.36743
	36.02858		193.7638		

Eje 16

NIVEL	wi	hi	wi hi	Fi	Vi
3	2.404048	9.6	23.07886	1.098361	1.098361
2	8.843818	6.55	57.927	2.756843	3.855204
1	8.836846	3.25	28.71975	1.366821	5.222025
	20.08471		109.7256		

➤ **Sismo en dirección y (Sy) para la sección central del edificio.**

Obtención del coeficiente sísmico en base al programa Prodisis y SAP, así como también los datos requeridos para obtener las fuerzas sísmicas, en la siguiente página se muestran los valores obtenidos por el prodisis:



0	0.2089
0.1	0.5223
0.6	0.5223
0.7	0.4835
0.8	0.4523
0.9	0.4264
1	0.4046
1.1	0.3857
1.2	0.3693
1.3	0.3548
1.4	0.3419
1.5	0.3303
1.6	0.3198
1.7	0.3103
1.8	0.3015
1.9	0.2935
2	0.2861
2.1	0.2836
2.2	0.2775
2.3	0.2691
2.4	0.2594
2.5	0.249
2.6	0.2384
2.7	0.2278
2.8	0.2174
2.9	0.2074
3	0.1978
3.1	0.1886
3.2	0.1798

T	
0.30438	0
0.30438	1

Datos:

Trabe	
Peso	59.6
No.	2
Tsap=	0.30438
H=	11
Columnas	
Peso	92.95
No. Col 3=	3
No. Col 2=	3
No. Col 1=	3
H3centro=	2.225
H3=	1.525
H2=	1.65
H1=	1.625
Wazotea=	0.08018
Wentrepiso=	0.38525
Cs=	0.52
Q=	2

Azotea	
Aeje 8 A-B=	3.0624
Aeje 9 A-B=	6.1248
Aeje 10 A-B=	3.0624
Aeje 8 B-C=	11.7674
Aeje 9 B-C=	23.5348
Aeje 10 B-C=	11.7674

Entrepiso	
Aeje 8 A-B=	4.66
Aeje 9 A-B=	9.32
Aeje 10 A-B=	4.66
Aeje 8 B-C=	0
Aeje 9 B-C=	0
Aeje 10 B-C=	0

Leje 8 A-B=	3.5
Leje 9 A-B=	3.5
Leje 10 A-B=	3.5
Leje 8 B-C=	7.5
Leje 9 B-C=	7.5
Leje 10 B-C=	7.5

Azotea	
Weje 8 A-B=	0.12975521
Weje 9 A-B=	0.19991042
Weje 10 A-B=	0.12975521
Weje 8 B-C=	0.18540135
Weje 9 B-C=	0.3112027
Weje 10 B-C=	0.18540135

Entrepiso	
Weje 8 A-B=	0.57253286
Weje 9 A-B=	1.08546571
Weje 10 A-B=	0.57253286
Weje 8 B-C=	0.0596
Weje 9 B-C=	0
Weje 10 B-C=	0.0596

Fuerzas sísmicas:

Eje 8

NIVEL	wi	hi	wi hi	Fi	Vi
3	2.334965	9.6	22.41566	0.932795	0.932795
2	2.910968	6.55	19.06684	0.793438	1.726233
1	2.903996	3.25	9.437988	0.392748	2.118981
	8.149928		50.92049		

Eje 9

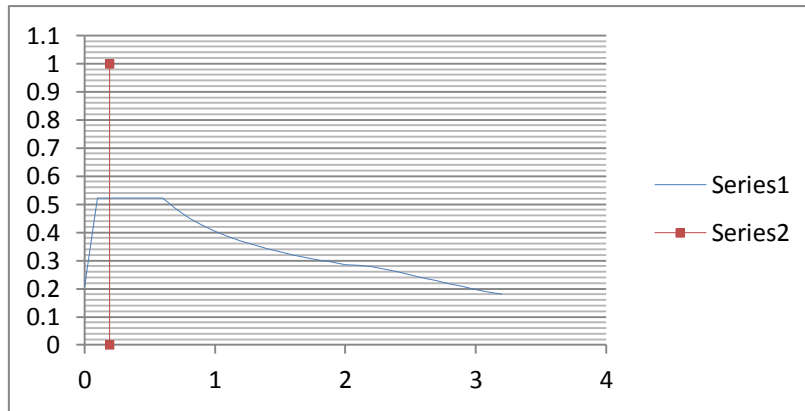
NIVEL	wi	hi	wi hi	Fi	Vi
3	3.524018	9.6	33.83057	1.401271	1.401271
2	4.259233	6.55	27.89797	1.155541	2.556812
1	4.252261	3.25	13.81985	0.572422	3.129233
	12.03551		75.54839		

Eje 10

NIVEL	wi	hi	wi hi	Fi	Vi
3	2.334965	9.6	22.41566	0.932795	0.932795
2	2.910968	6.55	19.06684	0.793438	1.726233
1	2.903996	3.25	9.437988	0.392748	2.118981
	8.149928		50.92049		

➤ **Sismo en dirección y (Sy) para la sección izquierda del edificio.**

Obtención del coeficiente sísmico en base al programa Prodisis y SAP, así como también los datos requeridos para obtener las fuerzas sísmicas, a continuación se muestran los resultados obtenidos del prodisis:



0	0.2089
0.1	0.5223
0.6	0.5223
0.7	0.4835
0.8	0.4523
0.9	0.4264
1	0.4046
1.1	0.3857
1.2	0.3693
1.3	0.3548
1.4	0.3419
1.5	0.3303
1.6	0.3198
1.7	0.3103
1.8	0.3015
1.9	0.2935
2	0.2861
2.1	0.2836
2.2	0.2775
2.3	0.2691
2.4	0.2594
2.5	0.249
2.6	0.2384
2.7	0.2278
2.8	0.2174
2.9	0.2074
3	0.1978
3.1	0.1886
3.2	0.1798

T	
0.19212	0
0.19212	1

Datos:

Trabe	
Peso	59.6
No.	2
Tsap=	0.19212
H=	11
Columnas	
Peso	92.95
No. Col 3=	3
No. Col 2=	3
No. Col 1=	3
H3centro=	2.225
H3=	1.525
H2=	1.65
H1=	1.625
Wazotea=	0.08018
Wentrepiso=	0.38525
Cs=	0.52
Q=	2

Leje 1 A-B=	3.5
Leje 2 A-B=	3.5
Leje 3-7 A-B=	3.5
Leje 8 A-B=	3.5
Leje 1 B-C=	7.5
Leje 2 B-C=	7.5
Leje 3-7 B-C=	7.5
Leje 8 B-C=	7.5

Azotea	
Aeje 1 A-B=	3.0624
Aeje 2 A-B=	6.1248
Aeje 3-7 A-B=	6.1248
Aeje 8 A-B=	3.0624
Aeje 1 B-C=	13.6933
Aeje 2 B-C=	26.3223
Aeje 3-7 B-C=	25.2580
Aeje 8 B-C=	12.6290

Entrepiso	
Aeje 1 A-B=	6.19
Aeje 2 A-B=	11.33
Aeje 3-7 A-B=	10.28
Aeje 8 A-B=	5.14
Aeje 1 B-C=	18.31
Aeje 2 B-C=	33.23
Aeje 3-7 B-C=	29.84
Aeje 8 B-C=	14.92

Azotea	
Weje 1 A-B=	0.1298
Weje 2 A-B=	0.1999
Weje 3-7 A-B=	0.1999
Weje 8 A-B=	0.1298
Weje 1 B-C=	0.2060
Weje 2 B-C=	0.3410
Weje 3-7 B-C=	0.3296
Weje 8 B-C=	0.1946

Entrepiso	
Weje 1 A-B=	0.7409
Weje 2 A-B=	1.3067
Weje 3-7 A-B=	1.1911
Weje 8 A-B=	0.6254
Weje 1 B-C=	1.0001
Weje 2 B-C=	1.7665
Weje 3-7 B-C=	1.5924
Weje 8 B-C=	0.8260

Fuerzas sísmicas:

Eje 1

NIVEL	wi	hi	wi hi	Fi	Vi
3	2.489383	9.6	23.89808	1.151407	1.151407
2	10.55433	6.55	69.13085	3.330717	4.482123
1	10.54736	3.25	34.27891	1.651554	6.133677
	23.59107		127.3078		

Eje 2

NIVEL	wi	hi	wi hi	Fi	Vi
3	3.74752	9.6	35.97619	1.752542	1.752542
2	18.28244	6.55	119.75	5.833493	7.586035
1	18.27547	3.25	59.39528	2.893378	10.47941
	40.30543		215.1215		

Ejes 3-7

NIVEL	wi	hi	wi hi	Fi	Vi
3	3.662184	9.6	35.15697	1.702818	1.702818
2	16.57193	6.55	108.5462	5.257404	6.960222
1	16.56496	3.25	53.83612	2.607538	9.56776
	36.79908		197.5392		

Eje 8

NIVEL	wi	hi	wi hi	Fi	Vi
3	2.404048	9.6	23.07886	1.098361	1.098361
2	8.843818	6.55	57.927	2.756843	3.855204
1	8.836846	3.25	28.71975	1.366821	5.222025
	20.08471		109.7256		

- Formulas usadas y unidades de los valores.

Fórmulas:

$$F_i = \frac{C_s}{Q} W_{tot} + \frac{w_i h_i}{\sum(w_i h_i)}; C_s = \text{Coeficiente sísmico}; Q = \text{Factor de}$$

comportamiento sísmico.

$$W_i = \text{Peso total del nivel}$$

Unidades de los valores:

$$A = m^2$$

$$L, H, h_i = m$$

$$W = \text{Ton/m}$$

$$\text{Peso (secciones)} = \text{kg/m}$$

$$W_i, F_i = \text{Ton}$$

Gracias a los datos arrojados por el programa SAP, obtenidos mediante los análisis pasados, se podrá realizar el cálculo subsecuente, es decir el diseño del edificio.

Para obtener los momentos y cargas más desfavorables usando el SAP, se incluyeron las combinaciones de carga descritas en el RCDF, las cuales se mencionan a continuación:

CP= Carga permanente

CV= Carga variable

S= sismo

i= Izquierda

d= Derecha

cBn= Combinación de carga

$cBn_{01} = CP + CV$

$cBn_{02} = CP + CV + S_x \text{ i-d}$

$cBn_{03} = CP + CV + S_x \text{ d-i}$

$cBn_{04} = CP + CV + S_y \text{ i-d}$

$cBn_{05} = CP + CV + S_y \text{ d-i}$

$cBn_{06} = CP + CV + 0.3S_x \text{ i-d} + S_y$

$cBn_{07} = CP + CV + 0.3S_x \text{ d-i} + S_y$

$cBn_{08} = CP + CV + S_x + 0.3S_y \text{ i-d}$

$cBn_{09} = CP + CV + S_x + 0.3S_y \text{ i-d}$

En las siguientes imágenes se muestra, algunos de los procesos realizados en el SAP para llegar a los resultados que serán usados en el diseño, en la primera imagen se muestra la sección derecha del edificio con las fuerzas sísmicas en una dirección, y resaltando de colores cada elemento, los elementos de color azul son las vigas principales, los de color blanco las vigas secundarias y por último los rojos las columnas principales.

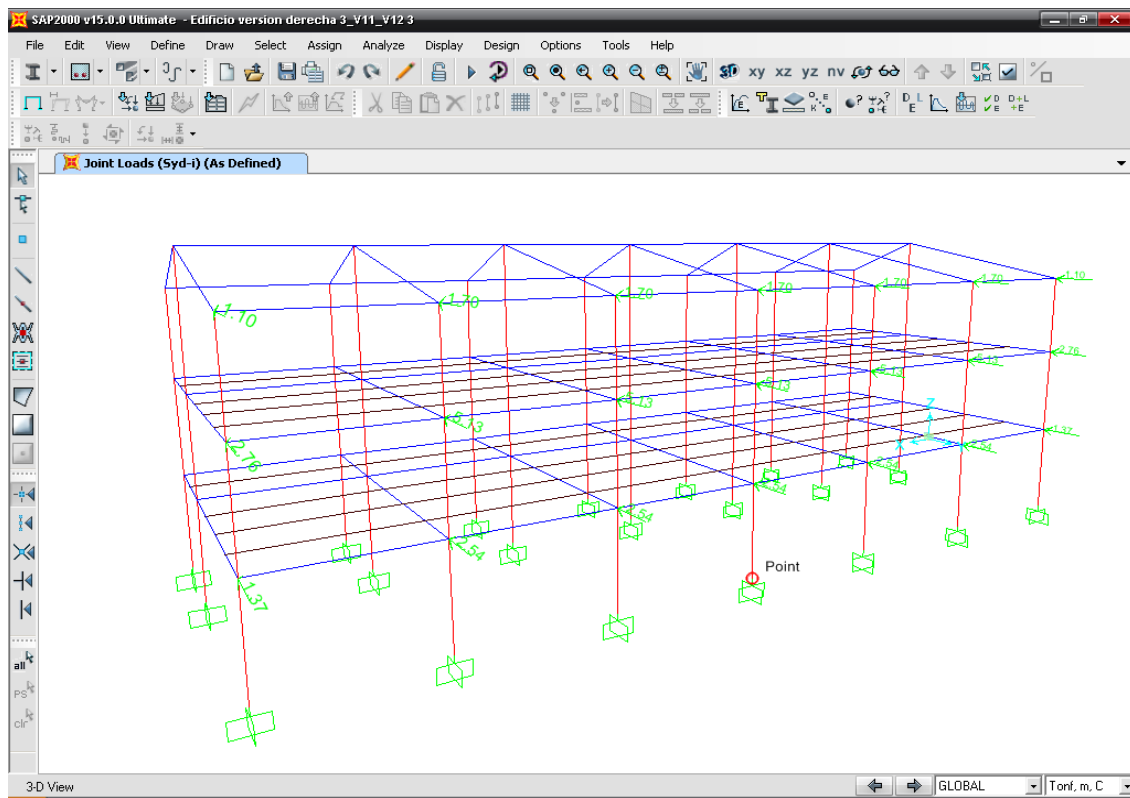


Imagen 5.1.- Programa SAP mostrando fuerzas sísmicas.

Fuente: Propia

Para la siguiente, se presenta la sección central del complejo, con las cargas de servicio, haciendo notar las columnas y vigas usadas en las escaleras, los cuales tendrán un cálculo particular.

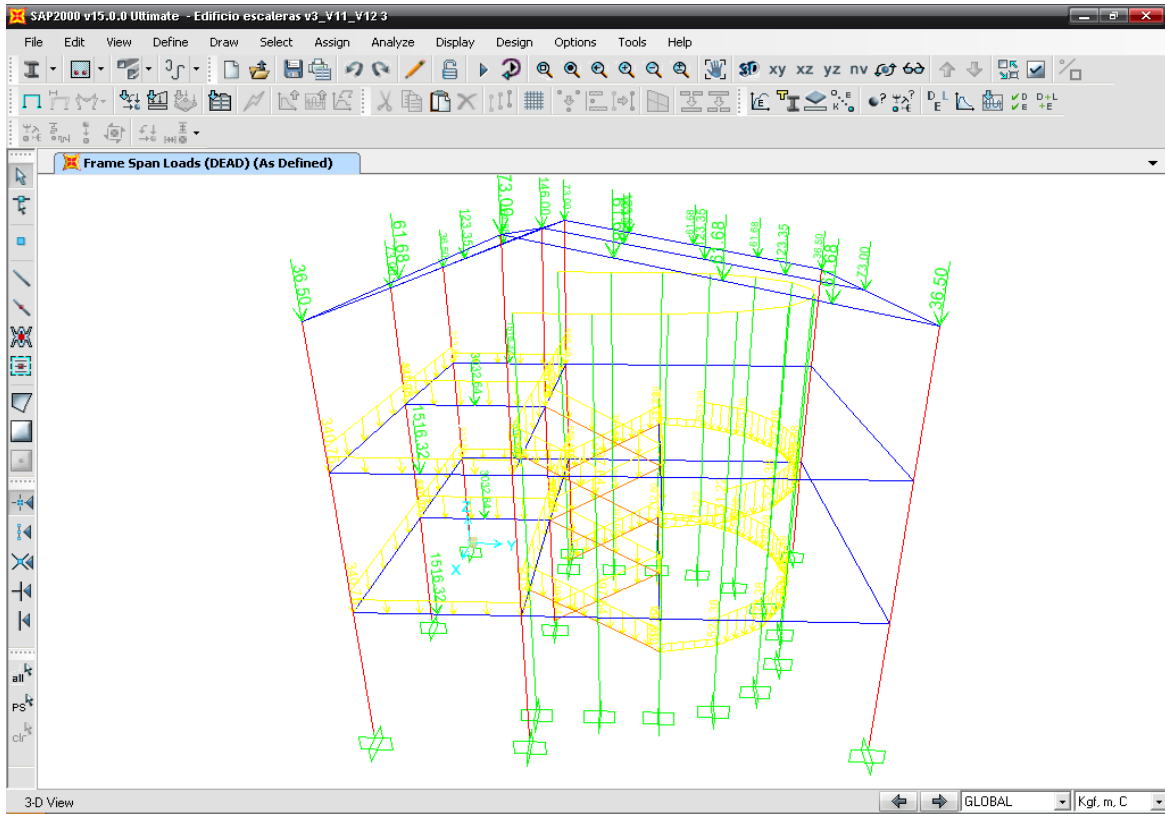


Imagen 5.2.- Programa SAP mostrando cargas de servicio.

Fuente: Propia

El proceso comienza con la inyección de datos al programa, para después ejecutar el análisis en el mismo, este arroja los resultados en forma de momentos, cortantes, reacciones, etc., con la imagen siguiente se muestran los diagramas de momento de la parte izquierda del edificio, con el fin de ejemplificar la forma en que se llegó a obtener los datos de diseño.

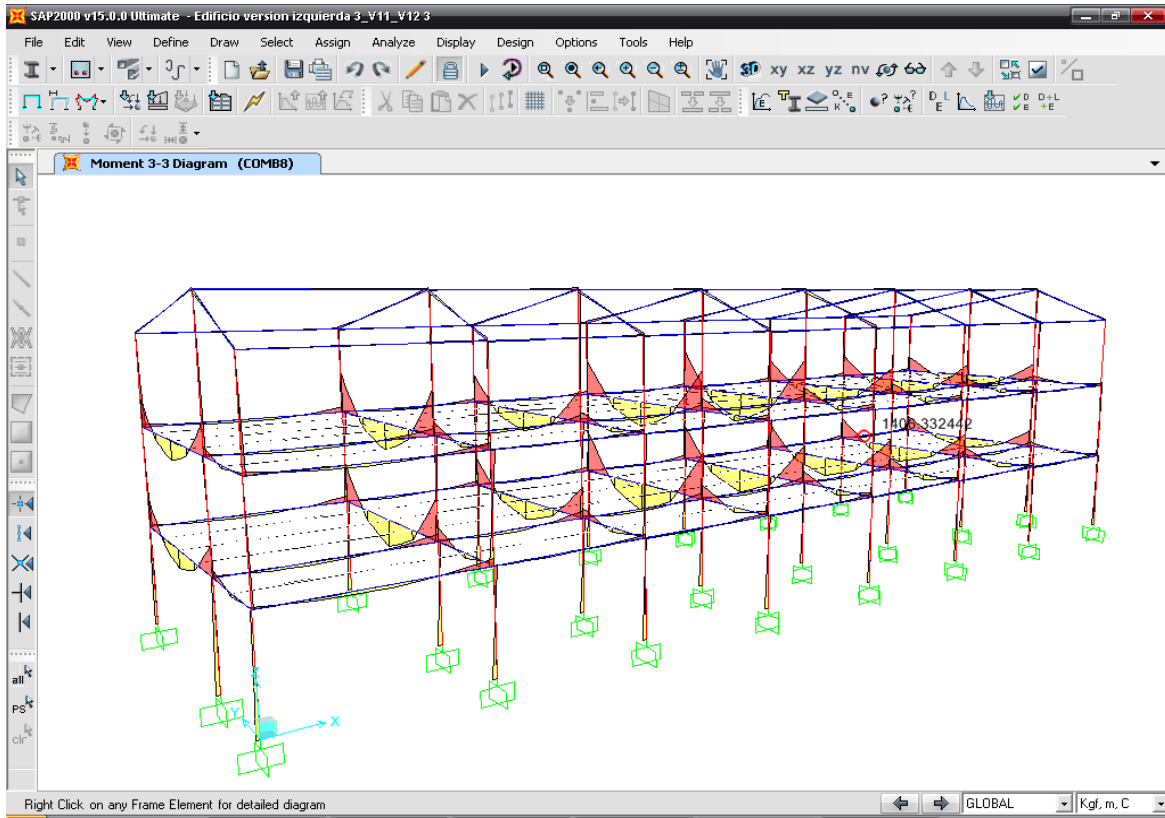


Imagen 5.3.- Programa SAP mostrando diagramas de momento.

Fuente: Propia

5.4.- Diseño estructural.

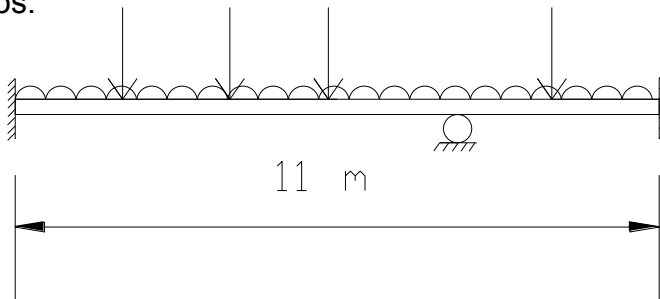
En este apartado se muestra el cálculo de las secciones y conexiones de la estructura.

5.4.1.- Viga principal.

Ésta viga será usada en todas las secciones marcadas en las imágenes mencionadas en el análisis estructural, en base al hecho de uniformizar las secciones, se ha diseñado la viga más desfavorable, con esto garantizando la seguridad de la estructura.

Diseño de la viga que se muestra utilizando un IPR.

Datos:



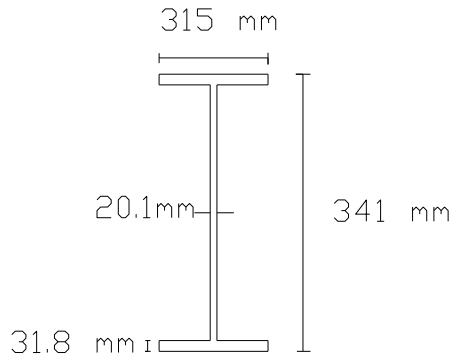
Diseño para el tramo:

$$\begin{aligned} f_y &= 2530 \quad \text{kg/cm}^2 \\ M &= 4189616 \quad \text{kg-cm} \\ \text{Se supone } F_b &= 1000 \quad \text{kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$S_{req} = \frac{M}{F_b \text{ sup}} = 4189.616 \text{ cm}^3$$

Se propone: IPR 12" x 12" (202.1 kg/m)

Sx=	3048	cm ³
ry=	8	cm
Peso=	202.1	kg/m
bp=	315	mm
tp=	31.8	mm
d=	341	mm



Verificación de la sujeción lateral:

$$\frac{640 bp}{\sqrt{fy}} = 400.8 \text{ cm}$$

$$1490000 \frac{Ap}{afy} = 1730 \text{ cm}$$

$$L \text{ sin arriostrar} = 3.75 \text{ m}$$

Pasa por sujeción lateral

$$Fb = 1669.8 \text{ kg/cm}^2$$

Momento resistente:

$$Mr = SxFb$$

$$Mr = 5089550.4 \text{ kg-cm}$$

$$Mr = 50.895504 \text{ ton-m}$$

Tolerancia:

$$T = 21.48 > 10 \%$$

Solución: IPR 12" x 12" (202.1 kg/m)

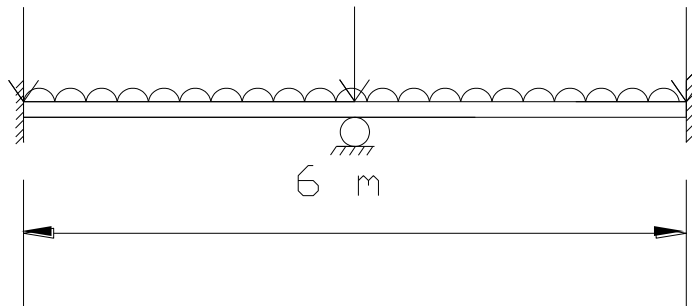
Se escoge este perfil, ya que aunque quede un poco sobrado es el que más se acerca al resultado óptimo, debido a que el próximo queda escaso en exceso.

5.4.2.- Viga escalera (descanso, subida y bajada).

Para este caso la viga será usada solamente en la escalera, exceptuando la parte del semicírculo, que requerirá de otra sección debido a su forma.

Diseño de la viga que se muestra utilizando un IPR

Datos:

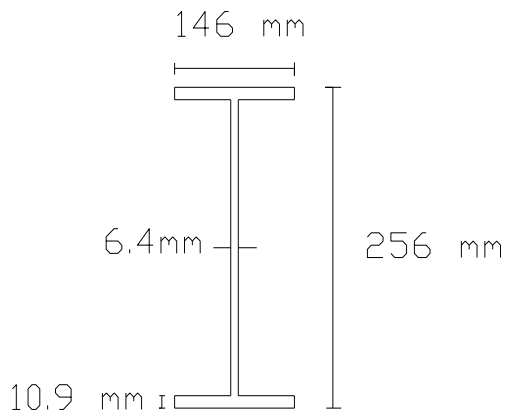


Diseño para el tramo:

$$\begin{aligned} f_y &= 2530 \text{ kg/cm}^2 \\ M &= 701250 \text{ kg-cm} \\ \text{Se supone } F_b &= 1000 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$S_{req} = \frac{M}{F_b \text{ sup}} = 701.25 \text{ cm}^3$$

Se propone IPR 10" x 5 3/4" (37.3 kg/m)



Sx=	432	cm ³
ry=	3.32	cm
Peso=	37.3	kg/m
bp=	146	mm
tp=	10.9	mm
d=	256	mm

Verificación de la sujeción lateral:

$$\frac{640 bp}{\sqrt{fy}} = 185.77 \text{ cm}$$

$$1490000 \frac{Ap}{dfy} = 366.1 \text{ cm}$$

$$L \text{ sin arriostrar} = 1.5 \text{ m}$$

Pasa por sujeción lateral

$$Fb = 0.66 fy$$

Momento resistente:

$$Mr = SxFb$$

$$Mr = 721353.6 \text{ kg-cm}$$

$$Mr = 7.213536 \text{ ton-m}$$

Tolerancia:

$$T = 2.87 < 10 \% \text{ Se acepta}$$

Solución: IPR 10" x 5 3/4" (37.3 kg/m)

Se aumentó el momento en un 25% debido a la carga por vibración y el peso de los escalones.

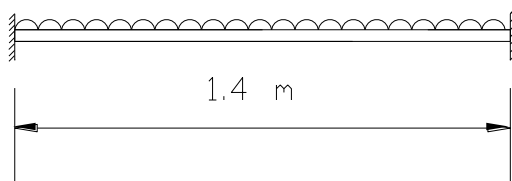
Se usará esta viga para todas las vigas de la escalera, exceptuando las mencionadas anteriormente, con el objeto de que aunque estén sobradas en algunos casos, esto ayude a tener un mejor comportamiento ante una situación en la que actúen varias cargas.

5.4.3.- Viga escalera semicírculo.

En este caso en particular se optó por cambiar el tipo de viga, esto debido a que el perfil PTR presenta una mayor facilidad a cambiar su forma, es decir se presta para poder formar en semicírculo.

Diseño de la viga que se muestra utilizando un IPR

Datos:



Diseño para el tramo:

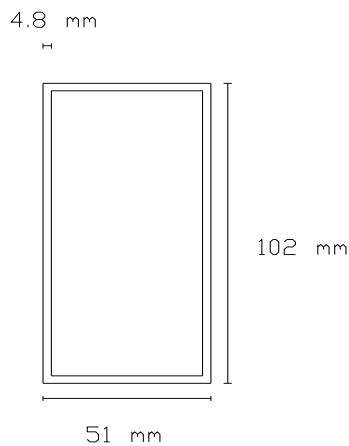
$$f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$$
$$M = 35875 \text{ kg-cm}$$

Se supone $F_b = 1000 \text{ kg/cm}^2$

$$S_{req} = \frac{M}{F_b \text{ sup}} = 35.875 \text{ cm}^3$$

Se propone: PTR 4" x 2" (10.2 kg/m)

$S_x =$	31.8	cm^3
$r_y =$	2.03	cm
Peso =	10.2	kg/m
$b_p =$	51	mm
$t_p =$	4.8	mm
$d =$	102	mm



Verificación de la sujeción lateral

$$\frac{640 b_p}{\sqrt{f_y}} = 64.892 \text{ cm}$$

$$1490000 \frac{A_p}{d f_y} = 141.34 \text{ cm}$$

$$L \text{ sin arriostrar} = 0.65 \text{ m}$$

No pasa por sujeción lateral

Por la tanto: $F_b = 0.50 f_{cr} \leq 0.60 f_y$

$$f_{cr} = 1550000 \frac{C_b A_p}{d L}$$

$$f_{cr} = 13163.07692 \text{ kg}$$

$$f_{cr} = 25200000 \frac{C_b}{\left(\frac{L}{r_y}\right)^2}$$

$$f_{cr} = 56531.92 \text{ kg}$$

$$C_b = 2.3$$

$$f_{cr \text{ rige}} = 56531.92$$

$$f_{cr \text{ corr}} = 2501.6934 \text{ kg}$$

$$\frac{m_1}{m_2} = -0.7979$$

$$F_b = 1250.846713 < 0.60f_y = 1669.8 \quad \text{Se acepta}$$

Momento resistente:

$$M_r = S_x F_b$$

$$M_r = 39776.92547 \text{ kg-cm}$$

$$M_r = 0.397769255 \text{ ton-m}$$

Tolerancia:

$$T = 10.88 > 10 \%$$

Solución: PTR 4" x 2" (10.2 kg/m)

- Se aumentó el momento en un 25% debido a la carga por vibración.
- Aunque la sección excede la tolerancia es la q más se acerca al resultado óptima ya que las próximas quedas escasas más alejadas de la tolerancia.

5.4.4.- Columna Principal.

Con el fin de uniformizar las columnas y tener una mejor estética, se diseñó la columna más desfavorable.

1.- Diseño por carga permanente:

$$\begin{array}{ll} P= & 93.921 \text{ t} \\ Mx= & 0.07 \text{ t-m} \\ My= & 12.807 \text{ t-m} \end{array} \qquad \begin{array}{ll} F_{sup}= & 500 \text{ kg/cm}^2 \\ A_{req}= & 187.84 \text{ cm}^2 \end{array}$$

Proponiendo OR 16" x 16" (153.73 kg/m)

$$\begin{array}{ll} A= & 196.13 \text{ cm}^2 \\ d= & 406 \text{ mm} \\ b= & 406 \text{ mm} \\ t_w= & 12.7 \text{ mm} \\ t_f= & 12.7 \text{ mm} \\ S_x= & 2458 \text{ cm}^3 \\ S_y= & 2458 \text{ cm}^3 \\ r_x= & 15.98 \text{ cm} \\ r_y= & 15.98 \text{ cm} \end{array} \qquad \begin{array}{ll} P_x= & 0.3448 \text{ t} \\ P_y= & 189.27 \text{ t} \\ P_T= & 283.53 \text{ t} \end{array}$$

Relaciones de esbeltez:

$$\begin{array}{ll} K_x= & 0.65 \\ k_y= & 0.65 \\ l= & 330 \text{ cm} \\ f_y= & 2530 \text{ kg/cm}^2 \end{array}$$

$$\frac{k_x l}{r_x} = 13.42303 \quad \leftarrow \quad \text{Rige}$$

$$\frac{k_y l}{r_y} = 13.42303 \quad \leftarrow \quad \text{Rige} \quad 13.423029 \quad < \quad 126.046 \quad = \left(\frac{k_l}{r}\right) c$$

Verificación del pandeo local:

$$\begin{array}{ll} \text{Relación } b/t & \frac{b}{t} = 31.969 \\ & \frac{d}{t} = 31.969 \end{array}$$

caso A₂

$$\frac{d}{t} \leq \frac{2000}{\sqrt{f_y}} \quad 31.9685039 < 39.762 \quad \text{Se acepta}$$

Por lo tanto la sección propuesta no tendrá pandeo local

$$F_a = 1312.51508 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_r = 257423.583 \text{ kg}$$

$$P_r = 257.4236 \text{ t} < P_t = 283.5318 \text{ t}$$

Tolerancia:

$$T = -9.21 < 10 \% \quad \text{Se acepta}$$

Revisión a flexocompresión

$$P/A = 478.8712 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{P/A}{F_a} = 0.36485 > 0.15$$

Deberá usarse la siguiente ecuación:

$$\frac{P/A}{F_a} + \frac{C_{mx} * M_x/s_x}{\left[1 - \frac{P/A}{F'_{ex}}\right] F_{bx}} + \frac{C_{my} * M_y/s_y}{\left[1 - \frac{P/A}{F'_{ey}}\right] F_{by}} \leq 1.00$$

$$M_x/s_x = 2.847844 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_y/s_y = 521.0334 \text{ kg/cm}^2$$

Para marcos desplazables: $C_{mx}=C_{my}= 1$

$$F'_{ex}= 60016.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$F'_{ey}= 60016.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$1 - \frac{P/A}{F'_{ex}} = 0.99202102$$

$$1 - \frac{P/A}{F'_{ey}} = 0.99202102$$

Esfuerzos de flexión permisibles:

$$F_{by}= 1669.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{640 b_p}{\sqrt{f_y}} = 516.59 \text{ cm}$$

$$1490000 \frac{A_p}{d f_y} = 747.94 \text{ cm}$$

$$L \text{ sin arriostrar} = 3.3 \text{ m}$$

Pasa por sujeción lateral

$$F_{bx}= 1669.8 \text{ kg/cm}^2$$

Sustituyendo en la ecuación anterior:

$$0.681112 < 1$$

Tolerancia:

$$T = 31.89 > 10 \%$$

Por lo tanto, la sección es adecuada, aunque esta exceda la tolerancia, hasta revisar la carga permanente + accidental.

2.- Revisión por carga Permanente + Accidental

$$\begin{aligned} P &= 98.29 \quad \text{t} \\ M_x &= 11.88 \quad \text{t-m} \\ M_y &= 1.83 \quad \text{t-m} \end{aligned}$$

$$P/A = 501.1472$$

$$\frac{P/A}{F_a} = 0.381822 > 0.15$$

$$\begin{aligned} M_x/s_x &= 483.3198 \quad \text{kg/cm}^2 & C_{mx} &= C_{my} = 1 \\ M_y/s_y &= 74.45077 \quad \text{kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F'_{ex} &= 79822.08 \quad \text{kg/cm}^2 \\ F'_{ey} &= 79822.08 \quad \text{kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$1 - \frac{P/A}{F'_{ex}} = 0.9937217$$

$$1 - \frac{P/A}{F'_{ey}} = 0.9937217$$

$$\begin{aligned} F_{by} &= 1669.8 \quad \text{kg/cm}^2 \\ F_{bx} &= 1669.8000 \quad \text{kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Sustituyendo en la ecuación

$$0.717967 < 1.33$$

La sección es adecuada

Solución: OR 16" x 16"
peso 153.73 kg/m

Ya que el perfil cumple las condiciones de manera adecuada en los 3 casos a pesar de no entrar en la tolerancia, se acepta ya que es el que mejor satisface las necesidades.

Aunque el perfil esté un poco escaso, como es el más desfavorable se comportara de manera adecuada con la ayuda de los otros que estarán sobrados.

5.4.5.- Columna Escalera.

La columna será usada en el área de la escalera, se realizó otro diseño debido a que la sección de la columna principal estaría sobrada en exceso para este caso.

Diseño de la columna sujeta a flexocompresión en dos sentidos utilizando OR.

1.- Diseño por carga permanente:

P= 7.52 t	Fsup= 500 kg/cm ²
Mx= 0.2312 t-m	
My= 0.1975 t-m	Areq= 15.04 cm ²

Proponiendo OR 7" x 7" (48.48 kg/m)

A=	32.39	cm ²		Px=	2.5978	t
d=	178	mm				
b=	178	mm		Py=	6.6573	t
tw=	4.8	mm				
tf=	4.8	mm		PT=	16.775	t
Sx=	180.26	cm ³				
Sy=	180.26	cm ³				
rx=	7.04	cm				
ry=	7.04	cm				

Relaciones de esbeltez:

Kx=	1.2	
ky=	2.1	
l=	330	cm
fy=	2530	kg/cm ²

$$\frac{kxl}{rx} = 56.25$$

$$\frac{kyl}{ry} = 98.4375 \quad \leftarrow \text{Rige} \quad 98.437500 < 126.046 = \left(\frac{kl}{r}\right)_c$$

Verificación del pandeo local:

Relación b/t	$\frac{b}{t} = 37.083$
--------------	------------------------

$$\frac{d}{t} = 37.083$$

caso A₂

$$\frac{d}{t} \leq \frac{2000}{\sqrt{fy}} \quad 37.08333 < 39.762 \quad \text{Se acepta}$$

Por lo tanto, la sección propuesta no tendrá pandeo local:

$$F_a = 917.4618 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_r = 29716.59 \text{ kg}$$

$$P_r = 29.71659 \text{ t} > P_t = 16.77506 \text{ t}$$

Tolerancia:

$$T = 77.15 > 10 \%$$

Se escoge este perfil porque aunque esté sobrado en la preselección, servirá para cubrir la revisión de cargas permanentes + accidentales.

Revisión a flexocompresión:

$$P/A = 232.1704 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{P/A}{F_a} = 0.253057 > 0.15$$

Deberá usarse la siguiente ecuación:

$$\frac{P/A}{F_a} + \frac{C_{mx} * M_x/s_x}{\left[1 - \frac{P/A}{F'_{ex}}\right] F_{bx}} + \frac{C_{my} * M_y/s_y}{\left[1 - \frac{P/A}{F'_{ey}}\right] F_{by}} \leq 1.00$$

$$M_x/s_x = 128.2592 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_y/s_y = 109.564 \text{ kg/cm}^2$$

Para marcos desplazables: $C_{mx}=C_{my}= 0.85$

$$F'_{ex}= 3417.649 \text{ kg/cm}^2$$

$$F'_{ey}= 1115.967 \text{ kg/cm}^2$$

$$1 - \frac{P/A}{F'_{ex}} = 0.932067$$

$$1 - \frac{P/A}{F'_{ey}} = 0.791956$$

Esfuerzos de flexión permisibles:

$$F_{by}= 1669.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{640 b_p}{\sqrt{f_y}} = 226.49 \text{ cm}$$

$$1490000 \frac{A_p}{d f_y} = 282.69 \text{ cm}$$

$$L \text{ sin arriostrar} = 3.3 \text{ m}$$

No pasa por sujeción lateral

Por la tanto: $F_b = 0.50 f_{cr} \leq 0.60 f_y$

$$f_{cr} = 1550000 \frac{C_b A_p}{d L}$$

$$f_{cr} = 5185.455 \text{ kg}$$

$$C_b = 2.3$$

$$f_{cr \text{ corr}} = 2469.3354 \text{ kg}$$

$$f_{cr} = 25200000 \frac{C_b}{\left(\frac{L}{r_y}\right)^2}$$

$$f_{cr} = 26378.24 \text{ kg}$$

$$f_{cr \text{ rige}} = 26378.24 \text{ kg}$$

$$\frac{m_1}{m_2} = -0.5858$$

$$F_{bx} = 1234.668 < 0.60f_y = 1669.8 \quad \text{Se acepta}$$

Sustituyendo en la ecuación anterior:

$$0.418216 < 1$$

Tolerancia:

$$T = 58.18 > 10 \%$$

Por lo tanto, la sección es adecuada, hasta revisar la carga permanente + accidental.

2.- Revisión por carga Permanente + Accidental

$$\begin{aligned} P &= 10.52 \quad \text{t} \\ M_x &= 0.2 \quad \text{t-m} \\ M_y &= 0.8 \quad \text{t-m} \end{aligned}$$

$$P/A = 324.7916$$

$$\frac{P/A}{F_a} = 0.354011 > 0.15$$

$$\begin{aligned} M_x/s_x &= 110.9508 \quad \text{kg/cm}^2 & C_{mx} &= C_{my} = 0.85 \\ M_y/s_y &= 443.8034 \quad \text{kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F'_{ex} &= 4545.473 \quad \text{kg/cm}^2 \\ F'_{ey} &= 1484.236 \quad \text{kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$1 - \frac{P/A}{F'_{ex}} = 0.928546$$

$$1 - \frac{P/A}{F'_{ey}} = 0.781173$$

$$\begin{aligned} F_{by} &= 1669.8 \text{ kg/cm}^2 \\ F_{bx} &= 1234.6677 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Sustituyendo en la ecuación

$$0.725472 < 1.33$$

La sección es adecuada

Solución: OR 7" x 7"
peso 25.42 kg/m

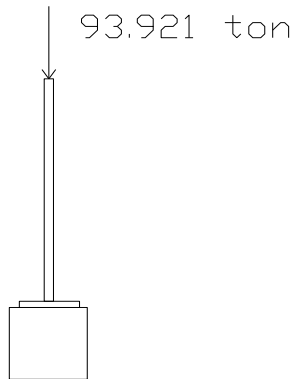
Ya que el perfil cumple la condición 3 de manera adecuada a pesar de no entrar en la tolerancia en los otros casos, se acepta ya que es el que mejor satisface las necesidades.

Todas las cargas y momentos fueron afectados por el porcentaje correspondiente de vibración que es del 25 % extra. También se considera este perfil adecuado, dado que así dará la libertad para realizar los escalones.

5.4.6.- Placa base (columna principal).

La placa cubrirá las necesidades de todas las columnas principales, ya que todas son iguales.

Se considera que la columna se asentará en un dado de concreto con un $f'_c=200\text{kg/cm}^2$ de las mismas dimensiones de la placa.



a) Esfuerzo en la base:

Como la base será de la mismas dimensiones que la placa base entonces:

$$F_p = 0.25 f'_c = 50 \text{ kg/cm}^2$$

b) Área de la placa base:

$$A = \frac{P}{F_p} = 1878.4 \text{ cm}^2$$

$$P = 93921 \text{ kg}$$

c) Dimensiones de la placa base:

$$B = 50 \text{ cm} = 20 \text{ pul}$$

$$N = 50 \text{ cm} = 20 \text{ pul}$$

ajuste

$$B = 50.8 \text{ cm}$$

$$N = 50.8 \text{ cm}$$

d) Esfuerzo real en la base:

$$f_p = 36.3945 \text{ kg/cm}^2$$

$$m = 6.115 \text{ cm}$$

$$n = 6.115 \text{ cm}$$

$$F_p = 1669.8 \text{ kg/cm}^2$$

e) Espesor de la placa:

$$t = \sqrt{\frac{3fp m^2}{Fp}} = 1.5637 \text{ cm}$$

$$t = 0.615614 = 0.7 \text{ pul}$$

$$t = 3/4 \text{ "}$$

f) Diámetro de las anclas:

Por carga permanente:

$$V = 2.5\% \text{ Paxial}$$

$$V = 2348 \text{ kg}$$

$$V = 2.3480 \text{ ton}$$

Por carga vertical + sismo

$$F_{sismica} = 10\% \text{ Paxial} = 9.3921 \text{ ton}$$

$$V_{permanente} + V_{accidental} = 11.7401 \text{ ton}$$

$$Ancla = \frac{V}{F_{vx} 1.33} = 2.9075 \text{ cm}^2$$

$$A \Phi 3/4" = 2.85 \text{ cm}^2 < 2.90750$$

Se usa esta, ya que la siguiente estaría muy sobrada y la elección entra en la tolerancia.

Cálculo de la longitud de anclaje:

$$La = \frac{\phi f_y}{4\mu}$$

$$\mu = \frac{6.4\sqrt{f'c}}{\phi} = 31.7578 > 17 \text{ kg/cm}^2$$

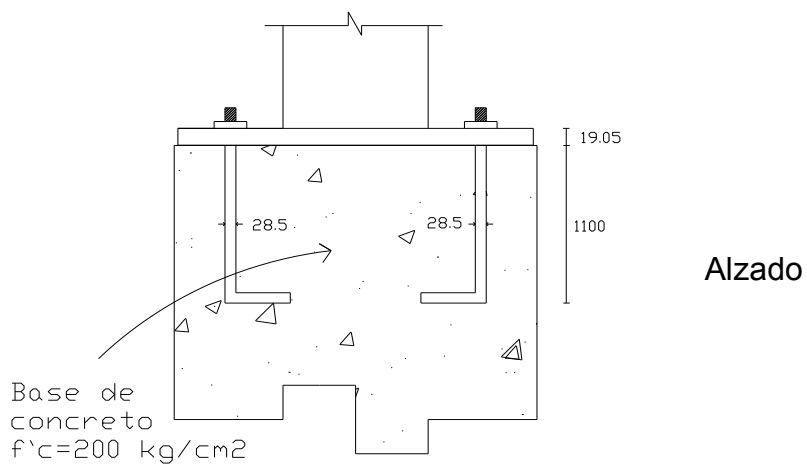
(para varillas lisas pero no mayor de 17 kg/cm²)

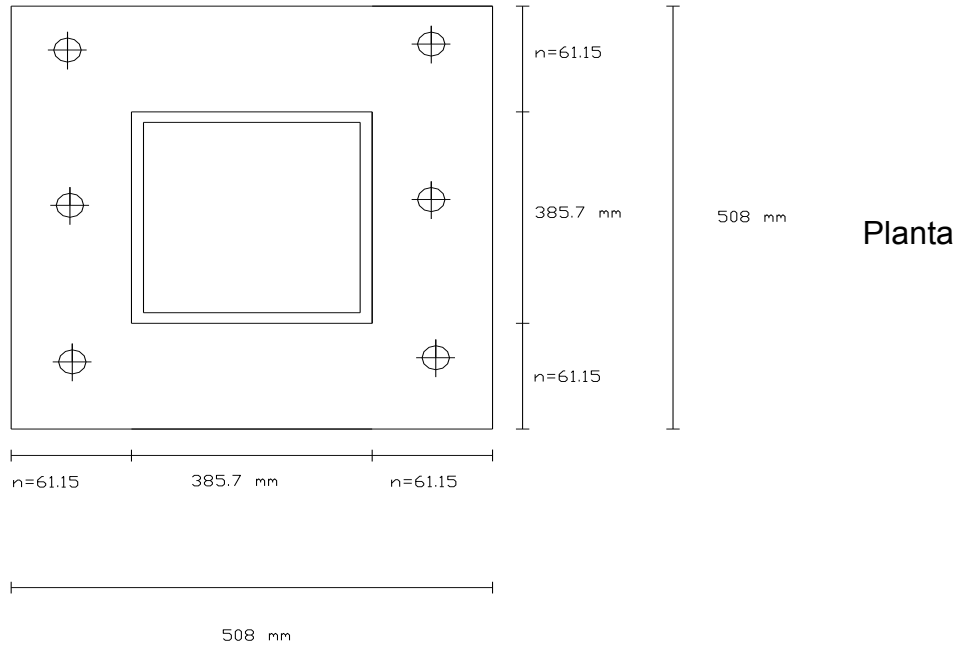
$$\mu_{\text{rige}} = 17 \text{ kg/cm}^2$$

$$L_a = \frac{\phi f_y}{4\mu} = 106.04 \text{ cm} = 107 \text{ cm}$$

Para caso práctico se usara 110 cm.

Resumen:

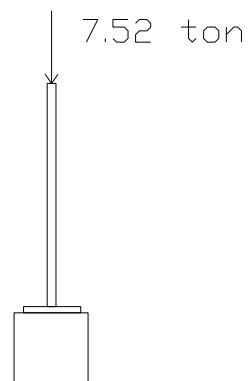




5.4.7.- Placa base (columna escalera).

Se calculó otra placa, por el hecho de que si se usara la anterior se estaría desperdiciando material y haciendo más costosa la obra.

Se considerara que la columna se asentara en un dado de concreto con un $f'c=120 \text{ kg/cm}^2$, de las mismas dimensiones de la placa.



a) Esfuerzo en la base:

Como la base será de la mismas dimensiones que la placa base entonces:

$$F_p = 0.25 f_c = 30 \text{ kg/cm}^2$$

b) Área de la placa base:

$$A = \frac{P}{F_p} = 250.6667 \text{ cm}^2$$

$$P = 7520 \text{ kg}$$

c) Dimensiones de la placa base:

$$B = 25 \text{ cm} = 10 \text{ pul}$$

$$N = 25 \text{ cm} = 10 \text{ pul}$$

ajuste

$$B = 25.4 \text{ cm}$$

$$N = 25.4 \text{ cm}$$

d) Esfuerzo real en la base:

$$f_p = 11.6560 \text{ kg/cm}^2$$

$$m = 4.245 \text{ cm}$$

$$n = 4.245 \text{ cm}$$

$$F_p = 1669.8 \text{ kg/cm}^2$$

e) Espesor
de la placa:

$$t = \sqrt{\frac{3f_p m^2}{F_p}} = 0.6143 \text{ cm}$$

$$t = 0.241851 \text{ } 0.3 \text{ pul}$$

$$t = 3/8 \text{ ''}$$

f) Diámetro de las anclas:

Por carga permanente

$$\begin{aligned} V &= 2.5\% \text{ P axial} \\ V &= 188 \text{ kg} \\ V &= 0.1880 \text{ ton} \end{aligned}$$

Por carga vertical + sismo

$$F_{\text{sismica}} = 10\% \text{ P axial} = 0.7520 \text{ ton}$$

$$V_{\text{permanente}} + V_{\text{accidental}} = 0.9400 \text{ ton}$$

$$Ancla = \frac{V}{F_v \times 1.33} = 0.3492 \text{ cm}^2$$

$$A \text{ } \Phi \text{ 5/16" } = 0.49 \text{ cm}^2 > 0.34919$$

Se acepta

Cálculo de la longitud de anclaje:

$$L_a = \frac{\phi f_y}{4\mu}$$

$$\mu = \frac{6.4\sqrt{f'c}}{\phi} = 143.0785 > 17 \text{ kg/cm}^2$$

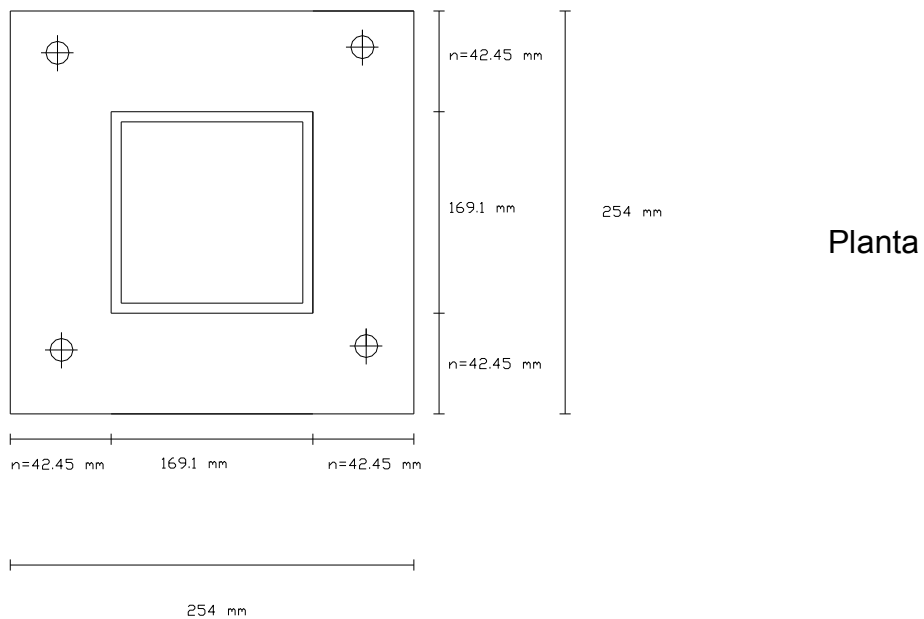
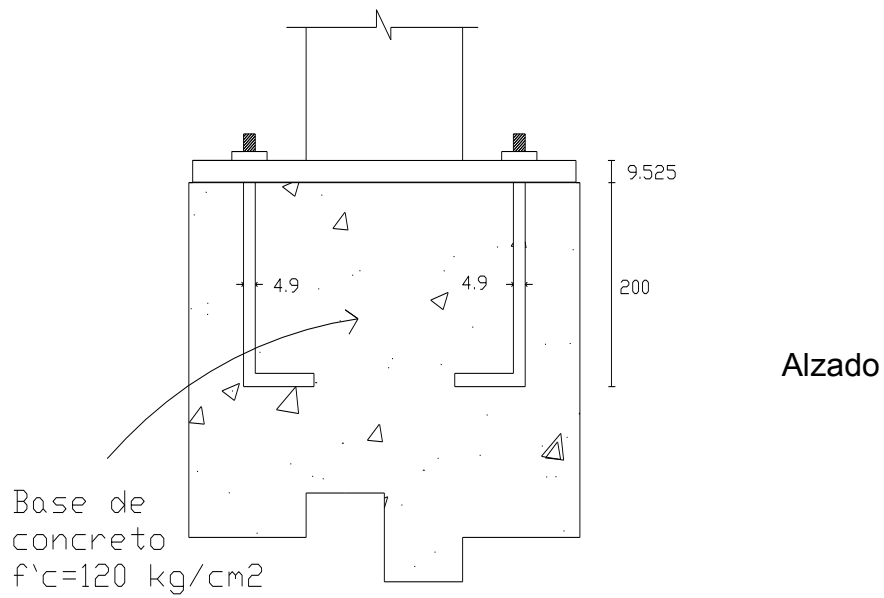
(para varillas lisas pero no mayor de 17 kg/cm²)

$$\mu_{\text{rige}} = 17 \text{ kg/cm}^2$$

$$L_a = \frac{\phi f_y}{4\mu} = 18.2309 \text{ cm} = 19 \text{ cm}$$

Para caso práctico se usara 20 cm

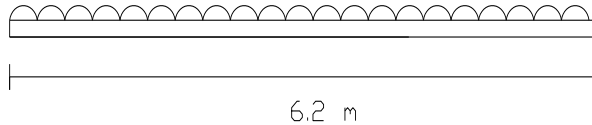
Resumen:



5.4.8.- Viga secundaria.

Para este caso se eligió la viga secundaria más desfavorable, de tal forma de uniformizar todas las vigas secundarias a una sola sección.

Datos:



Carga viva=	250	kg/m ²
Peso lamina=	8	kg/m ²
f'c=	200	kg/cm ²
CV(conc fres)=	50	kg/m ²

Lamina cal. 22 espesor losa 6 cm.

- Condición A concreto fresco:

Análisis de cargas:

Peso de la lámina	0.008	ton/m ²
Peso propio de la viga (se supone 75 kg/m)	0.0400	ton/m ²

$$\frac{75}{Atrib} = \frac{75}{1.875}$$

Peso de la losa de concreto 12.35 cm	0.228	ton/m ²
---	-------	--------------------

Carga viva	0.05	ton/m ²
Σ=	0.3260	ton/m ²

W _A = Atrib x 0.304 =	0.6113	ton/m ²
L=	6.2	m

$$M_A = \frac{L^2 W_A}{8} = 2.9371 \text{ ton-m}$$

- Condición B concreto fraguado:

Análisis de cargas:

Peso de la losa de concreto	0.228
Peso propio viga	0.0400
Peso de la lamina	0.008
Carga viva	0.25
Σ =	0.5260

$$W_B = \text{Atrib} \times 0.354 = 0.9863 \text{ ton/m}^2$$

$$L = 6.2 \text{ m}$$

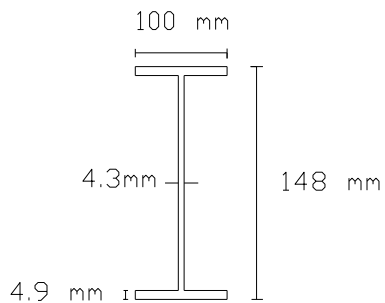
$$M_B = \frac{L^2 W_B}{8} = 4.7389 \text{ ton-m}$$

Solución para la condición A

$$f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$S_{req} = \frac{M_B}{F_b} = 193.4820 \text{ cm}^3$$

IPR 6 x 4 " (12.7 kg/m)



S_x =	83	cm^3
A =	16.13	cm^2
I_x =	616	cm^4
b =	100	mm
d =	148	mm
t_f =	4.9	mm
t_w =	4.3	mm

Relación de b/t

$$\frac{b/2}{t_f} = 10.2041$$

$$\frac{b}{t} \leq \frac{800}{\sqrt{f_y}} = 15.9049$$

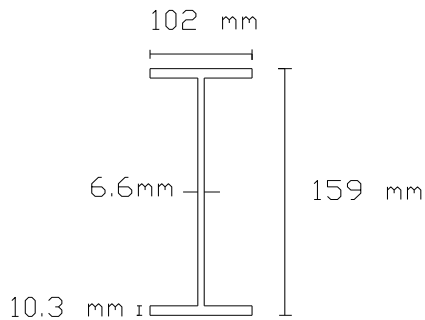
10.2041 < 15.905 Se acepta

Solución para la condición B:

Se considera $F_b = 0.66f_y = 1669.8 \text{ kg/cm}^2$

$$S_{req} = \frac{M_B}{F_b} = 283.8023 \text{ cm}^3$$

IPR 6 x 4 " (23.8 kg/m)



$S_x =$	165	cm^3
$A =$	30.45	cm^2
$I_x =$	1319	cm^4
$b =$	102	mm
$d =$	159	mm
$t_f =$	10.3	mm
$t_w =$	6.6	mm

Revisión sección compacta:

1) Sí cumple

2) Patín

$$\frac{b/2}{t_f} = 4.9515$$

$$\frac{b}{t} \leq \frac{440}{\sqrt{f_y}} = 8.7477$$

$$4.9515 < 8.748 \quad \text{Se acepta}$$

3) Alma

$$\frac{d}{t} = 24.0909$$

$$\frac{d}{t} \leq \frac{3450}{\sqrt{fy}} = 68.59$$

$$24.0909 < 68.590 \quad \text{Se acepta}$$

4) Sujeción lateral si la cumple:

La solución de la viga sin la contribución de la losa sería:

IPR 6 x 4 "	(23.8	kg/m)
IPR 6 x 4 "	(12.7	kg/m)
Dif pesos		11.1	kg/m
		46.6387	%

Como se puede apreciar la viga de la solución B es casi el 50% más pesada, por lo tanto se utilizara la viga de la solución A para admitir el momento que se produce con la totalidad de la carga (solución B), pero ayudada la viga por la contribución del concreto, por medio de los conectores.

$$\eta = \frac{Es}{Ec} = \frac{2100000}{8000\sqrt{f'c}} = 18.562$$

$$bs = \frac{192}{\eta} = 11.184 \text{ cm}$$

$$bs = 12.0 \text{ cm}$$

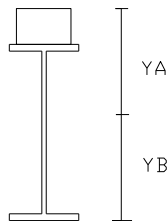
Posición del centro de gravedad:

$$\bar{Y} = 19.4502 \text{ cm}$$

Valor de I_x

$$I_x = 5196.5 \text{ cm}^4$$

Determinación de los esfuerzos máximos a tensión del acero y de compresión en el concreto.



Esfuerzo máximo de tensión en A

$$f_{tA} = \frac{M_B}{S_A} = 1773.7680 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo máximo de compresión en B:

$$f_{tA} = \frac{M_B}{S_A} = 36.1105 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{tA} = 1773.7680 > 1669.8 \text{ kg/cm}^2$$

Tolerancia:

$$T = -5.86 < 10 \% \quad \text{Se acepta}$$

$$f_{tB} = 36.1105 < 100 \quad \text{Se acepta}$$

De acuerdo a los valores anteriores:

$$a = \frac{Asfy}{0.85f_c b} = 1.6519 < 12.35 \quad \text{Si cae dentro}$$

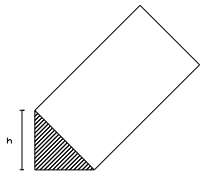
$$Fr = 0.9$$

$$MR = Fr As fy(0.5d + t - .5a) =$$

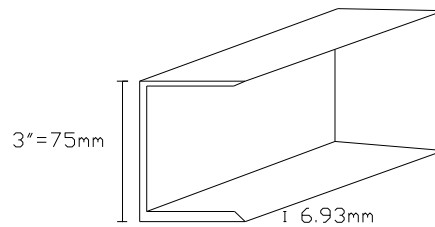
$$MR = 695042.919 > 473893.125$$

Se acepta como solución ya que el perfil próximo queda muy sobrado

Diseño de los conectores usando canales:



$$h = 1/4 \text{ "}$$



$$w = 12.0 \text{ cm}$$

$$q = 1410$$

$$\text{No. conec} = \frac{Vh}{q}$$

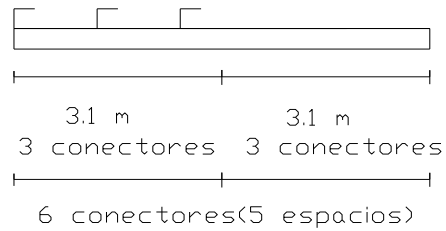
$$Vh = 0.85f_c Ac = 423504 \text{ kg}$$

$$Vh = Asfy = 40808.9 \text{ kg}$$

$$\text{Rige} \rightarrow 40808.90 \text{ kg}$$

$$\text{No. Conec} = 2.4119 = 3$$

$$S = 124 \text{ cm}$$



Por lo tanto, se ponen a cada 95 cm que es el ancho efectivo de la lamina

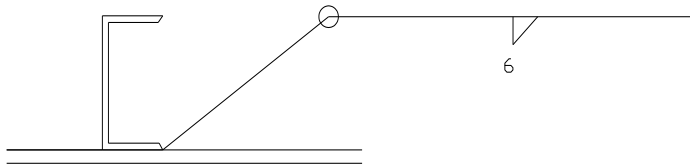
Cálculo de la soldadura para unir conectores al patín:

$$\begin{aligned} \text{Capacidad de soldadura} &= 560 \text{ kg/cm} \\ q &= 16920 \end{aligned}$$

$$\text{Longitud de la soldadura} = \frac{q}{C} = 30.2143 \text{ cm}$$

Longitud disponible para alojar la soldadura:

$$L \text{ disp} = (12 + 3.6)2 = 31.2 > 30.2143 \text{ cm}$$



CPS 3" (6.10 kg/m)
120 mm

5.4.9.- Conexión a base de soldadura (viga principal-columna principal).

Cálculo de la conexión a base de soldadura viga-columna

Capacidad del filete = $LH \text{ sen } 45^\circ * F_v \text{ soldadura}$

Determinando la capacidad de un filete de 1/16 " por 1 cm de longitud:

$$\begin{aligned} C &= (1\text{cm})(1/16") (2.54 \text{ cm/in})(\text{sen } 45^\circ)(1260) \\ C &= 141.439 \\ C &= 140 \quad \text{kg} \end{aligned}$$

Cortante máximo:

$$V = 20447.61 \quad \text{kg}$$

Se sacara la capacidad de un filete de 1/4" y 40 cm de longitud

$$\begin{aligned} \text{Espesor} &= 1/4 \quad \text{"} \\ \text{Longitud} &= 40 \quad \text{cm} \end{aligned}$$

$$C = 22400 \quad \text{kg}$$

Longitud disponible para alojar la soldadura:

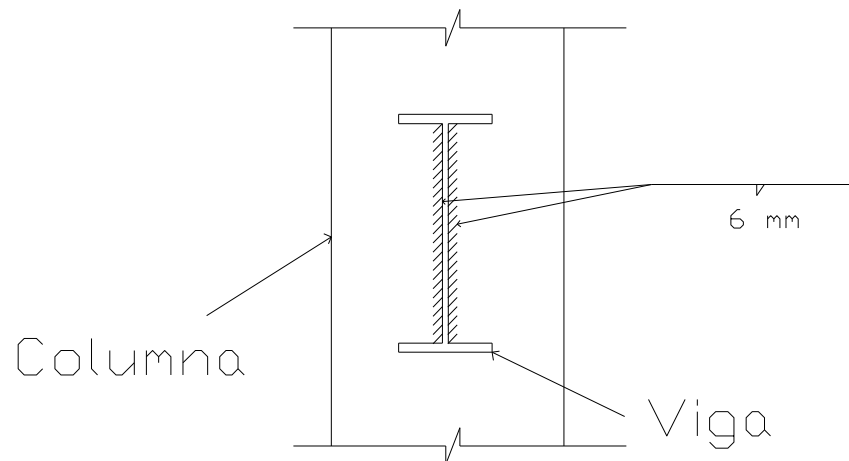
$$L_{\text{disp}} = 183.82 \quad > \quad 40.0000 \quad \text{cm}$$

Tolerancia:

$$T = 9.55 \quad < \quad 10 \quad \%$$

Se acepta

La sección será soldada en ambos lados del alma, no será necesario continuar la soldadura hacia el otro lado, ya que se está excediendo la longitud requerida.



5.4.10.- Conexión a base de soldadura (viga escalera semicírculo-columna escalera).

Cálculo de la conexión a base de soldadura viga-columna.

Capacidad del filete = $LH \text{ sen } 45^\circ * F_v \text{ soldadura}$.

Determinando la capacidad de un filete de 1/16 " por 1 cm de longitud:

$$C = (1\text{cm})(1/16") (2.54 \text{ cm/in})(\text{sen } 45^\circ)(1260)$$

$$C = 141.439$$

$$C = 140 \text{ kg}$$

Cortante máximo:

$$V = 2093.908 \text{ kg}$$

Se sacara la capacidad de un filete de 1/8" y 8 cm de longitud

$$\text{Espesor} = 1/8 \text{ "}$$

$$\text{Longitud} = 8 \text{ cm}$$

$$C = 2240 \text{ kg}$$

Longitud disponible para alojar la soldadura:

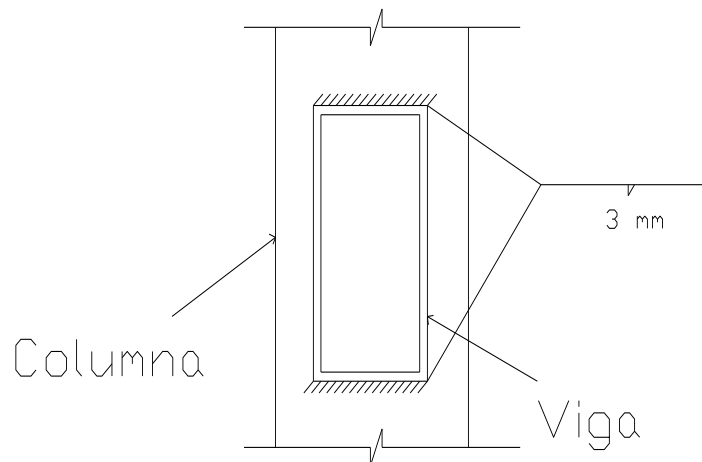
$$L_{disp} = 35.82 > 8.0000 \text{ cm}$$

Tolerancia:

$$T = 6.98 < 10 \%$$

Se acepta

La sección será soldada en ambos patines, no es necesario continuar la soldadura hacia el otro lado, ya que se está excediendo la longitud requerida.



5.5.- Interpretación de resultados.

Partiendo de los resultados obtenidos durante el proceso de análisis y diseño de la estructura, se ha llegado al diseño idóneo y óptimo para la misma, en el cual cada uno de sus elementos han sido calculados de tal manera que no excedan el tamaño necesario de las secciones, conexiones y como consecuencia haciendo el edificio más económico y seguro.

Al inicio del análisis en el SAP se propusieron unas secciones para toda la estructura, de esta manera logrando realizar un análisis que se acercara al comportamiento real de la estructura, pero gracias a los resultados del programa y a un posterior diseño de los elementos, se ha llegado a secciones un poco distintas en cuanto a sus propiedades, las cuales cumplirán perfectamente con su función sin llegar a tener un exceso en cuanto a sus dimensiones.

En la mayoría de los casos de diseño, se opta por realizar el cálculo del elemento más desfavorable, ya sea columna, vigas u otros elementos, con la finalidad de uniformizar las secciones y evitar realizar el diseño de cada una en particular, ésta investigación no es la excepción, ya que por varios factores la forma más factible de realizar un diseño es la usada.

CONCLUSIÓN

Al finalizar la tesis, cuyo tema se trató del análisis y diseño de la superestructura de un edificio de acero para aulas, cabe señalar la importancia del cumplimiento de objetivo general, siendo éste analizar y diseñar la superestructura de tal manera que cumpla con todos los requerimientos y necesidades, al cual en base al análisis y diseño por los métodos mencionados con anterioridad, se cumplió de manera satisfactoria, llegando a una estructura que cumple con todas las condiciones para las que fue diseñada de manera adecuada brindando seguridad y estética, los elementos que la constituyen fueron los siguientes:

- Viga principal; perfil IPR de 12" x 12" (peso 202.1 kg/m).
- Viga escalera (descanso y rampas); perfil IPR de 10" x 5 3/4" (peso 37.3 kg/m).
- Viga escalera (semicírculo); perfil PTR de 4" x 2" (peso 10.2 kg/m).
- Viga secundaria; perfil IPR de 6" x 4" (peso 12.7 kg/m).
- Columna principal; perfil OR de 16" x 16" (peso 153.73 kg/m).
- Columna escalera; perfil OR de 7" x 7" (peso 48.48 kg/m).
- Larguero del techo; perfil CPL de 6" x 2 1/2" (calibre 14).

Para el caso de los objetivos particulares, comenzado con él primer objetivo, siendo éste analizar y diseñar de forma correcta la estructura se cumplió, ya que para realizar el análisis y diseño de la misma se utilizaron las mejores herramientas al alcance, como reglamentos, técnicas y métodos, para llegar al mejor resultado posible.

Continuando con lo anterior, para el segundo punto el cual era cumplir con su objetivo de construcción, que también se efectuó de manera correcta, gracias a que la estructura cumplirá perfectamente con su objetivo, que es el dar cupo al exceso de alumnos de Colegio La Paz y brindar seguridad a los mismos.

Respecto al tercer objetivo, cuyo propósito era usar el mejor diseño posible para el edificio, se llevó a cabo de manera satisfactoria, debido a que se optimizó el diseño para utilizar los elementos necesarios, mediante procesos de diseño adecuados y respetando los límites de tolerancia de los reglamentos.

Para el cuarto objetivo, que tenía como finalidad usar el acero como material estructural, éste se cumplió adecuadamente porque el acero fue el material principal de la estructura sólo auxiliado o acompañado de otros materiales secundarios, que son necesarios para su correcto funcionamiento, estética y cumplimiento de las normas.

En el caso del penúltimo objetivo, el cual era obtener una estructura ligera se cumplió, ya que al usar el acero como material estructural y además utilizar un techo a dos aguas, se logró que la estructura fuera muy ligera en comparación a un edificio de concreto.

Finalmente para el último objetivo, cuyo propósito era cumplir con las normas de construcción en acero, se realizó en excelente forma gracias a que para el diseño de la superestructura se tomaron en cuenta todas las limitantes, artículos y normas necesarias para un buen diseño estructural, también respetando los criterios de seguridad que se estipulan.

Al igual que con los objetivos, se tenían planteadas varias preguntas de investigación, a las cuales a lo largo del proceso en el que se realizó ésta tesis, se llegó a su respuesta.

Una de las preguntas que se planteaban al inicio de la presente investigación, era la siguiente: ¿cuál sería el análisis y diseño óptimo para el edificio e aulas del Colegio La paz?, llegando a la respuesta de que el proceso que se realizó para analizar y diseñar es el óptimo, por los métodos que se usaron, la manera en que se ejecutó el mismo, la elección de los materiales y muchos otros factores más.

Otra pregunta planteada era ¿por qué escoger el acero como material estructural?, a la respuesta que se llegó en base a la investigación, es que el acero a pesar de ser un material no usado muy comúnmente y que conlleva un diseño complejo a comparación de otros, es una material que cuenta con muchos perfiles y tamaños de los mismos, dando una gran variedad y flexibilidad al ingeniero estructurista al momento de realizar su diseño y también ayuda a tener una estructura mucho más ligera en comparación con el concreto armado.

Con base en la investigación, se han encontrado varios rasgos relevantes, como la gran capacidad del acero para resistir fuerzas y momentos, con secciones pequeñas y de poco espesor, en comparación con otros materiales, por otro lado también el incursionar en la innovación del uso de materiales para obras que tal vez no tengan una importancia muy grande, pero que gracias a esto poco a poco harán del acero un material de un uso más común.

Gracias a todos los puntos mencionados anteriormente, se llegó a la conclusión de que el acero como material estructural, es el mejor debido a la amplia variedad de secciones, calibres, resistencias, tipos de aceros, conexiones, así como también las formas o diseños que pueden realizarse gracias a este material, todas estas ventajas solo se ven limitadas por el precio de mismo y que en la mayoría de los casos se requieren secciones especiales para las construcciones, aun así es una de las opciones más viables para la construcción.

BIBLIOGRAFÍA

Arnal Simón, Luis y Betancourt Suárez, Max. (2004)
Reglamento de construcciones para el distrito federal.
Ed. Trillas. México.

Beaufait, Fred W. (1981)
Análisis estructural.
Ed. Dossat. España

Bowles, Joshep E. (1993)
Diseño de acero estructural.
Ed. Limusa. México.

De Buen López de Heredia, Oscar. (1990)
Estructuras de acero: comportamiento y diseño.
Ed. Limusa. México.

Escalante Cervera, Víctor. (2003)
Diseño de estructuras metálicas.
República Dominicana.

Gonzales Cuevas, Oscar M. y Robles Fernández, Francisco. (2007)
Aspectos fundamentales del concreto reforzado.
Ed. Limusa. México.

Hernández Sampieri, Roberto; Fernández Collado, Carlos y Baptista Lucio, Pilar.
(2008)

Metodología de la investigación.

Ed. McGraw-Hill. México.

Hill, Louis A. Jr. (1995)

Fundamentos de diseño estructural; acero, concreto y madera.

Ed, Alfaomega. México.

Johnston, Bruce G. (1996)

Diseño básico de estructuras de acero.

Ed. Prentice-Hall hispanoamericana. México.

McCormac, Jack C. (1983)

Análisis estructural.

Ed. HARLA. México.

McCormac, Jack C. (1991)

Diseño de estructuras de acero.

Ed. Alfaomega. México.

Meli Piralla, Roberto. (2004)

Diseño estructural.

Ed. Limusa. México.

Mendieta Alatorre, Ángeles. (2005)

Métodos de investigación y manual académico.

Ed. Porrúa. México.

Parker, Harry. (1983)

Diseño simplificado de estructuras de madera.

Ed. Del Valle. México.

Sriramulu, Vinnakota. (2006)

Estructuras de acero: comportamiento y LRFD.

Ed. McGraw-Hill. México.

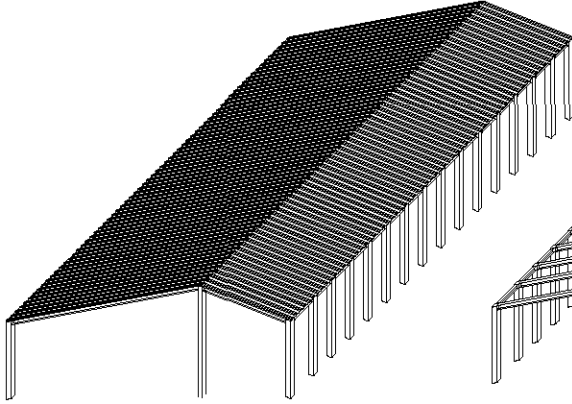
OTRAS FUENTES DE INFORMACIÓN

http://www.kyushodelnorte.com/imagenes/mapa_mexico.gif

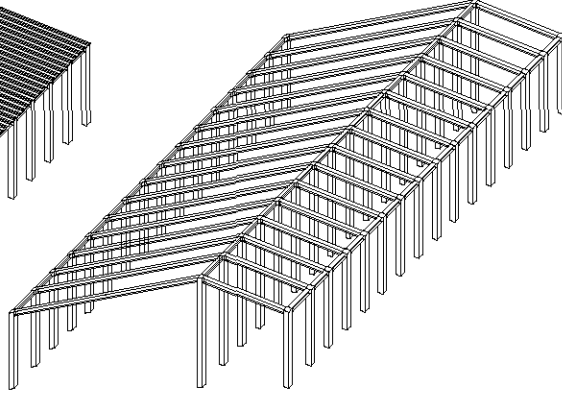
<http://www.miltareas.com/img/mapa-mexico.png>

http://2.bp.blogspot.com/_iharoUHGx80/S8zXGLp7KYI/AAAAAAAAEIs/vKndZeOPEw/s1600/michoacan.gif

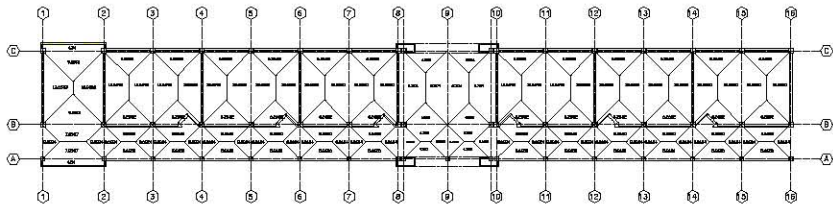
Techumbre del edificio vista con lamina



Techumbre del edificio vista columnas y traves



Areas Tributarias Techo



Areas Tributarias Entrepiso

