



**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 DE UN EDIFICIO DE ACERO DE CINCO NIVELES PARA USO HABITACIONAL EN LA CIUDAD DE URUAPAN, MICHOACÁN.

TESIS

que para obtener el título de

Ingeniero Civil

Presenta:

Alberto Campos Maldonado

Asesor: M.I. Luis Arturo Muñoz Galindo

Uruapan, Michoacán, 26 de mayo del 2021.



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



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.

DEDICATORIA Y AGRADECIMIENTOS

Quiero dedicar este trabajo de investigación a mi madre, María Esther Maldonado Tinajero, y a sí mismo, agradecerle por todo el apoyo moral y económico que me brindó durante el transcurso de mi formación académica, ya que sin ella no habría logrado nada de lo que soy hoy día.

Agradezco a Dios por permitirme culminar una etapa más de vida, por superar todos los obstáculos que se han presentado a través de los años y que me forja como un hombre de bien y de servicio para el crecimiento de la sociedad.

A mi hermano Sergio, por su apoyo incondicional a lo largo de todos estos años.

A mi asesor, el M.I. Luis Arturo Muñoz Galindo, por su orientación y apoyo en conocimiento y consejos para la realización de este trabajo.

A todos los profesores que fueron parte de mi formación académica, que me permitieron formar un criterio autónomo, enriqueciéndome a base de sus conocimientos y experiencias.

A mi familia en general, por siempre apoyarme y brindarme confianza para lograr mis propósitos.

La vida se encuentra plagada de retos, y uno de ellos es la universidad. Agradezco a mi institución que me permitió obtener bases no sólo para mi entendimiento del campo en el que me he visto inmerso, sino para lo que concierne a la vida y mi futuro profesional.

ÍNDICE.

Introducción.

Antecedentes	1
Planteamiento del problema	3
Objetivo	4
Pregunta de investigación	5
Justificación	5
Marco de referencia	6

Capítulo 1.- Estructuras Metálicas

1.1 Concepto de estructura metálica.	8
1.2 Clasificación de las estructuras.	9
1.3 Clasificación de los elementos estructurales.	12
1.4 Antecedentes del acero.	15
1.5 Clasificación de los aceros.	18
1.6 Conexiones: conectores mecánicos.	25
1.7 Conexiones: soldaduras.	32

Capítulo 2.- Análisis y Diseño Estructural

2.1 Concepto de análisis estructural.	41
2.2 Historia del análisis estructural.	44
2.3 Concepto de diseño estructural.	47
2.4 Normas empleadas en la construcción en acero.	49
2.5 Acciones y sus efectos en las estructuras.	69
2.6 Aspectos generales del diseño sísmico.	76
2.7 Espectros sísmicos.	79

Capítulo 3.- Resumen de Macro y Microlocalización

3.1 Generalidades.	85
3.2 Resumen ejecutivo.	86
3.3 Entorno geográfico.	87
3.4 Informe fotográfico.	95
3.5 Alternativas de solución.	99
3.6 Proceso de análisis.	100

Capítulo 4.- Metodología

4.1 Método empleado.	101
4.2 Enfoque de la investigación.	103
4.3 Diseño de la investigación.	104
4.4 Instrumentos de recopilación de datos.	105
4.5 Descripción del proceso de investigación.	107

Capítulo 5.- Cálculo, análisis e interpretación de resultados.

5.1 Descripción y consideraciones generales.	109
5.2 Pre-dimensionamiento de los elementos estructurales.	111
5.3 Análisis de cargas.	113
5.4 Modelación de la estructura.	116
5.5 Diseño de elementos estructurales.	125

Conclusión.	190
---------------------	-----

Bibliografía.	193
-----------------------	-----

Otras fuentes de investigación.	195
---	-----

Anexos

INTRODUCCIÓN

Antecedentes.

La construcción de edificaciones es una de las actividades humanas más antiguas que han existido; ésta surgió de la necesidad de los primeros hombres para refugiarse de las condiciones climáticas. Al principio las viviendas eran temporales, debido a que los primeros hombres eran nómadas, y sólo habitaban los lugares muy poco tiempo. Con el paso del tiempo, las viviendas comenzaron a ser un poco más sofisticadas y refinadas, al comienzo y adaptación de la agricultura como una de las actividades principales, lo que permitía a los seres humanos quedarse en un mismo lugar por lapsos de tiempo más prolongados que los anteriores. Una de las tendencias del surgimiento de la ingeniería, fue precisamente el uso del conocimiento del hombre por la necesidad de materiales más resistentes para sus refugios.

A mediados del siglo XVII el hombre comenzó a utilizar conocimientos en mecánica para estudiar el comportamiento de los materiales. No fue sino hasta principios del siglo XVIII cuando dichos comportamientos fueron explicados de manera más concisa y con descripciones experimentales más precisas.

El análisis y diseño estructural se enfoca en evaluar las solicitaciones a las que estará sometida una estructura durante su plazo de servicio para tener un conocimiento previo del comportamiento que ésta presentará y proponer la estructura adecuada, utilizando los conocimientos del ingeniero calculista en resistencia de materiales y apoyándose en las normas y reglamentos de construcción para el óptimo

dimensionamiento de los elementos que la conforman y con esto a su vez, garantizar el correcto funcionamiento de la estructura.

Entiéndase como estructura al sistema o conjunto de elementos que combinados de forma ordenada están destinados a cumplir una función dada. Los materiales que se emplean para la construcción de edificaciones pueden ser concreto reforzado, acero estructural, mampostería, madera, entre otros, o bien, la combinación de estos.

Mediante una consulta a la biblioteca de la Universidad Don Vasco, fue posible encontrar varios textos relacionados con el tema que se plantea desarrollar en la presente. El primero texto titulado como “Análisis y Diseño Estructural de la Superestructura para edificio de acero de tres niveles para Aulas en Uruapan, Michoacán” por Michael Joaquín Mendoza, como objetivo pretende analizar y diseñar la superestructura en acero cumpliendo con todas las condiciones que sean necesarias para el buen funcionamiento y satisfacer las necesidades del proyecto; llegando a la conclusión del cumplimiento favorable de la estructura cumpliendo con todas las condiciones de diseño además de seguridad y estética.

Se consultó en la biblioteca electrónica de la Universidad Nacional Autónoma de México de igual manera referenciándose en temas en común al del documento presente. El segundo texto titulado como “Análisis y Diseño Estructural de un edificio de acero y concreto de 37 niveles y 9 sótanos acorde al AISC – LRDF y las NTC-2004” por Daniel Torres Mendoza, con el objetivo de que el proyecto arquitectónico presentado en la tesis cumpla con seguridad estructural, el mayor ahorro económico posible y el cumplimiento de los estados límites de servicio y falla correspondientes;

llegando a la conclusión de la propuesta de estructura a base de marcos dúctiles, debido a que brindan una mayor resistencia con una cantidad menor de material.

El tercer texto se consultó de igual manera en la biblioteca electrónica de la Universidad Nacional Autónoma de México, titulado como “Análisis y diseño de un edificio de 6 niveles en acero” por Alberto Santos Santiago, con el objetivo de diseñar los elementos estructurales que componen el proyecto, cumpliendo con la normatividad establecida por el RCDF y sus NTC del año 2004, asegurando la prevención del colapso y los estados límites de servicio correspondientes.

Planteamiento del problema.

Con el crecimiento poblacional que se presenta en los últimos años, una necesidad básica del ser humano es la del refugio. Se determina refugio remontándonos a los primeros pobladores del planeta, debido a la necesidad de mantenerse seguros ante los diferentes escenarios del medio ambiente. Por ende, si la población va en ascenso es necesaria la construcción de más espacios de uso habitacional.

Sin embargo, no cualquier persona es apta para la determinación y la ejecución de obras civiles. Se debe tener un vasto conocimiento en cuanto a las principales leyes que rigen la física, un entendimiento amplio de los diferentes esfuerzos que presentan los elementos de un sistema estructural y el trabajo que estos pueden llegar a producir combinándose en conjunto. Por ende, es de vital importancia el diseño y análisis estructural, obteniendo así una estructuración apropiada de acuerdo a las

solicitaciones que estará sujeta la edificación durante su vida útil; tomando en cuenta factores de diseño contra amenazas naturales como lo son los sismos, siendo esto un tema encaminado de acuerdo a la zona en la que se pretende ejecutar el presente trabajo de investigación.

Objetivo.

Objetivo general:

Analizar y diseñar estructuralmente la superestructura de un edificio de acero de cinco niveles para obtener el correcto dimensionamiento de cada elemento que conforme la estructura, lo que permita que ésta responda adecuadamente ante las solicitaciones previstas dentro del diseño.

Objetivos específicos:

Analizar sísmicamente la estructura presentada, para corroborar su correcto comportamiento ante cargas accidentales, debido a que esta se encuentra en zona sísmica.

Cumplir con las especificaciones del RCDF y sus NTC para el dimensionamiento de los elementos.

Diseñar estructuralmente el inmueble.

Revisar el cumplimiento de los dos estados límite de diseño indicados en el RCDF, los cuales son, los estados límite de falla de los elementos estructurales y, por otra parte, los estados límite de servicio de los elementos estructurales.

Elaborar un modelo matemático tridimensional para el diseño y análisis de la estructura por medio de un programa de computadora.

Pregunta de Investigación.

Los ingenieros civiles encargados del cálculo de las estructuras son las mentes detrás del diseño de cada uno de los elementos que conforman a esta. Si el ingeniero responsable no diseña adecuadamente, se corre el riesgo de que la estructura no tenga el comportamiento adecuado para el fin que se le estableció en proyecto, lo que puede poner en peligro la vida de los civiles que ocuparán la estructura. O a su vez, el mal diseño de la edificación puede generar una estructura altamente sobrada ocasionando así grandes pérdidas económicas para él o las personas físicas inversionistas en el proyecto. De acuerdo con lo anterior, se cuestiona ¿Cuáles deben ser las dimensiones adecuadas de los elementos estructurales de la superestructura de cinco niveles para una óptima respuesta de la edificación?

Justificación.

El diseño de una estructura es esencial dentro de una obra civil, ya que le permite al proyectista aplicar sus conocimientos en materia para garantizar el correcto funcionamiento de todos los elementos que contribuyen a la estructura para las

solicitaciones máximas posibles que puedan ocurrir durante su vida útil. Analizar y diseñar un edificio permite que la estructura tenga un grado de seguridad razonable y la seguridad es el factor más importante de una edificación.

El diseño y análisis del edificio de acero en cuestión pretende beneficiar a la población de la ciudad, con el fin de crear nuevos espacios de vivienda debido a que la ciudad presenta crecimiento poblacional con el paso de los años.

Marco de Referencia.

Se pretende que el proyecto se lleve a cabo en la ciudad de Uruapan, Michoacán. De acuerdo con el prontuario de información municipal del INEGI (2009), el municipio cuenta con una superficie total de 954.17 km², coordenadas de localización geográfica de 19°25'2" Norte 102°3'0" Este. Ubicada a 1620 m.s.n.m. El estado de Michoacán colinda con los estados de Colima al suroeste, Jalisco al noroeste, Guanajuato y Querétaro al norte, Estado de México al este y Guerrero al sureste. El municipio se encuentra totalmente inmerso en el Eje Volcánico Transversal, lo que ocasiona que el territorio sea accidentado y montañoso. Se considera como el punto de unión entre tierra caliente y la meseta purépecha.

La principal actividad económica en esta ciudad es la producción y exportación de aguacate, la segunda más importante es el turismo, gracias a la diversa flora y fauna que posee. Cuenta con un Parque Nacional "Barranca del Cupatitzio" considerado Área Nacional Protegida. También cabe destacar que en esta ciudad se

lleva a cabo anualmente el “Tianguis Artesanal del Domingo de Ramos” lo que le permite atesorar a las diversas culturas regionales.

El clima de la ciudad es sumamente variado, la zona norte tiene un clima templado subhúmedo con lluvias en verano, en la zona central del municipio, la más elevada, tiene un clima templado húmedo con abundantes lluvias en verano, en la misma zona central otro sector tiene clima Semicálido húmedo con abundantes lluvias en verano, hacia el sur otra zona registra clima semicálido subhúmedo con lluvias en verano y finalmente en el extremo sur del municipio el clima es clasificado como cálido subhúmedo con lluvias en verano.

La población de la ciudad, basada en datos del censo elaborado por INEGI en el 2010, es de 264,439 habitantes lo que la coloca como la segunda ciudad más poblada del estado. La densidad de población es de 336 habitantes por km².

En cuestiones de servicios básicos, cuenta con todos los servicios aceptables tales como agua potable, electricidad, alcantarillado, red de comunicación, transporte.

En infraestructura, cuenta con la mayor parte de calles pavimentadas, tiene un aeropuerto internacional y cuenta también con carreteras de cuota y sin peaje, lo que le da a la ciudad una gran facilidad de comunicación con el país y el extranjero para poder exportar lo que se produce en el municipio permitiendo el incremento de la economía local.

CAPÍTULO 1

ESTRUCTURAS METÁLICAS

En el presente capítulo se dará a conocer la definición de una estructura metálica, los diferentes tipos de estructuraciones, el comienzo del uso del acero como elemento estructural, los tipos de acero estructural, así como también algunos elementos que conforman la estructura.

1.1 Concepto de estructura metálica.

Define Hibbeler (2012), que una estructura es un sistema de partes conectadas que utiliza para soportar una carga. Por otro lado, también se entiende como un conjunto de elementos perfectamente ordenados entre sí, destinados a cumplir una función determinada.

Una estructura metálica es cualquier construcción en la que la mayoría de sus elementos o partes que la forman son de metal, en este caso de acero, constituyéndola en más de un ochenta por ciento de este material.

La construcción de estructuras metálica ha alcanzado un papel significativo en el ámbito de la construcción para edificaciones gracias a su gran resistencia y alta fiabilidad. El motivo por el cual el edificio a exposición en esta tesis se diseña en acero es debido a que los sistemas estructurales metálicos tienen varias ventajas en cuanto a los tiempos reducidos de montaje, lo que minimiza el tiempo de construcción de una

manera significativa, son más ligeras que las que son construidas en concreto, el acero es muy dúctil lo que le permite tener grandes deformaciones antes de llegar al estado límite de falla, entre algunas otras.

1.2 Clasificación de las estructuras.

Una de las decisiones más importantes que se deben tomar en la implementación de un proyecto de ingeniería es definir el tipo de estructura que se va a construir, la cual debe ser propuesta por el ingeniero estructurista encargado del proyecto de acuerdo con las cargas a las cuales se verá afectada dicha edificación. De acuerdo con Kassimali (2015), comúnmente se clasifican en cinco categorías dependiendo del esfuerzo principal que se pueda desarrollar en sus elementos. Se debe tener en cuenta que se pueden combinar dos o más tipos básicos de estructuras dentro de una sola para así poder cumplir con el objetivo de funcionalidad de ésta. A continuación, se presentan las clasificaciones de las estructuras de acuerdo a los esfuerzos que resisten:

a) Estructuras en Tensión.

Los elementos de las estructuras en tensión están sujetos a fuerzas de tensión pura bajo la acción de las cargas externas. Un ejemplo de este tipo de estructuras son las que trabajan con cables flexibles como puentes colgantes o cubiertas de grandes claros. Gracias a la flexibilidad de los cables, su resistencia a la flexión es despreciable y son capaces de desarrollar sólo fuerzas de tensión.

b) Estructuras a Compresión.

Los elementos de estas estructuras desarrollan esfuerzos de compresión bajo las acciones de las cargas que actúan de manera externa. Los ejemplos más comunes de este tipo de estructura son las columnas y los arcos. Según Kassimali (2015), las columnas son elementos de forma recta acomodados verticalmente que están sujetos a cargas axiales de compresión; si una columna se expone a cargas laterales y/o momentos además de la carga axial se les conoce como viga-columna.

Los arcos, por otra parte, son estructuras curvas rígidas que por lo general son utilizadas para soportar puentes o techos de gran envergadura. Una propiedad importante de este tipo de estructuras es que su forma permite distribuir uniformemente las cargas de compresión soportadas por el vano hasta transmitir las a sus apoyos principales que hagan estribo. Las estructuras a compresión tienden al pandeo o inestabilidad, por lo que se debe considerar en el diseño, e incluso agregar arriostramiento necesario a dichos elementos para la prevención de este tipo de fallas.

- **Armaduras.**

Las armaduras, comenta Kassimali (2015), son un conjunto de elementos rectos interconectando sus extremos por medio de conexiones articuladas, lo que permite que estas formen una configuración rígida estable. Al momento en que las cargas se aplican a los nodos de una armadura, los elementos de la misma se estiran o se contraen, lo que hace que los elementos trabajen a tensión al contraerse y a

compresión al estirarse. Debido a que las armaduras son poco pesadas y resisten grandes cantidades de peso, son una de las estructuras más utilizadas.

c) Estructuras sujetas a cortante.

Las estructuras sujetas a cortante desarrollan principalmente cortante en su plano debido a pequeños esfuerzos de flexión ocasionados por las cargas externas. Un ejemplo claro de este tipo de estructuras son los muros de cortante, construidos de concreto reforzado en edificios de varios niveles que están expuestos a los movimientos laterales producidos ya sea por la fuerza del viento y/o por la excitación sísmica; la función de estos muros es la reducción del movimiento lateral de la estructura, es decir, proporcionar rigidez lateral.

d) Estructuras de flexión.

El esfuerzo principal de estas estructuras es la flexión, Kassimali (2015) menciona que en algunas ocasiones los esfuerzos de cortantes asociados a los cambios en los momentos de flexión de la estructura pueden resultar significativos y deben considerarse dentro del diseño de la misma.

Algunas de las estructuras clasificadas como estructuras a flexión son: vigas, marcos rígidos, losas, placas entre otros. Las vigas son elementos rectos que cargan perpendicularmente respecto a su eje longitudinal, conduciendo así las cargas a las que está sometida hacia los apoyos.

Los marcos rígidos son estructuras compuestas por elementos rectos conectados entre sí por conexiones rígidas (que resisten momento) o por conexiones articuladas. A diferencia de las armaduras, en las cuales las cargas solo están sometidas en sus nodos, las solicitaciones que se someten dentro de un marco pueden estar aplicadas sobre los elementos además de sus nodos. Este tipo de estructura también se encuentran dentro de las más usadas. “El término genérico estructura de marcos se utiliza frecuentemente para referirse a cualquier estructura de elementos rectos.” (Kassimali; 2015:12)

1.3 Clasificación de los elementos estructurales.

Partiendo de lo dicho por Hibbeler (2012), para los ingenieros estructurales es de gran importancia reconocer los distintos tipos de elementos que confirman a una estructura, para así, clasificar a la estructura de acuerdo con el tipo de esfuerzo en que trabaja, como ya se mencionó en el apartado 1.2. A continuación se presentan algunos de los elementos estructurales más comunes:

- Tensores.

Se le conoce comúnmente como tensores o puntales a los elementos de una estructura que están sujetos a soportar fuerzas de tensión. Por el tipo de fuerza que se describe, los elementos tienden a ser delgados y los más comunes utilizados para resistir este tipo de esfuerzo parten de barras, ángulos varillas o canales.

- Vigas.

Una viga es un elemento estructural generalmente recto y acomodado de manera horizontal y tiende a soportar cargas verticales. Las vigas se pueden clasificar de acuerdo al modo en que se encuentran apoyadas: viga simplemente apoyada, viga en voladizo, viga fija o empotrada y viga continua. La viga simplemente apoyada es aquel elemento que posee la menor cantidad de restricciones o apoyos, de ahí el nombre de “simplemente”, debido a que es la forma más simple de apoyar un elemento de este tipo. La viga en voladizo es el elemento horizontal que se encuentra fijo en uno de sus extremos, por lo que sólo posee un apoyo y hace que el otro extremo del elemento quede “volando” por así decirlo. La viga fija o empotrada es el elemento horizontal que se encuentra, valga la redundancia, fija o empotrada en ambos extremos lo que hace que el elemento se considere como un elemento hiperestático, a lo que se refiere con esto es que se tienen más incógnitas de las que permite un sistema de ecuaciones simple, por lo que para resolver este tipo de vigas es necesario disponer de un sistema de ecuaciones basado en las deformaciones del elemento. La viga continua, es el elemento horizontal que tiene más de dos apoyos a lo largo de toda su longitud.

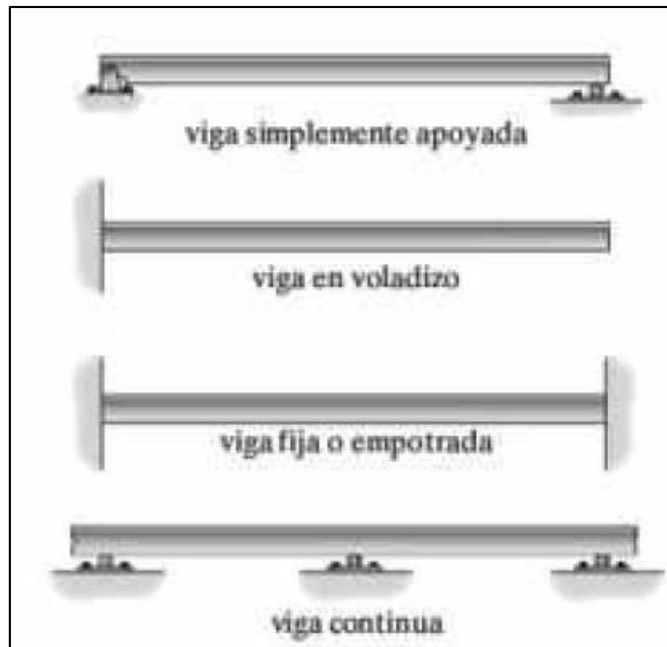


Imagen 1.1.- Clasificación de las vigas de acuerdo con sus apoyos.

Fuente: Hibbeler; 2012: 4.

Las vigas se diseñan para resistir momentos de flexión, comenta Hibbeler (2012), sin embargo, si la viga llega a tener una longitud reducida y soporta cargas de magnitud considerable, la fuerza cortante interna puede regir el diseño del elemento si esta llega a ser muy grande. Por lo general, para elementos en metal como pueden ser el acero o el aluminio, la sección transversal más utilizada es la que se conoce comúnmente como “ala ancha”, I o H, estas secciones se suelen formar como una sola unidad. Aquí las fuerzas desarrolladas en las alas o patines (superior e inferior) forman la sección necesaria para resistir las fuerzas de momento, mientras que el alma de la viga es eficiente para resistir la fuerza cortante.

- Columnas.

Las columnas son los elementos que se encuentran generalmente de forma vertical y están sometidas a cargas de compresión axial. Las secciones transversales que se suelen utilizar para este tipo de elementos por lo general son tubulares y de ala ancha para construcciones en metal. De manera repentina las columnas pueden estar sujetas a una carga axial junto con un momento de flexión; a estos elementos se les conoce como columna de viga.

1.4 Antecedentes del acero.

De acuerdo con Fratelli (2003), el origen de la obtención del hierro se remonta a la edad de piedra, donde entre las cenizas de las fogatas encendidas sobre piedras que tienen contenido mineral de hierro apareció el metal en bruto. En ocasiones, estas piedras con contenido de minerales de hierro pudieron provenir de meteoritos que impactaron con la corteza terrestre, lo cual tiene evidencia en la alta presencia de níquel encontrado en herramientas y algunos otros objetos provenientes de la era prehistórica que se hallaron simultáneamente en excavaciones arqueológicas.

No se tiene ciertamente descrito cuál fue la primera población en obtener el hierro, de donde años más tarde se comenzaría con la llamada “Edad de Hierro” alrededor del año 1000 A.C. Dentro de algunas pirámides ubicadas en Egipto se han encontrado objetos como dagas y brazaletes de hierro de 5000 años de antigüedad y en Nínive, Mesopotamia, existía un rey que poseía grandes tesoros con piezas de

este material hallado en tumbas de 3000 años de antigüedad, así como también objetos de materiales como oro, bronce, cobre y piedras preciosas.

En un principio, la obtención del hierro era una actividad precaria, se utilizaban hornos de carbón similares a los usados para la elaboración de cobre. Los hornos eran ubicados generalmente en pozos construidos en arcilla o piedra, o bien, fosas de terreno natural. Uno de los más antiguos encontrados es un pequeño horno en Siegerman, Alemania del año 500 A.C.

El desarrollo de la siderurgia comenzó lentamente basándose en descubrimientos ocasionales, observaciones y experiencias adoptadas por las poblaciones generalmente de regiones ricas en mineral de hierro. El tratamiento del mineral se abastecía con carbón vegetal proveniente de la leña y se comenzó a accionar con fueles manuales; a estos se les conoció como hornos bajos.

La implementación de los altos hornos comenzó en Gleiwitz, Alemania en 1742, donde el agua accionaba a los fueles, lo que permitió aprovechar altas temperaturas para una mejor fusión del mineral.

El comienzo de la producción industrial del hierro fundido se remonta simultáneamente en el siglo XIV en Alemania e Italia con la fabricación de balas de cañón. Antiguamente las fusiones se lograban refundiendo el hierro colado en lingotes o cascotes. Más tarde, la escasez de leña y las crisis económicas de los siglos XVII y XVIII detuvieron el desarrollo en la producción de este metal, sin embargo, el uso del coque como combustible en el alto horno permitió una radical transformación de la siderurgia a finales del siglo XVIII y principios del siglo XIX. La invención de la máquina

de vapor dio el impulso definitivo para continuar con la producción de este material gracias a fuelles más eficientes y máquinas laminadoras cada vez más avanzadas y con mayor capacidad productiva.

Continuando con lo dicho por Fratelli (2003), los productos extraídos inicialmente de los altos hornos tenían demasiado contenido en carbón, lo que lo hacía difícil de forjar. Con el tiempo se implementaron técnicas para refinar o purificar el hierro. Mediante la refinación del mineral, el hierro colado, fundido o pudelado se podía separar de elementos extraños tales como los excesos de carbono, silicio o manganeso al recalentar con carbón a leña en hornos de reverbero agregando aire en una atmósfera rica en anhídrido carbónico y oxígeno.

Fratelli (2003) menciona que el primer puente construido con materiales ferrosos se construyó en Shropshire, Inglaterra con un claro de 33 metros sobre el río Severn. Así mismo, el hierro comenzó a utilizarse para la construcción de cubiertas, cúpulas y naves en edificios industriales.

Con la llegada de la Revolución Industrial del siglo XIX en Europa, comenzó la producción masiva de los materiales ferrosos, lo que propició la construcción de numerosos pabellones, puentes, almacenes comerciales, depósitos y estaciones de ferrocarril. La fabricación de perfiles standard y seriados de hierro, permitió la construcción de grandes edificios en tiempo cada vez más breve.

El proceso inicial para la producción del acero en gran escala correspondió a Sir Henry Bessemer, en Inglaterra en 1855, con la creación del convertidor que lleva su nombre el cuál fue usado hasta principios del siglo XX. La técnica de este

convertidor permitía la obtención de acero colado más duro y consistente que otros productos siderúrgicos.

Desde 1880, el acero se tornó en el primer material estructural en los Estados Unidos de América, debido a los precios competitivos de este material gracias a los nuevos procesos de fabricación. Esto dio lugar a un esplendor constructivo de puentes colgantes y rascacielos.

Fratelli (2003) dice que los primeros perfiles de acero fueron ángulos fabricados desde 1819, mientras que los doble T se elaboraron hasta 1849. En 1870 las acerías ofrecían ángulos, doble T y canales de hasta 40 cm de altura.

1.5 Clasificación de los aceros.

Fratelli (2003) menciona que los aceros pueden clasificarse según: su composición química, su contenido de óxidos, las propiedades mecánicas y su calidad.

a) Composición química de los aceros

De acuerdo con la composición química de los aceros pueden ser:

- Aceros sin alear.
- Aceros semi-aleados.
- Aceros aleados.

Una aleación es la mezcla de las propiedades metálicas que está compuesta por dos o más elementos metálicos sólidos. Las aleaciones influyen en las propiedades del acero. Entre algunos metales de aleación se encuentra el cobre (Cu), el níquel (Ni), el aluminio (Al), el silicio (Si), el manganeso (Mn) y el cromo (Cr).

Partiendo de lo dicho por Fratelli (2003) el cromo mejora la resistencia a la corrosión y al desgaste, así como el cobre incrementa la ductilidad y también mejora la resistencia a la corrosión. El manganeso facilita la soldabilidad y el molibdeno permite una mejor deformación en frío. El níquel incrementa la resistencia a la tracción y el aluminio confiere características de no envejecimiento y una estructura de grano fino, con buenas propiedades de soldabilidad.

b) Contenido de óxidos.

Según el contenido de óxidos, se permite clasificar los aceros de acuerdo a su grado de desoxidación:

- Aceros efervescentes.
- Aceros semi-calmados.
- Aceros calmados.

Los aceros efervescentes son aceros donde la desoxidación en estado líquido es débil, lo que propicia la obtención de metales con alto grado de segregación y concentración de elementos. Al solidificarse la composición interna de la masa se ve

alterada por impurezas como el azufre y el fósforo, lo que debilita el acero, disminuye su calidad y lo hace poco apto para soldar.

Los aceros semi-calmados son aceros parcialmente desoxidados con propiedades intermedias entre los aceros efervescentes y los calmados. Estos aceros se utilizan principalmente en la fabricación de perfiles estructurales, barras y planchas.

Los aceros calmados son aceros completamente desoxidados, en los cuales no existen reacciones posteriores del carbono con el oxígeno durante la solidificación. Presentan estructura cristalina homogénea, con composición química uniforme lo que los hace aptos para la fabricación de tubos sin costura, rieles y piezas forjadas. Este tipo de acero tiene excelentes características mecánicas, buena soldabilidad y gran ductilidad. Para fines estructurales estos aceros se emplean generalmente en perfiles de espesor considerable, que deban soportar fuertes solicitaciones.

c) Propiedades mecánicas.

Según sus propiedades mecánicas, los aceros se clasifican en:

- Acero común. (acero dulce)
- Aceros de alta resistencia.
- Aceros especiales.

Menciona Fratelli (2003) que las propiedades mecánicas de los aceros tienen una cierta variación dependiendo de su composición química, de sus aleaciones, el proceso de laminación, formas de enfriamiento, tratamiento térmico posterior y los

tipos de solicitaciones a las que sean sometidos. Sin embargo, existen 5 propiedades que son comunes en todos los aceros:

Propiedades del acero estructural	
Peso específico	7.850 Kg/m ³
Módulo de elasticidad longitudinal (Módulo de Young)	2,1 x 10 ⁶ Kg/cm ²
Módulo de elasticidad transversal (Módulo de corte)	$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$
Coefficiente de Poisson	$\nu = 0,3$ (en rango elástico) $\nu = 0,5$ (en rango plástico)
Coefficiente de dilatación térmica	$\alpha = 11,7 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$

Las unidades de fuerza expresadas aquí en Kg corresponden a kgf del sistema técnico MKS (metros-kilogramos fuerza-segundos). Igualmente para momentos, Kgm corresponde a m kgf.

Tabla 1.1 Propiedades del acero estructural.

Fuente: Fratelli; 2003: 35.

El aumento del contenido de carbono en el acero eleva su resistencia a la tensión, incrementa el índice de fragilidad en frío y hace que disminuya la tenacidad y la ductilidad.

El acero común, también conocido como acero dulce o acero al carbono, es un acero con bajo contenido de carbono (entre el 0.12 y el 0.6 % en peso). Fue por muchos años el material más usado en la construcción de puentes y edificios.

Los aceros de alta resistencia son aquellos que han incrementado notablemente su punto de cedencia, por contenidos elevados de carbono (entre el 1.4 y el 1.7 % en

peso) o por aleaciones adecuadas, lo que permite que su ductilidad se vea drásticamente disminuida. Algunas veces las elevadas resistencias se logran mediante tratamientos térmicos y templados o por trabajos en frío.

Los aceros especiales se fabrican con sofisticadas aleaciones, para cubrir necesidades específicas como por ejemplo los aceros de los cascos de submarinos, naves espaciales o máquinas de alta precisión.

DESIGNACIÓN	TIPO	F_v (Kg/cm ²)	F_u (Kg/cm ²)
SIDETUR	AE 25	2.500	3.700
	AE 35	3.500	5.500
ASTM	A 36	2.500	4.100
	A 242	2.750	4.150
	A 440	2.900	4.350
	A 441	3.150	4.600
	A 514	7.030	8.100
	A 572 grado 42	2.900	4.150
	A 572 grado 45	3.100	4.150
	A 572 grado 50	3.450	4.500
	A 572 grado 60	3.800	4.850
	A 572 grado 65	4.150	5.200
	A 588 grado 42	2.900	4.350
A 588 grado 46	3.150	4.600	
A 588 grado 50	3.450	4.850	
DIN	ST 37	2.400	3.700
	ST 42	2.600	4.200
	ST 52	3.600	5.200

Tabla 1.2 Tensiones de fluencia y de agotamiento de los aceros.

Fuente: Fratelli; 2003: 36.

Las propiedades mecánicas de los aceros representan la resistencia de un elemento estructural de acero bajo sollicitaciones aplicadas estáticamente y se obtienen los diagramas de esfuerzo-deformación. Estos diagramas grafican el comportamiento del espécimen de acero dentro de un laboratorio sometido a esfuerzos

crecientes gradualmente hasta la respuesta física buscada como son la ruptura, tracción o compresión en ausencia de pandeo.

Dicho por McCormac (2013), los diagramas de esfuerzo-deformación permiten entender cómo se comporta el acero en una situación dada. El esfuerzo mayor que un material puede resistir sin deformarse de manera permanente, se conoce como límite elástico. El esfuerzo que presenta un incremento brusco en el alargamiento o deformación sin incrementar el esfuerzo, se conoce como esfuerzo de fluencia.

La deformación presentada antes del esfuerzo de fluencia se conoce como deformación elástica; la deformación ocurrida después del esfuerzo de fluencia, sin incrementar el esfuerzo, se conoce como deformación plástica, la cual, generalmente es igual en magnitud a 10 o 15 veces la deformación elástica.

Después de la deformación plástica, existe un rango donde es necesario un esfuerzo adicional que produzca una deformación adicional, el cual se conoce como endurecimiento por deformación. Sin embargo, dichas deformaciones adicionales son muy grandes, por lo que no resultan muy útiles para los proyectistas actualmente.

A continuación, se presenta un diagrama de esfuerzo-deformación del acero:

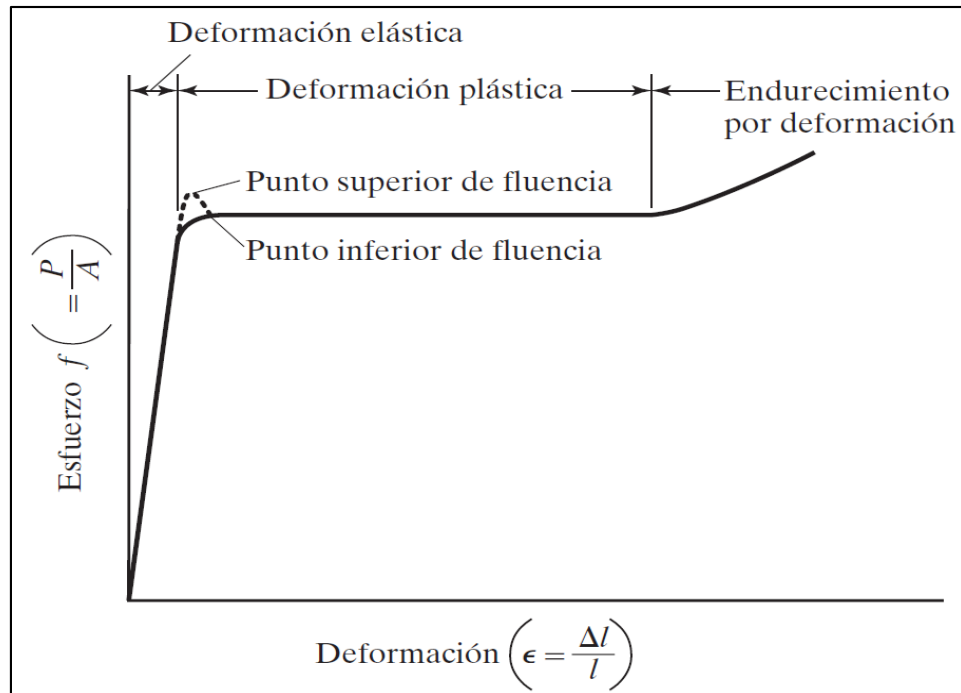


Imagen 1.2.- Diagrama de esfuerzo-deformación del acero.

Fuente: McCormack; 2013: 15.

Es muy importante que el ingeniero conozca todas las propiedades del material que va a utilizar para entender el comportamiento de la estructura. Algunas otras propiedades mecánicas de los aceros son:

- Tenacidad.
- Dureza.
- Soldabilidad.
- Formabilidad.
- Durabilidad y resistencia a la corrosión.
- Resistencia al impacto.

- Fresabilidad y trabajabilidad.
- Resistencia a la fatiga.
- Resistencia a la fractura frágil.
- Sensibilidad a entalladura.
- Creep o escurrimiento.
- Relajación.

1.6 Conexiones: conectores mecánicos.

Como señala Hibbeler (2012), los elementos estructurales tienen diversas maneras para unirse dependiendo del diseñador. Existen tres principales tipos de juntas utilizados comúnmente: La junta articulada, el soporte de rodillo y la junta fija.

La junta articulada y el soporte de rodillo permiten al elemento cierta libertad de rotación, mientras que una junta fija no permite la rotación entre los elementos conectados.



Imagen 1.3.- Conexión “articulada” típica (metálica).

Fuente: Hibbeler; 2012: 34.

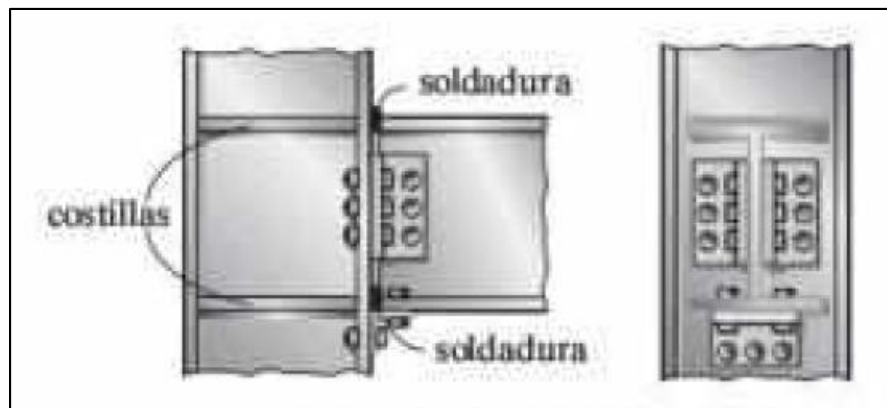


Imagen 1.4.- Conexión “fija” típica (metálica).

Fuente: Hibbeler: 2012: 34.

Partiendo de lo dicho por Fratelli (2003), las juntas rígidas, semi-rígidas o flexibles se utilizan para conectar los diferentes miembros estructurales mediante

diferentes tipos de uniones, las cuales se clasifican en: Conectores mecánicos y Soldaduras.

Los conectores mecánicos pueden ser de tres tipos:

- Remaches.
- Pasadores.
- Pernos o tornillos.

Para todo tipo de conexión se exige que las uniones sean resistentes, dúctiles, de buena calidad, fácil de montar y lo más económicas posibles. Uno de los principales cuidados que se debe tener para el comportamiento estructural es la inspección de la calidad de las uniones, a su vez, deben quedar claros los detalles de conexiones de los elementos estructurales dentro de los planos de diseño. A continuación, se explican los tres tipos de conectores mecánicos:

a) Remaches.

Los remaches son el medio de unión más antiguo en las estructuras metálicas, debido a que su uso lleva más de 150 años de aplicación materializando conexiones fijas, no desmontables.

Los remaches consisten en un vástago o espiga cilíndrica de diámetro “d” provisto de una cabeza, el cuál es calentado a unos 980°C aproximadamente (la temperatura de calentamiento no puede estar por debajo de los 550°C ni exceder los 1070°C) y posteriormente insertado en los agujeros ya punzonados o barrenados en

las piezas a conectar. Los agujeros de conexión deben tener una sobremedida de 1/16" con respecto al diámetro del remache.

Una vez colocado el remache, estos son estampados en caliente por medio de un proceso de forja antiguamente con un martillado manual que tiempo después evolucionó al uso de pistolas remachadoras. También existe un modo de colocación de remaches de trabajo en frío por medio de grandes presiones, sin embargo, se limita a la colocación de remaches de pequeño diámetro (1/2" a 7/8"). Pero como en este caso no existe el proceso de enfriamiento, no quedan bien ajustados.

Por lo general se utilizan remaches de un solo tamaño para toda la construcción, para así evitar la confusión al momento del montaje. A continuación, se muestran los tres tipos de remaches de uso estructural clasificados por la ASTM:

Remaches A502 grado 1:

Estos remaches proveen un contenido de carbono del 0.8%, lo que les permite una gran facilidad de montaje y una gran ductilidad.

Remaches A502 grado 2:

Este tipo de remache es de acero al carbono y tiene una aleación con manganeso lo que los hace más resistentes que los grado 1 y pueden ser utilizados con aceros de alta resistencia. Al ser más resistentes tienen una mayor capacidad de carga lo que les permite que las uniones sean de menores dimensiones y a su vez con un reducido número de conectores.

Remaches A502 grado 3:

Poseen la misma resistencia nominal que los remaches de grado 2, pero estos tienen una alta capacidad anticorrosiva gracias a la aleación del acero al carbón con el cobre, esto quiere decir que los vuelve hasta cuatro veces más resistentes ante acciones de desintegración de un ambiente agresivo.

Tipo de remaches (Instalados en caliente)	Resistencia a la Tracción (Kg/cm ²) $\phi = 0,75$	Resistencia a corte por aplastamiento (Kg/cm ²) $\phi = 0.65$
REMACHES A 502 GRADO 1	3.150	2.500
REMACHES A 502 GRADOS 2 o 3	4.200	3.350

Tabla 1.3 Resistencias nominales a tensión y corte de los remaches.

Fuente: Fratelli; 2003: 90.

b) Pasadores.

Otro tipo de conectores mecánicos son los pasadores, estos permiten concretar rótulas o articulaciones para así unir dos o más miembros de una estructura o apoyos simples a tierra. De acuerdo con Fratelli (2003), los miembros conectados mediante pasadores se pueden clasificar en dos tipos

- Los que giran grandes ángulos.
- Los que giran pequeños ángulos.

Los pasadores son vástagos cilíndricos introducidos en agujeros previamente taladrados o sopleteados en los elementos a conectar, de esta manera se permite la rotación relativa entre los miembros. Dentro del hueco de la conexión el pasador gira libremente, y debido a que los pasadores sustituyen a un grupo de pernos o remaches, su tamaño es considerable a diferencia de los ya mencionados para resistir los grandes esfuerzos y el aplastamiento contra las paredes internas de la conexión.

c) Pernos o tornillos.

Otros dispositivos mecánicos para conexiones son los pernos o tornillos, ya sean de cabeza cuadrada o hexagonal. Están formados por un vástago cilíndrico con roscado exterior en el extremo libre, estos son insertados a través de agujeros pasantes en placas o piezas a unir, son ajustados con arandelas de apreté o tuercas en el extremo sobresaliente de la rosca. Generalmente en las estructuras los pernos usados son los hexagonales ya que las cabezas con esta forma son más fáciles de ajustar y el espacio necesario para girarlas con llaves de apriete es reducido. Fratelli (2003) indica que, según las características mecánicas de los pernos, estos son clasificados en grados que a continuación se muestran:

- Pernos A 307.
- Pernos A 325.
- Pernos A 490.

Los pernos A 307 no son torneados, se conocen también como pernos standard o comunes, son elaborados con acero de bajo contenido en carbono. Por lo general se usan en elementos secundarios de edificios industriales que soportan cargas

estáticas de magnitud limitada, construcciones provisionales, de corta vida y fácil desarme. El apriete de estos pernos no es muy ajustado, lo que provoca deslizamientos entre placas o miembros estructurales en las conexiones, debido a esto se calculan por aplastamiento. Se diseñan a tracción o cortante en conexiones por aplastamiento.

Los pernos A 325 y A 490 son pernos de alta resistencia, son elaborados con aceros de medio carbono aleados, templados y revenidos. Se usan estructuralmente en juntas o nodos; habitualmente utilizan una rondana o arandela por debajo del elemento que gira (cabeza o tuerca del perno).

También existen los pernos de acero A 449, sin embargo, estos suelen usarse como pernos de anclaje, debido a que el control de calidad de los A 325 y A 490 es más estricto, debido a esto, los A 449 no pueden consumir conexiones de tipo fricción.

Cabe agregar, citando a Fratelli (2003), los pernos estructurales pueden trabajar bajo las siguientes condiciones:

- Tracción axial.
- Corte.
 - Conexiones tipo deslizamiento crítico.
 - Conexiones tipo aplastamiento.
- Tracción y corte.

1.7 Conexiones: soldaduras.

La soldadura, manifiesta McCormac (2013), es un proceso en el que se unen partes metálicas mediante el calentamiento de sus superficies a un estado plástico o fluido, lo que permite que ambas partes fluyan ya sea con o sin la adición de otro metal fundido. La soldadura antigua, era un proceso de forja en el cual los metales eran calentados a temperaturas muy elevadas (sin llegar a la fusión) y eran unidos a través de golpes de martillos.

La soldadura moderna ha existido hace ya varios años, sin embargo, es hasta las últimas décadas que ha adquirido gran importancia en fases de edificios y puentes de ingeniería estructural. La adopción de la soldadura fue un proceso que se dio muy lentamente durante varias décadas, debido a que muchos ingenieros pensaban que tenía dos grandes desventajas: Poca resistencia a la fatiga en comparación con conexiones atornilladas o remachadas y que no era posible asegurar calidad alta de soldadura si no se tenía una supervisión cuidadosa y costosa.

Argumenta también Fratelli (2003), que es el proceso mediante el cual se unen elementos metálicos calentados hasta el estado fluido o casi fluido y aplicando o no presión entre ellos. Su uso retrocede a más de tres mil años, al llevar al rojo vivo piezas metálicas y unir estas a base de martillazos. En el mundo moderno, no fue sino hasta la segunda guerra mundial que las soldaduras tomaron auge al ser necesarias las reparaciones de maquinarias y armamentos bélicos en tiempos muy breves. Ya terminada esta contienda, quedó completamente aceptado este medio de unión comenzando aplicaciones en talleres bajo un control muy estricto, y después llevada a campo con resultados de éxito.

A juicio de McCormac (2013), algunas de las muchas ventajas que ofrece la soldadura se presentan a continuación:

1. Ventaja económica, debido a que las estructuras soldadas permiten eliminar placas de unión y de empalme necesarias en estructuras remachadas o atornilladas, así como también las cabezas de remaches o tornillos. Esto permite grandes ahorros en el peso del acero utilizado.
2. Área de aplicación mayor, existen situaciones donde es muy difícil o casi imposible poder conectar elementos entre sí con remaches o tornillos. Sin embargo, una conexión soldada presenta menores complicaciones para su ejecución.
3. Mayor rigidez, debido a que los miembros, generalmente, están soldados directamente uno a otro. Por otro lado, conexiones llevadas a cabo con remaches o tornillos se realizan mediante ángulos de conexión o placas que se deforman debido a transferencia de carga, lo que hace que la estructura sea más flexible. Por otra parte, la mayor rigidez puede presentar casos de desventaja en la estructura donde se tienen conexiones de extremo simples con baja resistencia a los momentos.
4. Continuidad, debido al proceso de fusión entre las partes a unir. Esto quiere decir que, la construcción queda o trabaja como una sola pieza, y puesto que las juntas soldadas son tan fuertes o incluso aún más que el metal base, no deben presentarse limitaciones en las uniones.

5. Facilidad al cambio, ya que resulta mejor y menos costoso al momento de errores en el montaje o modificaciones en el diseño.
6. Ejecución silenciosa, resulta ser un punto muy importante a la hora de trabajar cerca de establecimientos como lo son escuelas u hospitales, o al realizar también adiciones a edificaciones existentes, ya que soldar no genera gran sonoridad.
7. Menor uso de piezas, lo que nos permite un ahorro de tiempo en detalle, fabricación y montaje de la obra. Cabe destacar también, la limpieza en los acabados de la soldadura.

Procesos de soldadura.

Señala Fratelli (2003), que algunos de los procesos de soldadura pueden ser los siguientes: Soldadura a presión, soldadura a fusión y soldadura por calentamiento y fusión. Los métodos de soldadura aplicados en las conexiones de una edificación deben de especificarse en la documentación del proyecto. A continuación, se da un detalle más específico de los procesos mencionados.

1) Soldadura a presión.

Las soldaduras a presión se pueden clasificar en: soldadura de forja, soldadura de resistencia con corriente alterna y soldadura de resistencia con corriente continua.

La soldadura de forja es poco común en la actualidad; la forja consiste en el calentamiento de las piezas a conectar por encima de cierta temperatura y martillarse juntas en un yunque. Generalmente, este proceso se utiliza sólo en operaciones

locales de herrería sencilla ya sea para reparación de algunas maquinarias o herramientas.

La soldadura de resistencia es la versión moderna del proceso de forja. Se alimenta de energía para producir calor y esta puede ser de corriente alterna o continua, de alto amperaje y bajo voltaje que se conduce a lo largo del área de contacto entre las partes que se requiera unir. Debido al calentamiento producido y presionado localmente, el metal alcanza un estado plástico de modo que, al enfriarse quede materializada la conexión.

2) Soldaduras de fusión.

Este tipo de soldaduras no emplean presión, el proceso de la fusión consiste en poner en contacto las piezas entre sí, y estas son conectadas mediante el metal fundido. Las soldaduras de fusión pueden ser de dos tipos: Soldaduras de arco y soldaduras de gas.

Dentro de las soldaduras de arco, se pueden subdividir en arco metálico, arco de carbono y arco en hidrógeno atómico.

La soldadura de arco metálico se puede realizar mediante corriente alterna o continua. El proceso de esta consiste en el calentamiento de un electrodo hasta que éste alcance el estado líquido y depositarlo como relleno sobre las superficies en contacto de las piezas a unir. El metal del electrodo es un metal de aporte, puesto que las piezas que se unen son conocidas como metal base. La corriente utilizada para el calentamiento del electrodo funde una porción del metal base y el metal de aporte, de modo que ambos se entremezclen y una vez sometido a enfriamiento la junta presente

una continuidad de material. El proceso consiste en mantener el electrodo a una distancia muy corta del metal base, lo que permite que con el paso de corriente se genere un corto circuito, originando un flujo de corriente mayor que funde la barra del electrodo y el metal base en las cercanías del arco.

Las soldaduras de arco de carbono emplean varillas de carbono sostenidas por un porta-electrodo, principalmente este procedimiento es útil como herramienta cortadora.

Las soldaduras de arco en hidrógeno atómico emplean electrodos de tungsteno y corriente de gas hidrógeno. El calor producido por el arco divide las moléculas de hidrógeno en átomos, que como resultado forma hidrógeno molecular al combinarse fuera del arco. Este tipo de soldadura es más costosa que las demás y permite soldar tanto en aceros como aleaciones ferrosas y no ferrosas.

3) Soldaduras por calentamiento y fusión.

Las soldaduras por calentamiento y fusión de metales blandos pueden dividirse en: De arco sumergido y de electroescoria.

La soldadura de arco sumergido se realiza alineando los bordes de la junta y cubriéndolos con una capa de metal fusible en gránulos, formados por productos de aleación y gases inertes.

La soldadura de electroescoria es parecida al proceso de soldadura con arco sumergido, la diferencia entre estas consiste en que para este caso se utiliza escoria electroconductiva en lugar de gránulos fusibles.

Refiere McCormac (2013), que a pesar de que actualmente se dispone de diferentes tipos de soldaduras ya sean de gas o de arco, casi toda la soldadura estructural es de arco.

Clasificación de las soldaduras.

Señala McCormac (2013), que las soldaduras se clasifican de acuerdo con sus características, entre las cuales se pueden nombrar: Según el tipo de juntas, según el tipo de soldadura y según la posición para soldar.

La clasificación del tipo de juntas depende de acuerdo con la posición de las piezas a unir, como se muestra en la siguiente imagen.

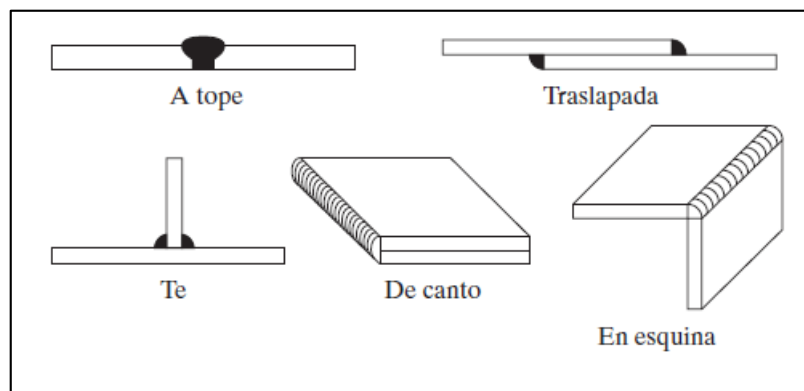


Imagen 1.5.- Tipos de juntas de soldadura.

Fuente: McCormac; 2013: 480.

La clasificación de las soldaduras de acuerdo con su tipo es: de filete, de ranura, de tapón y de muesca. Las dos últimas en mención no son muy utilizadas para fines de trabajos estructurales.

Las soldaduras de filete son las que se hacen traslapando las piezas una entre la otra. Son las de uso más económico debido a la escasa preparación de las piezas a unir para, anexando que, no es necesaria una ejecución tan especializada para su realización, por lo tanto, la mano de obra puede no necesitar tanta experiencia para realizarlas. Se ha demostrado que este tipo de soldadura es más débil que la soldadura de ranura, sin embargo, el más utilizado para las conexiones estructurales, constituyendo un aproximado de un 80%.

Las soldaduras de ranura se utilizan cuando los miembros a conectar están alineados en el mismo plano, no son tan comunes debido a que el utilizarlas de manera consecutiva implicaría un ensamble perfecto de los miembros, cosa que no sucede muy a menudo en las estructuras. Algunos ejemplos del uso de este tipo de soldadura son: empalmes de columnas, conexiones a tope de patines de vigas a columnas, etc. Constituyendo así alrededor del 15% de las soldaduras estructurales. Las soldaduras de ranura pueden ser de dos tipos: de penetración completa, que se extienden sobre todo el espesor de los miembros conectados o de penetración parcial, que sólo se extienden en una parte del espesor de los miembros. Este tipo de soldadura es generalmente más cara que las de filete, a consecuencia de los costos de preparación pueden llegar a costar entre el 50 al 100 por ciento más que las soldaduras de filete.

Las soldaduras de tapón consisten en una soldadura de forma circular que atraviesa a un miembro hasta llegar a otro, para unirlos.

Las soldaduras de muesca son soldaduras formadas en una muesca o agujero alargado, uniendo a los miembros a través de la muesca. El material puede llenar parcial o totalmente la muesca. Estos dos últimos tipos de soldadura pueden ser

utilizados al momento en que los miembros son traslapados y no logran la longitud necesaria del filete de soldadura, o también al unir partes de un miembro. Ambas son consideradas adecuadas para la transmisión de fuerzas en tensión perpendiculares a la superficie de contacto, debido a que por lo general no existe una gran penetración de la soldadura en los miembros situados detrás del tapón o la muesca y el hecho es que la resistencia a la tensión la proporciona principalmente la penetración.

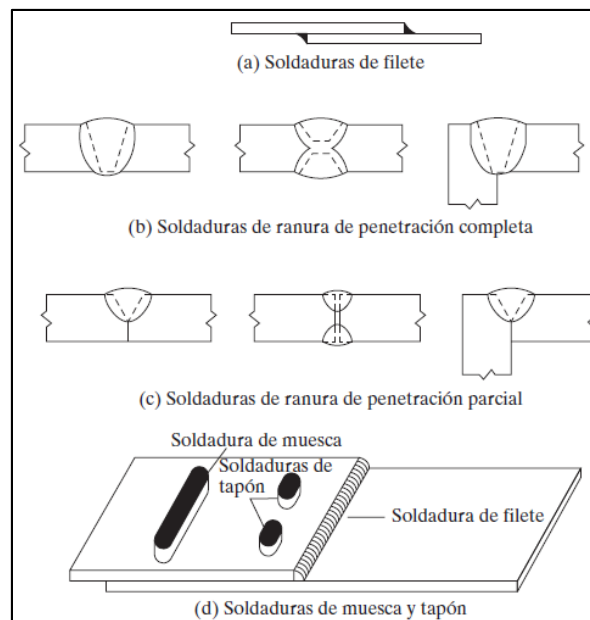


Imagen 1.6.- Cuatro diferentes tipos de soldaduras estructurales.

Fuente: McCormac; 2013: 478.

La clasificación de las soldaduras respecto a su posición en que se realizan es: planas, horizontales, verticales y de parte superior o sobrecabeza. Siendo las planas las más económicas y las de sobrecabeza las más costosas, debido al grado de dificultad para hacerlas, ya que un buen soldador es capaz de ejecutar una soldadura plana de manera satisfactoria, pero solo los mejores pueden realizar la de

sobrecabeza. Aunque las soldaduras de manera plana pueden ser hechas con maquinaria automatizada, por lo general gran parte de la soldadura estructural se ejecuta a mano.

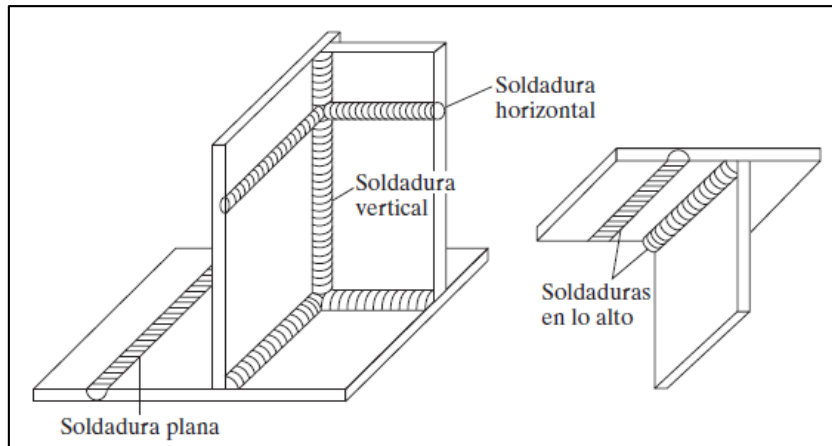


Imagen 1.7.- Posiciones de soldaduras.

Fuente: McCormac; 2013: 480.

Fratelli (2003), considera una cuarta clasificación de las soldaduras: de acuerdo con su orientación. Debido que las soldaduras son aplicadas según la dirección de las fuerzas axiales aplicadas a los miembros estructurales que, a su vez, se clasifican en:

- Cordones laterales o longitudinales (paralelos a la dirección de las fuerzas).
- Cordones transversales o frontales (normales a la dirección de las fuerzas).
- Cordones inclinados (formando un ángulo θ con la dirección a la fuerza).

Como se observa, la utilización de la soldadura para la construcción de estructuras metálicas ha favorecido bastante a la ejecución de proyectos. Permitiendo la unión de elementos entre sí, en cualquier zona de aplicación.

CAPÍTULO 2

ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

En el presente capítulo se abordarán los conceptos de análisis estructural, diseño estructural, así como también, se presentarán las normas empleadas en la construcción de estructuras de acero, los aspectos generales acerca del diseño sísmico en las estructuras, las acciones actuantes y sus efectos dentro de una estructura, entre otros temas.

2.1 Concepto de análisis estructural.

“La aplicación de cargas a una estructura hace que la estructura se deforme. Debido a la deformación, se originan fuerzas en las componentes que constituyen la estructura.” (McCormac; 2006: 3)

Análisis estructural, es el nombre que se designa al cálculo de la magnitud de las fuerzas y deformaciones originadas por dicha aplicación de cargas en la estructura.

Meli Piralla (2004), postula que el análisis de una estructura denomina las actividades que conllevan al cálculo de la respuesta de la misma ante las diferentes acciones exteriores que pueden afectarla. Para la determinación de los efectos de las cargas que pueden afectar a la estructura, se requiere lo siguiente:

- a) Modelar la estructura, lo que se refiere a idealizar la estructura real a través de un modelo teórico en el cuál esta pueda ser analizada con procedimientos

de cálculo disponibles. Dentro de las idealizaciones se llegan a cometer errores graves, ya sea ignorar algún elemento que contribuya de manera significativa a la respuesta de la estructura, o destinar un modelo demasiado simplista que no pueda representar de manera correcta la respuesta estructural.

- b) Determinar las acciones de diseño ya que, en algunas ocasiones, siendo mayoría, las cargas y otros agentes que hincan esfuerzos en la estructura ya están definidos por códigos y es obligación del proyectista siempre mantenerse sujeto a estos. Dentro de esta etapa comúnmente surgen varias incertidumbres, lo que ocasiona cometer errores graves que afectan la precisión del análisis, ya que el proyectista tiene la responsabilidad de determinar valores de diseño de algunas cargas.
- c) Determinar los efectos de las acciones de diseño en el modelo de estructura elegido, que es la etapa del análisis propiamente dicho donde se determinan las fuerzas internas (fuerzas axiales y cortantes, momentos de flexión y torsión), las flechas y deformaciones de la estructura.

2.1.1 Principios básicos del análisis estructural.

McCormac (2006) refiere que, al hablar de estructuras, la gente piensa generalmente en un edificio o un puente. Sin embargo, la ingeniería estructural abarca una extensa variedad de sistemas estructurales, tales como estadios deportivos,

teatros, torres de radio y televisión, arcos, tanques de almacenamiento, estructuras de aeronaves, pavimentos de concreto, estructuras espaciales.

Un ingeniero estructural debe tener conocimientos sólidos acerca de los principios básicos aplicables a todos los sistemas estructurales para tener la capacidad de analizarlos.

No es aconsejable aprender a analizar específicamente un tipo de estructura, en lugar de ello es más importante aprender los principios fundamentales aplicados a todos los sistemas estructurales, ya que nunca se sabe qué tipos de problemas se podrán presentar a futuro como para determinar una aplicación específica. Esto, con el fin de reiterar que la teoría estructural no es difícil y que no es necesario memorizar casos especiales si se tiene una base sólida de los principios fundamentales, que ayudarán a analizar con confianza las estructuras nuevas.

Como menciona McCormac (2006), los principios fundamentales aplicados en el análisis estructural son las leyes del movimiento y de la inercia de Sir Isaac Newton, que son:

1. Un cuerpo estará en estado de reposos o en estado de movimiento uniforme en línea recta, a menos que sea forzado a cambiar ese estado por fuerzas impuestas a él.
2. La razón de cambio del momento o cantidad de movimiento de un cuerpo es igual a la fuerza neta aplicada.
3. Para toda acción existe una reacción igual y opuesta.

Estas leyes del movimiento se expresan con la ecuación

$$\sum F = ma$$

Donde $\sum F$ es la sumatoria de todas las fuerzas que actúan sobre un cuerpo, m es la masa del cuerpo y a es su aceleración.

Existe un tipo particular de equilibrio empleado para el análisis de estructuras, llamado *equilibrio estático*, donde el sistema no está acelerado, lo que nos da por resultado la siguiente ecuación

$$\sum F = 0$$

Esto indica que las estructuras no se mueven, como en la mayoría de las estructuras de la ingeniería civil, o se mueven con velocidad constante.

2.2 Historia del análisis estructural.

Describe McCormac (2006), que el análisis estructural ha evolucionado a lo largo de miles de años, hasta como se le conoce actualmente. Dentro de ese lapso, diferentes tipos de estructuras como arcos, armaduras, vigas y marcos se han usado dentro de la construcción antes de que se desarrollaran métodos positivos para su análisis. Los antiguos ingenieros han demostrado su gran entendimiento por el comportamiento estructural plasmado en sus exitosas construcciones, sin embargo, el progreso real en la teoría del análisis estructural ocurrió en los últimos 150 años.

El egipcio Imhotep, quien construyó la gran pirámide escalonada de Sakkar alrededor del año 3000 a.C., es considerado a veces como el primer ingeniero estructural del mundo. Los egipcios y otras antiguas civilizaciones contaban con

algunas reglas empíricas para determinar los tamaños de los miembros estructurales, pero no se cuenta con pruebas de que hayan desarrollado alguna teoría de análisis estructural.

Pitágoras (582 – 500 a.C.), se dice que creó la palabra matemáticas, es famoso por el teorema geométrico que lleva su nombre, sin embargo, este teorema en realidad ya era conocido por los sumerios hacia el 2000 a.C. Ulteriormente, Arquímedes (287 – 212 a.C.) desarrolló principios fundamentales de la estática e introdujo el término de centro de gravedad.

McCormac (2006), manifiesta que una de las más grandes y notables aportaciones al análisis estructural, así como también a todos los otros campos científicos, fue el desarrollo del sistema numérico hindú-arábigo. Algunos matemáticos hindúes desconocidos crearon un sistema de numeración del uno al nueve. Los hindúes, alrededor del año 600 d.C., inventaron el símbolo sunya, que significa vacío, al cual ahora llamamos cero. Sin embargo, los mayas de la América central ya habían desarrollado el concepto de cero aproximadamente 300 años antes.

Antes de poder obtenerse avances reales dentro del análisis estructural, fue necesario el desarrollo de la ciencia de la mecánica de los materiales. Charles Augustin de Coulomb (1736 – 1806), físico francés, y Claude Louis Marie Henri Navier (1785 – 1836), con base en trabajos de numerosos investigadores realizados a lo largo de cientos de años, sentaron las bases de la mecánica de materiales.

Se cree que fue Andrea Palladio (1508 – 1580), un arquitecto italiano, quien usó por primera vez las armaduras modernas. Revivió algunas estructuras romanas, y

utilizó reglas empíricas para dimensionarlas. No fue hasta 1847, que Squire Whipple (1804 – 1888) introdujo el primer método racional para el análisis de las armaduras. Se cree que el análisis de armaduras de Whipple señaló el principio del análisis estructural moderno.

Dentro de algunos investigadores importantes que lograron dar avances importantes dentro del análisis estructural gracias a sus logros se encuentran: Por su teorema de las deflexiones recíprocas publicado en 1864, el escocés James Clerk Maxwell (1831 – 1879); por su método de los pesos elásticos presentado en 1870, el alemán Otto Mohr (1835 – 1918); por su teorema sobre el trabajo mínimo en 1873, el italiano Carlos Alberto Castigliano (1847 – 1884); por sus teoremas de área-momento publicados en 1873, el estadounidense Charles E. Greene (1842 – 1903).

Con la llegada de los ferrocarriles se dio un gran impulso al análisis estructural, ya que fue necesario la construcción de puentes de grandes claros que a su vez fuesen capaces de soportar cargas móviles muy pesadas; lo que permitió que el cálculo de esfuerzos y deformaciones tomara gran auge.

Gracias a los puentes de claros continuos debido a la exigencia para los ferrocarriles, se concibe la necesidad de analizar estructuras estáticamente indeterminadas lo que llevó a que los esfuerzos por fatiga e impacto se tornasen en temas de alta importancia. El francés B. P. E. Clapeyron (1799 – 1864) dio a conocer en 1857 un método para analizar vigas continuas indeterminadas (el teorema de los tres momentos), el cual se utilizó para análisis de muchos puentes de ferrocarril. Otros dos grandes desarrollos dentro del análisis de estructuras estáticamente indeterminadas fueron hechos por los norteamericanos G. A. Maney (1888 – 1947) y

Hardy Cross (1885 – 1959). Maney presentó el método pendiente-deflexión en 1915, mientras que Cross introdujo la distribución de momentos en 1924.

“Parece irónico que los estudiantes actuales puedan aprender en unos pocos meses las teorías y los principios del análisis estructural que a otros les tomó miles de años desarrollar.” (McCormac; 2006, 7)

2.3 Concepto de diseño estructural.

Meli Piralla (2004), manifiesta que el diseño estructural abarca diversas actividades desarrolladas por el proyectista en cuanto a la determinación de la forma, dimensiones y características detalladas de una estructura. En este proceso se definen las características de la construcción para cumplir adecuadamente la función que está destinada a desempeñar. Un requisito esencial para que la estructura cumpla sus funciones es que no sufra fallas o mal comportamiento consecuente a incapacidad de soportar las cargas sujetas.

McCormac (2006), señala que el diseño estructural incluye el dimensionamiento y la disposición de las estructuras y sus partes, de manera que soporten satisfactoriamente las cargas a las cuales puedan estar sujetas.

El diseño estructural implica la disposición general del sistema estructural, las consideraciones de carga, el estudio de formas o tipos estructurales factibles para soluciones del sistema, la preparación de planos, un análisis y diseño estructural previo a las soluciones posibles y la selección de una solución.

El proceso del diseño estructural, considera Meli Piralla (2004), que es un proceso de carácter creativo donde se definen las características de un sistema de manera que cumpla con los objetivos para los que está construido.

Las soluciones que se plantean para el sistema estructural están sujetas a restricciones que se manifiestan de acuerdo con la interacción con algunos otros aspectos del proyecto, las limitaciones generales de costos y el tiempo de ejecución. Un aspecto importante es también el acierto que se haya obtenido al momento de imaginar un sistema estructural óptimo para absorber los efectos de las acciones exteriores a las que estará sujeto; los cálculos posteriores junto con sus comprobaciones fundamentadas en la teoría del diseño estructural sirven para definir en detalle las características de la estructura y para aceptar o confutar la viabilidad del sistema estructural propuesto.

En cierta forma, la clasificación o subdivisión del proceso de diseño resulta un poco despótico, ya que no todos los ingenieros que van a diseñar el sistema piensan de la misma manera. Sin embargo, es útil considerar tres aspectos fundamentales: la estructuración, el análisis y el dimensionamiento.

- a) Estructuración: Es la parte del proceso donde se determinan los materiales de los cuales estará constituida la estructura, la forma de esta, sus dimensiones y las características más esenciales. La elección correcta del sistema o esquema estructural depende la predilección de los resultados, acelerando así el proceso de análisis. Cabe mencionar que en esta etapa se desempeña un papel sobresaliente del criterio y la creatividad del ingeniero que va a diseñar.

- b) Análisis: Dentro de este proceso es donde se incluyen las actividades que determinan la respuesta de la estructura ante las diferentes acciones exteriores que pueden afectarla. Entendiéndose así que se trata de determinar los efectos de las cargas que pueden afectar a la estructura dentro de su vida útil. Los pasos de la determinación del análisis fueron mencionados con anterioridad en el subtema 2.1 del presente capítulo.
- c) Dimensionamiento: En esta fase se define la estructura en detalle y la revisión del cumplimiento de los requisitos de seguridad asimilados. Se elaboran los planos y las especificaciones de construcción de la estructura.

2.4 Normas empleadas en la construcción en acero.

El presente trabajo de investigación se basa específicamente en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal en su versión más actual (2017), de donde se determinarán algunos puntos importantes para el análisis de los elementos sujetos a los diferentes esfuerzos. En este apartado sólo se toman puntos generales, si se requiere un estudio más específico es recomendable acudir directamente a las Normas Técnicas Complementarias para la construcción en Acero que se presentan en el reglamento antes mencionado.

Para fines de retroalimentación a continuación, se presentan las especificaciones de acuerdo con la clasificación de las secciones para el manejo de las fórmulas que a continuación se presentan:

	Descripción del elemento	λ	λ_{pl} Sección tipo 1	λ_p Sección tipo 2	λ_r Sección tipo 3	Ejemplos
Elementos no atisados (c)	Patines de secciones laminadas I, H, canales y tés	b / t_p	$0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Patines de secciones I o H formadas por placas soldadas, con dos o un eje de simetría	b / t_p		$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.95 \sqrt{\frac{k_y E}{F_y}}$ (a) (b)	
	Alas de ángulos sencillos	b / t		$0.54 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.91 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Patines de todas las secciones I, H y canal flexionadas alrededor del eje de menor inercia	b / t_p		$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Almas de secciones T	d / t_a	$0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.03 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Elementos atisados (c)	Almas de secciones I y H con dos ejes de simetría y de canales	h / t_a	$2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Almas de secciones I y H con un solo eje de simetría	h_c / t_a		$\frac{h_c}{h_y} \sqrt{\frac{E}{F_y}} \leq \lambda$ $\left(\frac{0.54 M_y}{M_x} - 0.09 \right)^2$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Patines de secciones HSS y en cajón de paredes de grueso uniforme, ambas rectangulares	b / t	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Cubreplacas en los patines y diafragmas entre líneas de sujetadores o soldaduras	b / t	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Almas de secciones en cajón y HSS rectangulares	h / t		$2.42 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	HSS de sección circular	D / t	$0.038 \frac{E}{F_y}$	$0.07 \frac{E}{F_y}$	$0.31 \frac{E}{F_y}$	
	Almas flexocomprimidas	h / t_a	$2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left(1 - 0.4 \frac{P_y}{F_y P_y} \right)$	$3.75 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left(1 - 0.6 \frac{P_y}{F_y P_y} \right)$	$5.6 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left(1 - 0.74 \frac{P_y}{F_y P_y} \right)$	

Tabla 2.1.- Valores máximos de las relaciones ancho/groeso. Elementos comprimidos que forman parte de miembros en flexión o flexocompresión.

Fuente: RCDF; 2017: 147.

2.4.1. Análisis de miembros bajo cargas de flexión.

Dicho en palabras de McCormac (2013), las vigas generalmente están ligadas a las columnas a través de ángulos o ménsulas colocadas a un lado, lo que provoca que estas cargas aplicadas excéntricamente produzcan momentos. Algunas cargas laterales y el viento ocasionan flexión lateral en las columnas y marcos rígidos de edificios, lo que provoca que estén sometidos a momentos, incluso cuando el marco sólo soporte cargas verticales. Todos los miembros horizontales o inclinados están sometidos a un momento ocasionado por su propio peso.

De acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Acero (NTC-M) del RCDF (2017), en su sección 6.1 en el diseño de miembros en flexión, se deben considerar los estados límite de falla siguientes:

- a) Formación de un mecanismo con articulaciones plásticas.
- b) Agotamiento de la resistencia a la flexión en la sección crítica.
- c) Iniciación del flujo plástico en la sección crítica.
- d) Pandeo lateral por flexotorsión.
- e) Pandeo local del patín comprimido.
- f) Pandeo local del alma producido por flexión.
- g) Entre otros más.

A continuación, se mencionan los puntos a valorar para el diseño de un miembro sujeto a flexión por medio del RCDF (2017) de acuerdo con la clasificación de las secciones:

Método alternativo.

Este método se aplica a los elementos que presentan momentos en los puntos de soporte lateral y sin cargas transversales entre ellos.

Primero, se determina el cálculo del coeficiente C_b :

$$C_b = [0.6 - 0.4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)]^{-1} \leq 2.5 \quad (2.1)$$

Donde:

M_1 y M_2 : Son los momentos menor y mayor, respectivamente, en los extremos del segmento no soportado lateralmente, tomados en valor absoluto. M_1/M_2 es negativo para tramos que se flexionan en curvatura simple y positivo para los que se flexionan en curvatura doble.

- a) Miembros compactos (tipo 1 y 2) de sección I con dos ejes de simetría y canales, flexionados alrededor del eje de mayor inercia.

La resistencia nominal es el menor de los valores siguientes:

- Fluencia. El pandeo lateral está impedido en forma continua, ($L \leq L_u$).

La resistencia nominal, M_n , de miembros en flexión cuyo patín comprimido está soportado lateralmente en forma continua, o está provisto de soportes laterales con separación L no mayor que L_u , es igual a:

$$Mn = ZxFy = Mp \quad (2.2)$$

Donde:

Zx: Módulo de sección plástico respecto al eje X.

Mp: Momento plástico nominal de la sección.

Nota: Cuando el sistema de piso proporciona soporte lateral al patín superior de las vigas, debe tenerse en cuenta que en algunos tramos el patín comprimido es el inferior.

Este punto puede ser de especial importancia en presencia de acciones sísmicas.

Pandeo Lateral por flexotorsión, ($L > Lu$).

Este estado límite no puede presentarse cuando $L \leq Lu$.

Es necesario obtener el momento, aplicando la siguiente fórmula:

$$Me = \frac{Cb \pi}{L} \sqrt{EIyGJ + \left(\frac{\pi E}{L}\right)^2 IyCa} \quad (2.3)$$

Donde:

L: distancia entre secciones de la viga soportada lateralmente de manera adecuada.

Iy: momento de inercia respecto al eje de simetría situado en el plano del alma.

J: constante de torsión de Saint Venant.

Ca: constante de torsión por alabeo.

Para los miembros de sección transversal en cajón (rectangular hueca) se toma $C_a = 0$.

Las longitudes características L_u , se calculan con las expresiones siguientes:

1) Para miembros de sección transversal I.

$$L_u = \frac{\sqrt{2}\pi}{X_u} \sqrt{\frac{ECa}{GJ}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + Xu^2}} \quad (2.4)$$

$$Xu = 4.293 \frac{Z_x F_y}{CbGJ} \sqrt{\frac{Ca}{I_y}} = 3.22X_r \quad (2.5)$$

$$X_r = \frac{4}{3} \frac{Z_x F_y}{CbGJ} \sqrt{\frac{Ca}{I_y}} \quad (2.6)$$

Determinado esto, cuando $Me > \frac{2}{3}Mp$ ($L_u < L < L_r$)

$$M_n = 1.15Mp \left(1 - \frac{0.28Mp}{Me} \right) \leq Mp \quad (2.7)$$

Cuando $Me \leq \frac{2}{3}Mp$ ($L > L_r$)

$$M_n = Me \quad (2.8)$$

b) Miembros de sección I de doble simetría con patines no compactos (tipo 3) o esbeltos (tipo 4) y alma compacta (tipo 1 y 2) o no compacta (tipo 3), flexionados alrededor de su eje de mayor inercia.

La resistencia nominal es la menor de los correspondientes a los estados límite de pandeo lateral por flexotorsión y de pandeo local del patín comprimido.

Para el cálculo de fluencia, cuando el pandeo lateral está impedido en forma continua, $L \leq L_u$

$$M_n = S_x F_y = M_y \quad (2.9)$$

Donde:

S_x : es el módulo de sección elástico respecto al eje X.

M_y : es el momento elástico nominal de la sección.

El pandeo lateral por flexotorsión ($L > L_u$), se determina que:

Este estado límite no puede presentarse cuando $L \leq L_u$.

Cuando $M_e > \frac{2}{3} M_y \quad (L \leq L_r)$

$$M_n = 1.15 M_y \left(1 - \frac{0.28 M_y}{M_e} \right) \leq M_y \quad (2.10)$$

Cuando $M_e \leq \frac{2}{3} M_y \quad (L > L_r)$

$$M_n = M_e \quad (2.11)$$

Me: se calcula con la ecuación 2.3.

Los límites de aplicación de las ecuaciones 2.10 y 2.11 se determina con la ecuación 2.4, pero al calcular X_u y X_r debe sustituirse Z_x por S_x .

2.4.2. Análisis de miembros bajo cargas combinadas.

Como se menciona en el RCDF (2017), los miembros de eje recto y sección transversal constante, con uno o dos ejes de simetría que están sujetos a compresión y flexión producida por momentos actuando alrededor de uno de los dos ejes de la sección, se determinan bajo el nombre de columnas o elementos flexocomprimidos.

De acuerdo con las NTC-M del RCDF (2017), en su sección 8.1 en el diseño de miembros bajo cargas combinadas, se han de considerar los estados límite de falla siguientes:

- a) Falla de conjunto de un entrepiso bajo carga vertical.
- b) Falla individual de una o algunas columnas, bajo carga vertical.
- c) Inestabilidad de conjunto de un entrepiso, bajo cargas verticales y horizontales combinadas.
- d) Falla individual de una o algunas columnas, bajo cargas verticales y horizontales combinadas, por inestabilidad o porque se agote la resistencia de alguna de sus secciones extremas.
- e) Pandeo local.

A continuación, se mencionan los puntos a evaluar para el diseño de elementos sujetos a flexocompresión por medio del RCDF (2017) de acuerdo con el tipo de sección:

Revisión de las secciones extremas:

a) Secciones tipo 1 y 2:

Secciones H o I:

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{0.85 M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{0.60 M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0 \quad (2.12)$$

Secciones en cajón, cuadradas:

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{0.80 M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{0.80 M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0 \quad (2.13)$$

Donde:

F_R : se toma igual a 0.9.

P_u , M_{uox} y M_{uoy} : fuerza axial de diseño que obra en la columna y momentos de diseño en el extremo considerado.

$M_{px}=Z_x F_y$ y $M_{py}=Z_y F_x$: momentos plásticos nominales de la sección, para flexión alrededor de los ejes X y Y, respectivamente.

$P_y=AF_y$: fuerza axial nominal que, obrando por si sola, ocasionase la plastificación de una columna corta cuyas secciones transversales tienen un área A.

Además, cuando se emplee alguna de las dos ecuaciones anteriores para revisar columnas de sección transversal H, I o en cajón, cuadrada, ha de comprobarse que se cumpla, la condición:

$$\frac{Mu_{ox}}{F_R M_{px}} + \frac{Mu_{oy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0 \quad (2.14)$$

b) Secciones tipo 3 y 4:

En cada uno de los extremos de la columna debe satisfacerse la condición:

$$\frac{Pu}{F_R P_y} + \frac{Mu_{ox}}{M_{rx}} + \frac{Mu_{oy}}{M_{ry}} \leq 1.0 \quad (2.15)$$

Donde:

M_{rx} y M_{ry} : son las resistencias de diseño en flexión alrededor de los ejes X y Y, respectivamente, de elementos flexocomprimidos.

2.4.3 Análisis de miembros bajo cargas de tensión.

A juicio de McCormac (2013), la selección de un perfil para uso de miembro a tensión es uno de los problemas más sencillos que se encuentran al momento de diseñar estructuras, ya que no se tiene el peligro de que el miembro tienda a pandearse, el proyectista sólo necesita determinar la carga que va a sustentarse.

De acuerdo con las NTC-M del RCDF (2017), en su sección 4.1, para el diseño de elementos sujetos a carga de tensión, han de considerarse los siguientes puntos:

- a) Estados límite.
- b) Resistencia de Diseño.
- c) Miembros armados.
- d) Relaciones de esbeltez.

Estados límite.

En el diseño de miembros en tensión, son considerados los estados límite de fluencia en la sección total y de fractura en la sección neta.

Resistencia de Diseño.

La resistencia de diseño de un miembro en tensión, R_t , se tomará referente al resultado menor de los calculados con las ecuaciones 2.16 y 2.17.

- a) Estado límite de fluencia en la sección total:

$$R_t = F_R F_y A \quad (2.16)$$

- b) Estado límite de fractura en la sección neta:

$$R_t = F_R F_u A_e \quad (2.17)$$

Donde:

F_R : factor de resistencia, igual a 0.9 para el estado límite (a), 0.75 para el (b).

A: área total de la sección transversal del miembro.

Ae: área neta efectiva, calculada de acuerdo como se especifica a continuación.

Fy: valor mínimo garantizado del esfuerzo correspondiente al límite inferior de fluencia del material.

Fu: esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión.

- Área neta efectiva de miembros en tensión.

Cuando la carga es transmitida directamente en cada una de las partes que componen la sección transversal del elemento, por medio de tornillos o soldaduras colocados en todas ellas, en proporción a sus áreas transversales, el área neta efectiva Ae es igual al área neta An.

Cuando la carga es transmitida a través de tornillos colocados en algunas de las partes que componen la sección, pero no en todas, el área neta efectiva es igual a:

$$Ae = UAn \quad (2.18)$$

Si la carga se transmite con soldaduras colocadas en algunas de las partes que componen la sección, pero no en todas, el área neta efectiva es igual a:

$$Ae = UAt \quad (2.19)$$

Donde:

U: es un coeficiente de reducción del área, cuyos valores se presentan en la tabla siguiente:

Caso	Descripción del elemento		Factor U	Ejemplo
1	Todos los miembros en los que la fuerza se transmite directamente, con tornillos o soldadura, a cada uno de los elementos que forman su sección transversal (excepto en los casos 3, 4, 5 y 6)		$U = 1.0$	-----
2	Todos los miembros en tensión, excepto placas y perfiles tubulares, en los que la fuerza se transmite, con tornillos o soldaduras longitudinales, a algunos, pero no todos los elementos planos que forman su sección transversal. En secciones I o H puede usarse como alternativa el caso 7, en ángulos, el 8		$U = 1 - \bar{x}/l$	
3	Todos los miembros en tensión en los que la fuerza se transmite, con soldaduras transversales, a algunos, pero no todos, los elementos planos que forman su sección transversal		$U = 1.0$ y A_n = área de los elementos conectados directamente	-----
4	Placas en las que toda la fuerza de tensión se transmite con soldaduras longitudinales		$l \geq 2w$ $U = 1.00$ $2w > l \geq 1.5w$ $U = 0.87$ $1.5w > l \geq w$ $U = 0.75$	
5	Perfiles tubulares circulares con una placa de conexión concéntrica		$l \geq 1.3D$ $U = 1.0$ $D \leq l < 1.3D$ $U = 1 - \bar{x}/l$ $\bar{x} = D/\pi$	
6	Perfiles tubulares rectangulares	Con una sola placa de conexión concéntrica	$l \geq H$ $U = 1 - \bar{x}/l$ $\bar{x} = \frac{B^2 + 2BH}{4(B+H)}$	
		Con dos placas de conexión laterales	$l \geq H$ $U = 1 - \bar{x}/l$ $\bar{x} = \frac{B^2}{4(B+H)}$	
7	Perfiles I, H, o tés cortadas de ellos. Puede calcularse U como en el caso 2, y utilizar el valor más grande	Con patines conectados con tres o más tornillos por línea, en la dirección de la fuerza	$b_p \geq 2/3d$ $U = 0.90$ $b_p < 2/3d$ $U = 0.85$	-----
		Con alma conectada con cuatro o más tornillos en la dirección de la fuerza	$U = 0.70$	-----
8	Ángulos sencillos o dobles. Puede calcularse U como en el caso 2, y utilizar el valor más grande	Con cuatro o más tornillos por línea, en la dirección de la fuerza	$U = 0.80$	-----
		Con dos o tres tornillos por línea en la dirección de la fuerza	$U = 0.60$	-----

b_p = ancho total del patín, d = peralte de la sección, l = longitud de la conexión, w = ancho de placa, \bar{x} = excentricidad de la conexión, B = ancho total de un miembro HSS rectangular, medido perpendicularmente al plano de la conexión, D = diámetro exterior de un miembro HSS circular, H = peralte total de un miembro HSS rectangular medido en el plano de la conexión.

Tabla 2.2.- Factores de reducción del área neta en conexiones de miembros en tensión.

Fuente: RCDF; 2017: 144.

En miembros sin agujeros, conectados por medio de soldaduras colocadas en todas las partes que componen su sección transversal, en proporción a sus áreas, el área neta efectiva, A_e , es igual al área total, A_t .

Relación de esbeltez.

Las relaciones de esbeltez de miembros en tensión pueden tener cualquier valor, sin límite superior.

Nota: Se recomienda que la relación de esbeltez L/r de miembros en tensión puede tener cualquier valor, pero conviene que no pase de 240 en miembros principales, ni de 300 en contraventeos y miembros secundarios, especialmente cuando estén sometidos a cargas que puedan ocasionar vibraciones. Este límite no es aplicable a varillas, cables y tirantes en tensión.

2.4.4 Análisis de miembros bajo cargas de compresión.

Se mencionarán algunas recomendaciones proporcionadas por el RCDF (2017) para el diseño de miembros sometidos a cargas de compresión axial producida por fuerzas que actúan en el centroide de su sección transversal.

Dentro de los puntos considerados en las NTC-M para el análisis de perfiles bajo estas cargas, se incluyen los puntos siguientes, tomando en cuenta que sólo se explicaran algunos, para la consulta completa de los criterios de análisis se puede consultar el Reglamento de Construcción para el Distrito Federal (2017):

- a) Estados límite.
- b) Resistencia de Diseño.
- c) Miembros armados por varios perfiles.

Estados límite.

Para el diseño de perfiles comprimidos hechos con secciones de tipo 1,2 ó 3 con dos ejes de simetría, en cajón, o de cualquier otra forma, en los cuales sea posible demostrar que el pandeo por torsión o flexotorsión no resulta crítico, se considera el límite de inestabilidad por flexión.

En columnas de sección transversal con uno o ningún eje de simetría, como ángulos o térs, o con dos ejes de simetría, pero baja rigidez torsional, como las secciones que presentan forma de cruz o formadas por placas de espesor muy bajo, se tendrán en cuenta, además, los estados límite de pandeo por torsión y por flexotorsión.

Para secciones tipo 4 se consideran los estados límite combinados de flexión, torsión, o flexotorsión y pandeo local.

En columnas armadas, como las que son formadas por cuatro ángulos ligados entre sí por celosías, se han de considerar los estados límite del miembro completo y de cada uno de los elementos comprimidos que lo forman.

Resistencia de Diseño.

La resistencia de diseño de un elemento estructural de eje recto y sección transversal constante sometido a compresión axial, R_c , se determina como se presenta a continuación:

- Miembros de sección transversal H o I, circular o rectangular hueca:

$$R_c = F_R X F_y A = F_R F_n A \quad (2.20)$$

Donde:

F_R : factor de resistencia, igual a 0.9.

A : área total de la sección transversal de la columna.

$F_n = X F_y$, esfuerzo nominal en compresión.

X : factor de reducción por esbeltez.

$$X = [1 + \lambda_c^{2n}]^{-\frac{1}{n}} = [1 + \left(\frac{F_y}{F_e}\right)^{-\frac{1}{n}}]^{-\frac{1}{n}} \quad (2.21)$$

λ_c parámetro de esbeltez

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} \quad (2.22)$$

F_e esfuerzo crítico de Euler

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad (2.23)$$

Donde:

KL/r : relación de esbeltez máxima de la columna.

n : coeficiente adimensional, que tiene alguno de los valores siguientes, para las secciones más comunes empleadas como columnas:

$n=2.0$ en columnas de sección transversal H o I, laminadas y flexionadas alrededor de cualquiera de sus ejes de simetría o hechas con tres placas soldadas obtenidas cortando placas más anchas con oxígeno.

$n=1.4$ en columnas de sección transversal H o I laminadas con patines de más de 50mm de grueso o hechas con tres placas soldadas obtenidas cortando placas más anchas con oxígeno.

$n=1.0$ en columnas de sección transversal H o I, hechas con tres placas laminadas soldadas entre sí, que cumplen con los requisitos de las secciones tipo 1, 2 o 3, flexionadas alrededor de cualquiera de sus ejes centroidales y principales.

Estos son algunos de los valores de n obtenidos a partir de las características más comunes que suelen presentar las columnas. De igual manera, la tabla con los valores de n se presenta a continuación:

Características del perfil de acero		Eje	Esfuerzo de fluencia nominal del acero, F_y , MPa(kg/cm ²)				
			≤ 248 MPa (≤ 2530 kg/cm ²)	249-344 MPa (2535-3510 kg/cm ²)	Gr. 50 345MPa (3515 kg/cm ²)	346-620 MPa (3520-6325 kg/cm ²)	Gr. 90 > 621MPa (>6330 kg/cm ²)
I o H laminadas	perfiles estándar	Mayor	1.4	1.4	2.0	2.0	2.0
		Menor	1.4	1.4	1.4	2.0	2.0
	pesados ($t_p \geq 51$ mm)	Mayor	1.0	1.4	1.4	1.4	1.4
		Menor	1.0	1.0	1.4	1.4	1.4
I o H armadas	placa estándar	Mayor	1.4	1.4	1.4	2.0	2.0
		Menor	1.4	1.4	1.4	1.4	2.0
	placa gruesa ($t_p \geq 51$ mm)	Mayor	1.0	1.0	1.4	1.4	1.4
		Menor	1.0	1.0	1.0	1.4	1.4
Sección armada cajón con cuatro placas		Mayor	1.4	1.4	1.4	2.0	2.0
		Menor	1.4	1.4	1.4	2.0	2.0
Tubos cuadrados o rectangulares	laminados en frío	Mayor	NA	1.4	1.4	1.4	1.4
		Menor	NA	1.4	1.4	1.4	1.4
	tratados térmicamente	Mayor	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
		Menor	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
Tubos circulares	laminados en frío	NA	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4
	laminados en caliente	NA	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
Todos los perfiles relevados de esfuerzos residuales		Mayor	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
		Menor	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0

NA: No aplica

Tabla 2.3.- Valores del coeficiente n.

Fuente: RCDF; 2017: 154.

2.4.5 Análisis de miembros bajo cargas en cortante.

Este apartado es aplicable para alma o almas, en el caso de secciones de alma múltiple, como secciones en cajón de vigas, trabes y columnas de sección transversal con dos ejes de simetría, sometidas a fuerzas cortantes alojadas en uno de los planos de simetría.

Se emplean generalidades de análisis de acuerdo con las NTC-M del RCDF (2017).

La resistencia de diseño en cortante, V_r , de una viga, trabe armada o columna de eje recto y sección transversal constante, de sección I, C o en cajón, se determina:

$$V_r = F_R V_n \quad (2.24)$$

Donde:

F_R : factor de resistencia, igual a 0.9.

V_n : resistencia nominal, determinada como se indica en las secciones siguientes.

Para evaluar V_n , se debe de considerar si la sección transversal cuenta con una o más almas.

- Miembros con almas atiesadas o no atiesadas.
- Resistencia en cortante.

La resistencia nominal en cortante, V_n , de almas atiesadas o no, de acuerdo con los estados límite de fluencia y de pandeo por cortante, es:

$$V_n = 0.6 F_y A_u C_v \quad (2.25)$$

Para almas de vigas I laminadas en caliente con $\frac{h}{t_a} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$:

$$C_v = 1.0$$

$$y \quad F_R = 1.00 \quad (2.26)$$

Para almas de todas las otras secciones con dos o un eje de simetría y canales, excepto en HSS (HSS es la designación que se les da en inglés a estas secciones: “hollow structural section”) circulares, el coeficiente C_v se determina como se presenta a continuación:

$$(1) \text{ Cuando } \frac{h}{t_a} \leq 1.10 \sqrt{\frac{KvE}{F_y}}$$

$$C_v = 1.0 \quad (2.27)$$

$$(2) \text{ Cuando } 1.10 \sqrt{\frac{KvE}{F_y}} \leq \frac{h}{t_a} \leq 1.37 \sqrt{\frac{KvE}{F_y}}$$

$$C_v = \frac{1.10}{\frac{h}{t_a}} \sqrt{\frac{KvE}{F_y}} \quad (2.28)$$

$$(3) \text{ Cuando } \frac{h}{t_a} > 1.37 \sqrt{\frac{KvE}{F_y}}$$

$$C_v = \frac{1.5KvE}{\left(\frac{h}{t_a}\right)^2 F_y} \quad (2.29)$$

Donde:

$A_a = h t_a$, área del alma

t_a : grueso del alma

h : peralte del alma, igual a la distancia libre entre patines en secciones hechas con placas soldadas, y la distancia entre los puntos donde comienzan las curvas de unión de alma y patines en secciones laminadas; en trabes formadas por placas atornilladas es la distancia entre líneas de tornillos, y en secciones T, el peralte total.

El coeficiente de pandeo por cortante de la placa del alma, K_v , se calcula como se muestra a continuación.

En almas con atiesadores transversales

$$K_v = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} \quad (2.30)$$

$$K_v = 5 \quad \text{si } \frac{a}{h} > 3 \quad \text{o} \quad \frac{a}{h} > \left(\frac{260}{ta}\right)^2 \quad (2.31)$$

Donde:

a : es la distancia libre entre atiesadores transversales.

2.5 Acciones y sus efectos en las estructuras.

Un ingeniero estructurista es la persona encargada de diseñar una estructura que sea apta para resistir las solicitaciones a las que esté sujeta durante el periodo de vida previsto. Por este motivo, en el diseño de una estructura es fundamental que el ingeniero considere todas las cargas reales que operen en la estructura.

Kassimali (2015) deduce que las cargas pueden ser agrupadas de acuerdo con su naturaleza y su fuente en tres clases: Las cargas muertas, éstas se presentan debido al peso propio de la estructura y a cualquier otro material o accesorio unido al sistema de manera permanente. Las cargas vivas, son cargas móviles o debidas al movimiento ya que éstas pueden cambiar su magnitud y posición dentro del sistema estructural. McCormac (2006) menciona que dentro de éstas se incluyen las cargas de

ocupación, materiales almacenados, cargas de construcción, grúas elevadas de servicio y cargas para operar el equipo, siendo estas inducidas por la gravedad.

Por último, las cargas debidas al ambiente son solicitaciones originadas por efectos ambientales tales como el viento, la nieve, temperatura, lluvia y terremotos.

Una vez estimadas las magnitudes de las cargas de diseño, el ingeniero debe considerar la posibilidad de que éstas actúen de manera sincrónica en la estructura, por lo que finalmente la estructura es diseñada para resistir combinaciones de cargas más desfavorables que puedan ocurrir dentro de su vida útil.

Meli-Piralla (2004) argumenta que la heterogeneidad de acciones que pueden presentarse en cualquier estructura es muy grande y existen ciertas que son típicas de alguna estructura, tomando en cuenta desde los tipos de construcciones, condiciones de operación y condiciones ambientales. Por ello el proyectista debe indagar cuidadosamente sobre las acciones de caso particular de la estructura para determinar cuáles deben de tomarse en cuenta. A continuación, se presentan las acciones que se producen en una estructura:

a) Cargas Muertas.

Equivale al conjunto de acciones producidas debido al propio peso de la construcción lo que incluye el peso de la estructura misma, así como el de los elementos no estructurales, por ejemplo, los muros divisorios, revestimientos de pisos, muros, ventanas, instalaciones y todos aquellos elementos que se mantienen en una posición fija en la edificación lo que permite que graviten de una manera constante sobre la estructura. La carga muerta es, por tanto, la principal acción permanente. Para

lo que a su cálculo se refiere, es necesaria la determinación de los volúmenes de los distintos componentes de la construcción, multiplicados por los pesos volumétricos de los materiales que los constituyen.

Estas acciones son las que presentan un menor grado de incertidumbre, sin embargo, existen diferencias que pueden surgir entre las dimensiones especificadas dentro del proyecto y las resultantes en la construcción. Existen ocasiones donde la diferencia entre estas dos situaciones a llegado a diferir por hasta un veinte por ciento respecto a las consideraciones dentro del cálculo.

b) Cargas Vivas.

Son aquellas acciones consecuencia de la operación y uso de la edificación, dentro de las cuales se incluye todo aquello que no sostiene una posición fija y definitiva dentro de la misma, por tanto, no es posible considerar como carga muerta, por ejemplo, pesos y cargas debido a muebles, mercancías, equipos y personas. La carga viva, es la principal acción variable a consideración dentro del diseño.

Las solicitaciones de operación en las construcciones están determinadas por la suma de diversos factores de carácter muy variable en su distribución en el espacio y el tiempo, así como también en la forma que estas actúan sobre la estructura. Esto va desde un efecto estático prácticamente permanente, hasta un efecto dinámico o de impacto. Con esto, se presentan grados de incertidumbre mayores, debido a tan variantes cambios a los que se puede estar sujeta la edificación.

Destino de piso o cubierta	W	W _a	W _m	Observaciones
a) Habitación (casa–habitación, departamentos, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel, internados de escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales, hospitales y similares)	0.8 (80)	1.0 (100)	1.9 (190)	1
b) Oficinas, despachos y laboratorios	1.0 (100)	1.8 (180)	2.5 (250)	2
c) Aulas	1.0 (100)	1.8 (180)	2.5 (250)	
d) Comunicación para peatones (pasillos, escaleras, rampas, vestíbulos y pasajes de acceso libre al público)	0.4 (40)	1.5 (150)	3.5 (350)	3 y 4
e) Estadios y lugares de reunión sin asientos individuales	0.4 (40)	3.5 (350)	4.5 (450)	5
f) Otros lugares de reunión (bibliotecas, templos, cines, teatros, gimnasios, salones de baile, restaurantes, salas de juego y similares)	0.4 (40)	2.5 (250)	3.5 (350)	5
g) Comercios, fábricas y bodegas	0.8W _m	0.9W _m	W _m	6
h) Azoteas con pendiente no mayor de 5 %	0.15 (15)	0.7 (70)	1.0 (100)	4 y 7
i) Azoteas con pendiente mayor de 5 %; otras cubiertas, cualquier pendiente.	0.05 (5)	0.2 (20)	0.4 (40)	4, 7 8 y 9
j) Volados en vía pública (marquesinas, balcones y similares)	0.15 (15)	0.7 (70)	3 (300)	

Tabla 2.4.- Cargas vivas para edificaciones según el destino de uso (Kg/m²).

Fuente: RCDF; 2017: 696.

De acuerdo con McCormac (2013), existen otros tipos de cargas vivas que el ingeniero estructurista debe considerar como lo son: las presiones del suelo, como son las ejercidas por la presión lateral de la tierra en muros o subpresiones sobre la cimentación; las presiones hidrostáticas, como lo es la presión hidráulica sobre presas o la inercia de grandes cantidades de agua en un sismo; las cargas de explosiones, consecuencia de explosiones, armamentos o roturas de la barrera de sonido; las fuerzas térmicas, debidas a cambios de temperatura que ocasionan deformaciones estructurales que, a su vez, generan fuerzas estructurales; y las fuerzas centrífugas, causadas en puentes curvos por camiones o trenes, etc.

c) Cargas Ambientales.

Melli Piralla (2004), manifiesta que la precipitación atmosférica puede producir cargas significativas en la estructura, principalmente en el diseño de los techos. De acuerdo a las condiciones climáticas de la región en donde se va a situar la construcción, es necesario tomar en cuenta explícitamente los efectos de estas acciones, ya que existen regiones con condiciones climáticas severas. Para estos casos, se especifican cargas equivalentes en los reglamentos correspondientes a la ocurrencia de los fenómenos atmosféricos excepcionales y que, por tanto, deben considerarse como acciones accidentales, incluso aunque las cargas puedan permanecer actuando en ocasiones durante periodos relativamente largos. En regiones donde estas acciones no son muy significativas, es necesario incorporar su efecto al de las cargas vivas, modificando estas para así tomarlas en cuenta. De este modo se realiza en el RCDF, donde las cargas vivas para techo están influidas por la posibilidad de acumulación de lluvia o granizo. De este modo, estas acciones son consideradas como variables.

La nieve depositada en los techos tiene un peso menor de lo que se podría pensar: un centímetro de nieve suelta equivale a 1 kg/m^2 de carga. Sin embargo, este peso va incrementando en medida de dos, debido a la compactación, y hasta cuatro o cinco veces cuando la nieve se mantiene durante algunos meses y se convierte en hielo. Para construcciones localizadas en zonas de posibles grandes nevadas es conveniente obtener datos locales en cuanto a la magnitud de estos fenómenos, ya que deben de considerarse varios aspectos para el diseño de los elementos de techumbre.

La lluvia puede producir cargas significantes en techos planos, consecuencia de un mal funcionamiento de los desagües. La carga pluvial produce deflexiones de cierta importancia que hacen que se incremente la cantidad de agua que se pueda acumular y por lo tanto la magnitud de la carga y la deflexión.

El granizo al depositarse en los techos produce un efecto similar al de la nieve. Generalmente las cantidades de precipitación de granizo suelen llegar a ser apreciables muy rara vez, sin embargo, este fenómeno llega a presentar aspectos más desfavorables que los producidos por la nieve, debido a la facilidad de deslizamiento del granizo hacia valles en techos de grandes pendientes formando acumulaciones que representan cargas apreciables.

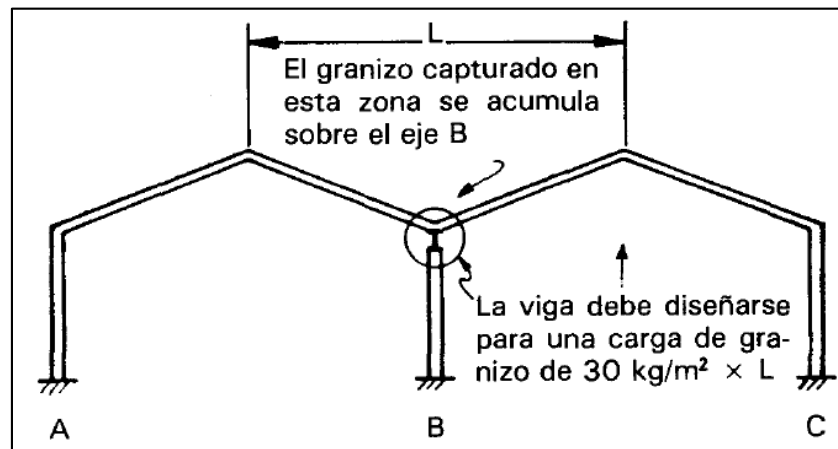


Figura 2.1.- Consideración de la carga de granizo según el RCDF.

Fuente: Melli Piralla; 2004: 189.

De acuerdo con Melli Piralla (2004), cabe mencionar que otros aspectos importantes dentro de las cargas ambientales son los efectos producidos por el cambio de volumen de las estructuras debido a variaciones de temperatura o humedad. Estos

cambios volumétricos generan movimientos relativos entre varios puntos de la edificación, por lo que se ocasionan fuerzas internas si la estructura no tiene libertad de movimiento. Las solicitaciones producidas por estos efectos tienen una peculiaridad: su efecto puede disiparse de manera parcial o total, si la estructura tiene movimientos o reacomodos con el tiempo.

Los efectos por temperatura están presentes en todas las estructuras, aunque unos materiales son más sensibles que otros. Los efectos por cambio de humedad son importantes principalmente en estructuras de concreto, debido a problemas de contracción por fraguado y en estructuras de madera.

Existen otro tipo de acciones que pueden afectar una estructura de forma excepcional y deben ser consideradas en el diseño. Debido a su carácter, no es muy común que sean modeladas por medio de sistemas de cargas aplicados estáticamente ya que se necesita un análisis refinado de naturaleza dinámica o precauciones cualitativas para minimizar sus efectos.

Los sismos tienen una probabilidad de producir acciones significativas en las estructuras de manera que no puede ser despreciable, debido a que en particular gran parte de la República Mexicana es sísmicamente activa. El efecto de los sismos depende de una interacción compleja entre los movimientos que produce el suelo y la respuesta de la estructura. El diseño sismo resistente implica precauciones especiales en la estructura, dimensionamiento y detallado, además de un análisis cuantitativo de las solicitaciones producidas.

Las explosiones son fenómenos que pueden afectar prácticamente a todo tipo de construcción. En edificios de ocupación habitacional, el gas doméstico es la fuente más frecuente de explosiones. Una explosión provoca un desplazamiento de la masa de aire ocasionando un incremento brusco de presión al frente de una onda de choque que viaja a gran velocidad, seguida por una zona de presión negativa de menor intensidad. Los daños estructurales suelen llegar a agrietamientos o fallas locales en las losas, sin embargo, construcciones poco apropiadas pueden llegar a generar fallas catastróficas. Por lo general, la falla de ventanas o paredes de fin divisorio permiten la liberación de la energía de explosión sin llegar a ocasionar daños graves a edificaciones que poseen adecuada ductilidad y continuidad en sus conexiones.

2.6 Aspectos generales del diseño sísmico.

“El lugar donde se construirá la nueva edificación no suele estar en discusión, aunque sea en una zona de alta sismicidad. Toda edificación debe diseñarse y construirse con especificaciones que ofrezcan garantías en cuanto a su seguridad, funcionalidad, estética, factibilidad y economía” (Rochel Awad; 2012: 25).

En los países donde el riesgo sísmico es alto, es de vital importancia el diseñar apropiadamente para que las edificaciones tengan la capacidad de resistir cargas inducidas por terremotos. Algunos investigadores y profesionales concuerdan con criterios de diseño para la acción sísmica que se mencionan a continuación:

* Las estructuras deben ser capaces de resistir dentro del rango lineal elástico, todos aquellos sismos de intensidad reducida que ocurran durante su vida útil.

* Las estructuras deben resistir, sin daños significativos, todos aquellos sismos de intensidad moderada que ocurran durante su vida útil, tomando en cuenta que podría ocurrir un comportamiento no lineal. Son permitidos daños menores a la estructura tales como fisuramientos a flexión en el hormigón, así como también pequeñas incursiones de fluencia en el acero de vigas y losas, o fallas en elementos no estructurales en los cuales la reparación económica sea rápida y factible.

* Las estructuras deben ser capaces de resistir dentro del rango no lineal, un sismo severo que tenga presencia una sola vez durante su vida útil. Se admiten daños significativos en los elementos estructurales, aunque no el colapso de la estructura. El nivel permitido de daños depende de la importancia de la edificación.

Manifiesta Rochel Awad (2012), que para que una edificación trabaje dentro de las condiciones adecuadas de seguridad y confort, se deben garantizar tres aspectos importantes:

- a) Suficiente resistencia para tener la capacidad de soportar la combinación de efectos de las cargas que afectan a la estructura.
- b) Una rigidez adecuada para que las deformaciones bajo los efectos de las combinaciones no sean excesivas, lo que permite evitar el pánico entre los ocupantes, reducción de daños tanto en elementos no estructurales como en instalaciones, y regular efectos debidos a la interacción de cargas verticales y desplazamientos horizontales, las cuales influyen de manera importante en la resistencia de estructuras flexibles y propiciar inclusive fallas por inestabilidad.

- c) Suficiente ductilidad en la estructura para que en caso de que las cargas del sismo llegasen a superar los valores evaluados en el diseño, esta se deforme dentro del rango inelástico, tanto en elementos estructurales y no estructurales, pero sin su colapso.

Gran parte de la incertidumbre del diseño en zonas sísmicas que lo hacen diferente ante cualquier otro problema restante dentro del diseño estructural se origina debido al desconocimiento de las acciones máximas posibles a las que pueda verse expuesta la construcción. La base del diseño sísmico de los edificios no es el temblor más intenso al que deberán resistir, que no se conoce, sino los sismos que han afectado anteriormente el lugar donde se plantea la construcción.

Postula Rochel Awad (2012), de manera más simplificada, que la ingeniería estructural en zonas sísmicas se ve obligada a enfrentar un problema que, aparentemente, no tiene solución: seleccionar sistemas estructurales y dimensionar los elementos que lo componen, para que resistan solicitaciones desconocidas, por medio de mecanismos de respuesta que tampoco se comprenden por completo.

Melli Piralla (2004) plantea que, el diseño sismorresistente conlleva muchos más aspectos que la simple consideración de un conjunto de cargas estáticas que son aplicadas a la estructura; se requiere, la selección de un sistema estructural idóneo y eficaz para absorber los efectos sísmicos y de un cuidado muy minucioso en el dimensionamiento y detallado de los elementos estructurales, incluso aun de los no estructurales. Lo que provoca, consecuentemente, que un diseño adecuado para soportar las solicitaciones comunes pueda tornarse en uno totalmente

inapropiado para resistir efectos sísmicos, esto demostrado debido a fallas y problemas frecuentes que se tienen al utilizar sistemas constructivos desarrollados para zonas no sísmicas en otras donde estos efectos son críticos.

Es necesario aclarar que, prácticamente ninguna zona puede considerarse totalmente fuera de peligro ante los efectos de un sismo, incluso en las que no presentan evidencias de alguna ocurrencia en épocas recientes, por tanto, será necesario que las estructuras de gran importancia presenten un diseño sismorresistente.

2.7 Espectros sísmicos.

Como lo hace notar Rochel Awad (2012), el estudio de los mecanismos que originan los terremotos y el cómo se transmiten sus efectos al terreno, es trabajo correspondiente de los geofísicos, geólogos y sismólogos. Existen diversas instituciones de investigación se realizan estudios de las áreas mencionadas previamente; estos estudios se ponen a disposición de los ingenieros proyectistas de la estructura por medio de reglamentos. Con la información obtenida mediante dichos estudios, a lo largo de años de mediciones de temblores reales, se interpreta la información obtenida y se desarrollan complejas aplicaciones y modelos matemáticos, donde toda la información se reduce a dos datos principales mediante los cuales se basa el diseño estructural: el coeficiente sísmico y el espectro de diseño.

El coeficiente sísmico, C , es un índice de la acción del diseño, es decir, es la base de los espectros de diseño, se usa para evaluar por medio de métodos estáticos, las acciones horizontales que deberá resistir la estructura.

Los efectos provocados por una amenaza sísmica pueden ser representados mediante los parámetros de la aceleración, la velocidad o el desplazamiento sísmico del terreno.

Para poder determinar la respuesta sísmica de una estructura, es necesario basarse en un modelo matemático donde las propiedades mecánicas y dinámicas sean las mismas que posee la estructura. Uno de los modelos más simples y de los más empleados para la estimación de la respuesta sísmica de edificios es el sistema de un grado de libertad.

El sistema de un grado de libertad es un sistema dinámico por medio del cual se concentra la masa de la estructura a una altura equivalente, esto quiere decir que, solo existe una masa total de toda la estructura.

Con fines de ingeniería estructural, este sistema está representado como una estructura de un sólo piso, en el cual las columnas no tienen masa, debido a que toda la masa se encuentra incluida en la masa total, y se encuentra empotrada a la base. Toda la masa está ubicada en la parte superior del modelo, el cuál es considerado como rígido.

Si a la estructura hablada se le aplica una fuerza lateral de denominación P , por consecuencia se produce un desplazamiento lateral de denominación U_0 y después es retirada de manera repentina, se piensa que la estructura oscilaría de un lado hacia

otro con la misma amplitud, este movimiento descrito es conocido como movimiento de vibración libre no amortiguada. Sin embargo, esta suposición no es real, ya que, por medio del conocimiento se espera que la amplitud de las oscilaciones vaya disminuyendo conforme pasa el tiempo hasta llegar a un punto de detenimiento absoluto. Para poder introducir la intuición de este fenómeno descrito al sistema de un grado de libertad, se agrega un elemento disipador de energía. Generalmente el elemento considerado es un amortiguador de tipo viscoso. Entonces, los elementos que conforman el sistema de un grado de libertad son: una masa total, m , una estructura de un solo piso con rigidez lateral, k , y un amortiguador de tipo viscoso con un coeficiente de amortiguamiento, c .

Se dice que el sistema de un grado de libertad es lineal cuando la rigidez se mantiene constante, es decir, el desplazamiento lateral siempre es proporcional a la fuerza lateral.

Como señala Melli Piralla (2004), las estructuras responden a una excitación sísmica que se describe por medio de aceleraciones o de velocidades o de desplazamientos que se presentan en el suelo sobre el cual están desplantadas, mediante vibraciones las cuales disipan la energía que es generada por dicho movimiento.

La amplitud de la vibración necesaria para disipar esa energía está relacionada a las características del sistema constituido por el subsuelo-cimentación-estructura-elementos no estructurales.

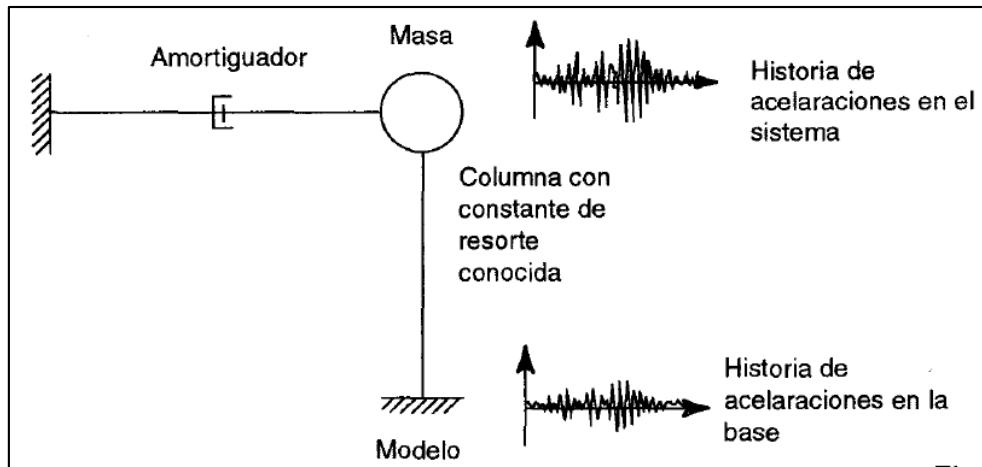


Imagen 2.2.- Modelo de un sistema de un grado de libertad.

Fuente: Melli Piralla; 2004: 423.

Ya mencionados los elementos que conforman el sistema de un grado de libertad (P , u_o , m , k y c), al momento en que se producen los desplazamientos, U_o , la masa entrará en oscilación generándose sobre ella tres tipos de fuerzas:

- a) Fuerza de inercia, que de acuerdo con el principio de D’Alambert es proporcional a la masa y la aceleración total que sufre, \ddot{u}_T , esta última, es igual a la suma de la aceleración del terreno, \ddot{u}_o , más la de la masa relativa al terreno, \ddot{u} .

$$FI = m\ddot{u}_T$$

- b) Fuerzas generadas en la columna debido a su rigidez lateral al tratar de ser desplazada con respecto al terreno. Deduciendo que la respuesta de dicha columna se mantiene dentro de un intervalo lineal, esta fuerza será igual al producto del desplazamiento relativo de la masa respecto al suelo, debido a la rigidez lateral de la columna.

$$FR = ku$$

- c) Fuerza de amortiguamiento, la cual trata de restablecer el equilibrio de la estructura en vibración. Esta fuerza se puede considerar proporcional a la velocidad de la masa en relación al suelo; donde el factor de proporcionalidad es nombrado coeficiente de amortiguamiento.

$$FA = c\dot{u}$$

Entonces, la ecuación de equilibrio dinámico está expresada como:

$$FI + FA + FR = 0$$

Sustituyendo

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = 0$$

Desde el punto de vista del diseño estructural sismorresistente, es necesario esencialmente la máxima sollicitación a la que estará sujeta la estructura por efecto del sismo; por lo que, no es necesariamente importante conocer la historia completa de la respuesta sísmica, sino sólo su valor máximo.

Entendido esto, Rochel Awad (2012) manifiesta que, un espectro de respuesta es una representación gráfica de la respuesta máxima de la estructura, la cual es medida en valor absoluto, en función del periodo natural de vibración del sistema. Por lo que el espectro de respuesta brinda información de la respuesta máxima para todo un conjunto de sistemas de un grado de libertad, sometidos a un sólo sismo.

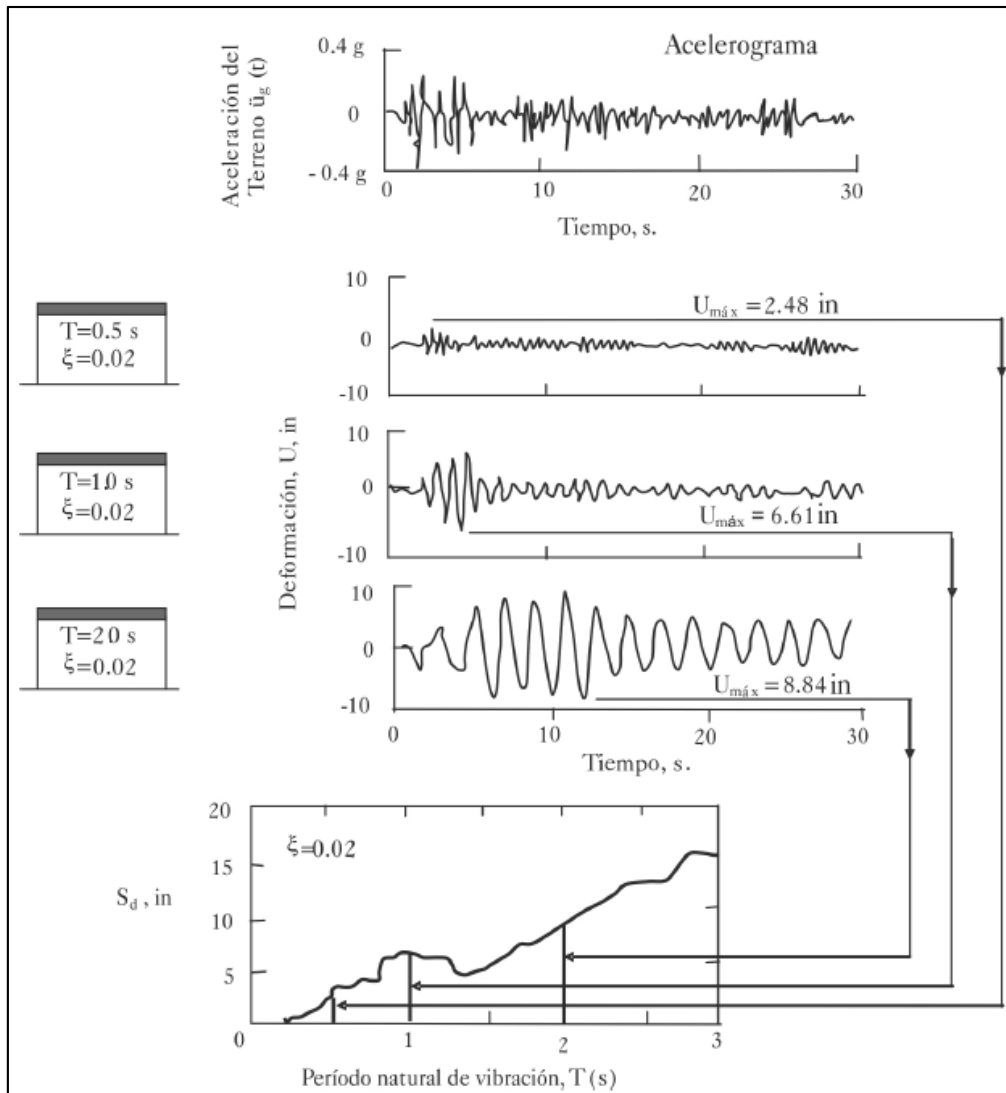


Imagen 2.3.- Ejemplo de espectro de respuesta de desplazamiento.

Fuente: Rochel Awad; 2012: 38.

El estudio del comportamiento sísmico de la estructura, tiene una importancia crucial para determinar una idealización del calculista de acuerdo con la respuesta de la estructura, facilitando el desarrollo del análisis y diseño. Es un tema que debe ser revisado siempre que la estructura esté proyectada en una zona geográfica de actividad sísmica continua, para lograr la mayor seguridad posible.

CAPÍTULO 3

RESUMEN DE MACRO Y MICRO LOCALIZACIÓN

El presente capítulo aborda todo lo referente al sitio donde se encuentra ubicado el proyecto, partiendo con el entorno geográfico describiendo su localización geográfica, mencionando características geológicas, físicas, hidrológicas tanto de la región como de la zona del proyecto, así como un reporte fotográfico del lugar, alternativas de solución y los procesos de análisis.

3.1. Generalidades.

El proyecto debe adecuarse a la topografía de la localidad, especificaciones de terreno y características geográficas de la zona. El plano del proyecto deberá especificar plantas estructurales, secciones de elementos estructurales, elevaciones y vista arquitectónica.

El diseño del edificio se hará únicamente con las secciones propuestas en los planos.

3.1.1. Objetivo.

El objetivo de este proyecto es analizar y diseñar la superestructura de un edificio de acero de cinco niveles por medio de factores tano de cargas actuantes como de comportamiento sísmico, permitiendo así la correcta respuesta de la estructura para el cumplimiento adecuado de la función proyectada.

3.1.2. Alcance del proyecto.

En el presente trabajo de investigación se da a conocer el procedimiento del análisis y diseño de la estructura bajo los diferentes tipos de solicitaciones, siguiendo la normatividad para este tipo de edificación.

3.2. Resumen ejecutivo.

Para obtener información del trabajo de investigación en curso, se solicitó información con la constructora Impulsora Mexicana, la cual nos proporcionó los planos arquitectónicos de la estructura, necesarios para así proceder con el diseño y análisis estructural.

Se generará una propuesta estructural referente a la distribución arquitectónica obtenida, una vez generada la propuesta, se propicia el análisis y diseño de los elementos estructurales que conformarán el sistema, verificando que se cumplan con las normas requeridas dentro del RCDF.

3.3. Entorno geográfico.

Para tener un conocimiento amplio acerca de la localización del proyecto a realizar dentro de este trabajo de investigación, y así, conocer diversos factores influyentes para el mismo, se genera un desenlace con diversos puntos específicos acerca del tema, como son: Geología, hidrología, flora, fauna, población, entre otros.

3.3.1 Macro y micro localización.

El presente trabajo de investigación consta de un proyecto que se llevará a cabo dentro de los Estados Unidos Mexicanos, también conocido simplemente como México. México es un país del continente americano ubicado en la parte meridional de América del Norte.

Cuenta con una extensión territorial de 1,964,375 km², lo que lo cataloga como el decimocuarto país más extenso del mundo y el tercero más grande de América Latina. Limita al norte con los Estados Unidos de América a lo largo de una frontera de 3,155 km, al sur con una frontera de 958 km de largo con Guatemala, y 276 km con Belice.

Posee una población de 119,530,753 habitantes, según datos estadísticos del INEGI obtenidos en el año 2015. Su lengua nacional es el español junto a otras 67 lenguas indígenas que son propias de la nación. La división política de México consta de 32 entidades federativas, las cuales se muestran en la imagen a continuación:



Imagen 3.1 Mapa de la República Mexicana con división política.

Fuente: geodemexico.blogspot.com (2018)

El proyecto presentado en este trabajo de investigación se ubica en el estado de Michoacán, cuyo nombre oficial es Michoacán de Ocampo. Sus coordenadas son 19° 24' – 17° 55' N – 101° 0' 103° O, limitando al norte con Jalisco y Guanajuato, al noreste con Querétaro, al este con el Estado de México, al suroeste con Colima, al sur con el río Balsas que lo separa de Guerrero y al oeste con el Océano Pacífico.

Cuenta con una población de 4,599,104 habitantes y su extensión territorial es de 58,585 km², el estado se divide en 113 municipios, su capital y ciudad más poblada es Morelia; está ubicado en la región oeste del país. A continuación, se presenta la localización del estado mencionado:



Imagen 3.2 Mapa de la República mexicana resaltando el Estado de Michoacán.

Fuente: mr.travelbymexico.com (2018)

El lugar de estudio donde se ubica el proyecto del presente trabajo de investigación es la ciudad de Uruapan, cuyo nombre oficial es Uruapan del Progreso. Es la segunda ciudad más importante y la segunda más poblada del estado de Michoacán. Tiene una gran producción anual de Aguacate, razón por la cual es conocida como “La Capital Mundial del Aguacate”.

Sus principales productos agrícolas son el aguacate, caña, maíz, durazno, jícama, zarzamora, avena, tomate, jitomate, mamey, papa, nopal, mango, guayaba, chile, plátano, ciruela, cebada, manzana, naranja, café, entre otros. Productos pecuarios como el porcino, bovino, caprino, ovino, aves, leche, huevo, miel y cera.

Dentro de la fauna regional se puede encontrar coyote, zorrillo, venado, zorro, liebre, conejo; también se encuentran animales como el alacrán, besucón, armadillo, gavilán, serpiente de cascabel, entre otros.

Ocupa el 1.73% de la superficie del estado. Sus coordenadas se encuentran entre los paralelos 19° 11' y 19° 38' de latitud norte; los meridianos 101° 56' y 102° 24' de longitud este.

Cuenta con una altitud entre los 700 y 3300 m. Posee un clima templado subhúmedo con lluvias en verano; su rango de temperatura oscila entre los 12-26 °C.

A continuación, se muestra un plano de la ciudad de Uruapan:

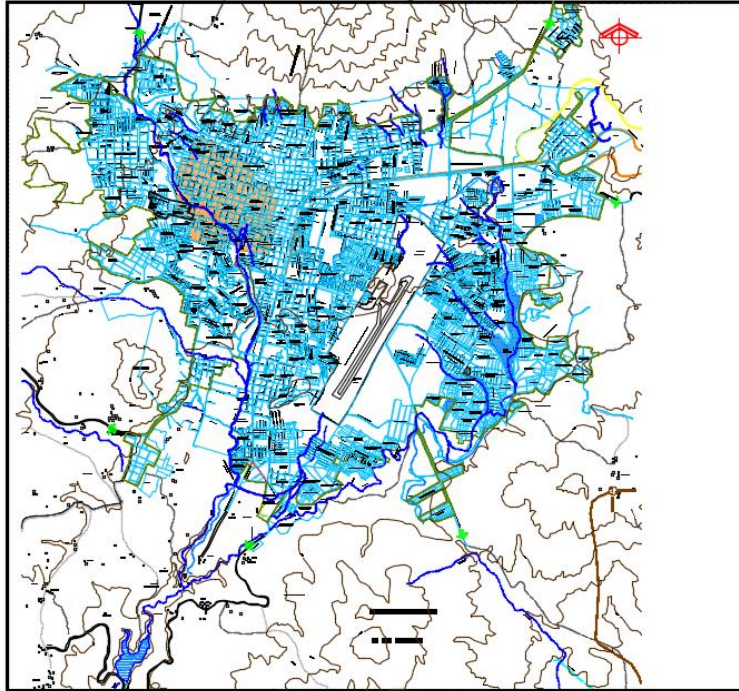


Imagen 3.3.- Plano en planta de la ciudad de Uruapan, Michoacán.

Fuente: Dirección de Desarrollo Urbano de Uruapan, Michoacán.

De manera más específica, el proyecto de investigación se encuentra localizado en la calle Reynosa No. 63 Col. Ampliación Revolución. Se encuentra en las coordenadas Latitud $19^{\circ} 40' 52.9''$ Norte y Longitud $102^{\circ} 04' 46.3''$ Oeste. El lugar en mención será destinado para uso habitacional. Las características geográficas de la zona son de igual manera que en la mayor parte de la ciudad, por tanto, las descripciones necesarias son como las antes mencionadas.

A continuación, se observa la ubicación del predio donde se realizará el proyecto:



Fotografía 3.1.- Fotografía satelital del sitio de estudio.

Fuente: Google Earth Pro.

3.3.2. Geología regional y de la zona en estudio.

La geología del Municipio de Uruapan según estudios obtenidos por el prontuario del INEGI (2009), está constituida por rocas formadas en los periodos plioceno-cuaternario, neógeno, cuaternario y cretácico. Compuesta por rocas ígnea intrusivas como el granito; rocas ígneas extrusivas mayormente compuestas por basaltos, brecha volcánica, tobas, andesitas; por último, las rocas sedimentarias como areniscas.

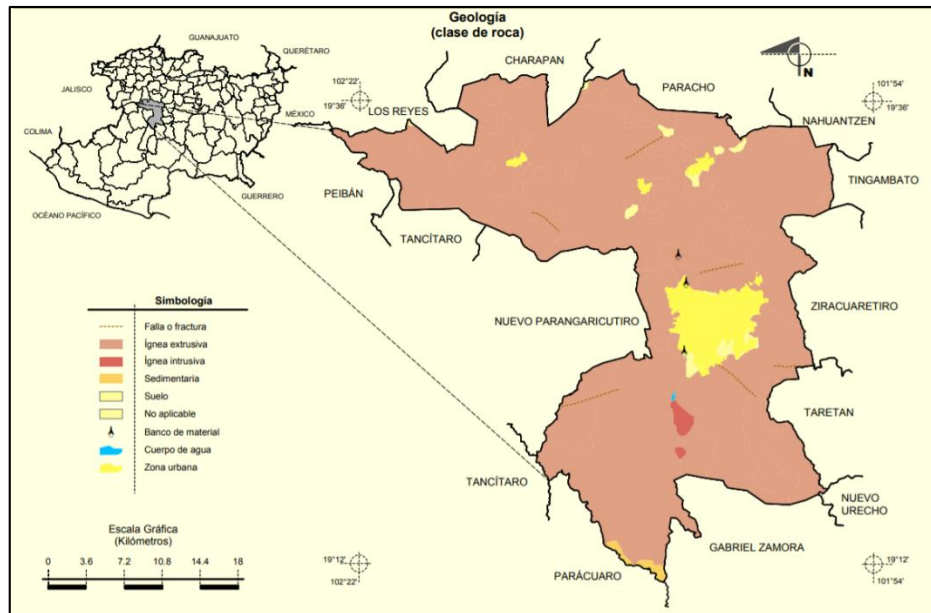


Imagen 3.3 Geología de Uruapan de acuerdo con la clase de roca.

Fuente: www3.inegi.org.mx

3.3.3. Hidrología regional y de la zona de estudio.

De acuerdo con información del INEGI (2009), el municipio se encuentra dentro de la región hidrológica río Balsas; perteneciente a la cuenca del río Tepalcatepec-Infiernillo; dentro de la subcuenca del río Cupatitzio en su mayoría de territorio. Cabe mencionar que el río Cupatitzio es el más importante de esta región, ya que es un importante afluente del río Balsas. Tiene un rango de precipitación que oscila entre los 800 y 1200 mm de precipitación. A continuación, se muestra un mapa del relieve del municipio en mención:

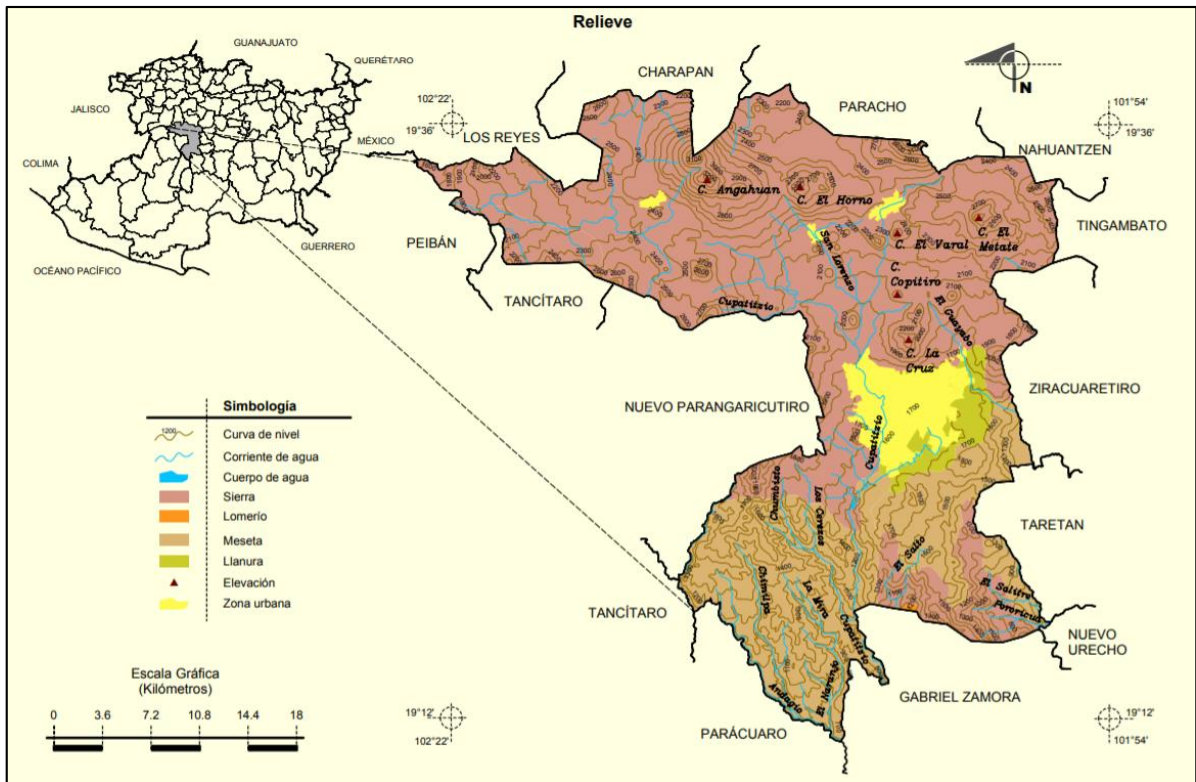


Imagen 3.4 Relieve de Uruapan.

Fuente: www3.inegi.org.mx

3.3.4. Uso de suelo regional y de la zona en estudio.

El uso principal del suelo de la región es forestal y, en menor impacto, agrícola y ganadero. De acuerdo con datos del INEGI (2009), la vegetación del municipio consta de un 30.57% destinado a la agricultura, un 5.57% de uso urbano, 54.19% de bosque, 4% de pastizal y 5.43% de selva. Así mismo, complementando esta información de acuerdo con la página <http://www.oeidrus.michoacan.gob.mx>, 3.6% pertenece a bosque de encino, 51.7% pertenece a bosque de pino y el 0.5% a selva baja caducifolia. A continuación, se muestra el uso de suelo del municipio:



Fotografía 3.2.- Vista frontal del lugar de proyecto.

Fuente: Propia.

Como se observa en la Fotografía 3.2, el edificio a proyectar colinda del paño izquierdo con una casa habitación y de lado derecho lindero con la calle, no se presenta ningún inconveniente para la realización del proyecto referente a problemas con los vecinos, ni al tránsito de vehículos.



Fotografía 3.3.- Vista longitudinal del lugar de proyecto.

Fuente: Propia.



Fotografía 3.4.- Vista frontal de vía de acceso secundaria por la Calle Puebla.

Fuente: Propia.

Como se puede observar en la fotografía 3.4, se cuenta con un área de terreno destinada para uso de área verde, por tanto, para los procesos de construcción esta área será benéfica para el depósito de materiales de construcción evitando así, problemas con la vialidad de la zona circundante.

3.4.1. Problemática.

Con el paso de los años la población de Uruapan ha ido en aumento, por lo que cada vez incrementa el número de personas que no encuentran un lugar para vivir accesible en cuestión de urbanización y se ven en la necesidad de construir conjuntos habitacionales a las afueras de la ciudad, propiciando el aumento de la mancha urbana. Por tanto, es necesario comenzar a implementar la construcción hacia arriba, como es el caso de la edificación en proyecto.

3.4.2. Estado físico actual.

Se acudió a la ubicación del predio para reiterar el estado físico que presenta y observar si cuenta con existentes inconvenientes para la realización del proyecto.



Fotografía 3.5.- Fotografía de las condiciones actuales del predio.

Fuente: Propia.

En la fotografía 3.5, se observa que actualmente el predio se encuentra cercado con malla ciclónica evitando así el ingreso de la población a manera de evitar destrozos al mismo. Posee muy poca vegetación, producto de un posible despalme previo. Cuenta con una construcción en madera en la parte del acceso secundario, sin embargo, se encuentra totalmente deshabitado.

3.5. Alternativas de solución.

Existen diferentes materiales con los que es posible la construcción de un edificio, como lo son el acero, el concreto armado, o una edificación que permita la relación entre estos dos materiales. El proyecto que se presenta en este trabajo de investigación se plantea completamente de acero. Sin embargo, otra alternativa de construcción sería el concreto armado o la combinación de los dos materiales. El

cambio de material en la edificación ocasionaría que el peso propio de la estructura aumente, así como también, las dimensiones de los elementos estructurales.

Así como puede cambiar el material de la edificación, se puede cambiar el uso que se le dé a la misma. El proyecto presente tiene como fin el uso habitacional de la edificación, sin embargo, el cambio de uso del edificio ocasionaría modificaciones en los planos, incluso, aumentando el número de elementos estructurales necesarios que, consecuentemente, aumentarían el costo de la edificación.

La edificación se plantea de manera vertical, debido que no es posible contar con espacio suficiente para la construcción por separado de conjuntos habitacionales, y la demanda de vivienda aumenta.

3.6. Proceso de análisis.

Para la obtención de los planos arquitectónicos del proyecto se consultó a la empresa Corporativo Gota S.A. de C.V. Los cálculos de diseño de elementos se pueden consultar en el Reglamento de Construcción de la Ciudad de México:

Para el cálculo y diseño del proyecto se emplean marcos rígidos constituidos por columnas y trabes, en los cuales se asentarán las losas.

El sistema estructural debe construirse de acuerdo con las especificaciones del plano del proyecto. En el caso de cambios o modificaciones, se debe analizar nuevamente el sistema, debido a que la estructura puede sufrir alteraciones en su comportamiento.

CAPÍTULO 4

METODOLOGÍA

En el presente capítulo se muestra la metodología empleada para la investigación de la tesis, donde se hablará acerca del método empleado, el enfoque de investigación, el alcance de investigación, el diseño de investigación, los instrumentos necesarios para recopilación de datos de investigación, así como la descripción del proceso de investigación.

4.1 Método empleado.

Para la realización de esta tesis, se utilizó el método científico. Argumenta Tamayo y Tamayo (2003), que el método científico es un procedimiento para descubrir las condiciones donde se presentan sucesos específicos, para lo cual, este se caracteriza por ser tentativo, verificable, de razonamiento riguroso y de observación empírica. “El método científico no es otra cosa que la aplicación de la lógica a las realidades o hechos reservados.” (Tamayo y Tamayo; 2003, 28)

El método científico es con conjunto de procedimientos en los cuales son planteados los problemas científicos, donde se ponen a prueba las hipótesis y los instrumentos de trabajo investigativo. Lo principal en el método científico no siempre es buscar la verdad en todo momento, sino el determinar los procedimientos para demostrar que algo es así, debido a que cada ciencia plantea un método especial de

acuerdo con la naturaleza de los hechos que estudiará, sin embargo, los pasos que hay que seguir están regulados por el método científico.

El comienzo del método científico está en la realidad de sus objetivos, es decir, esto no permite formular problemas de investigación generales, sino que es necesario delimitarlos; esto nos lleva a eliminar el plano subjetivo de la interpretación de la realidad. “Teoría y método van siempre juntos, mientras que la metodología es la parte instrumental de la investigación.” (Tamayo y Tamayo; 2003, 30)

4.1.1 Método matemático.

El método matemático permite determinar las incógnitas a partir de la solución del modelo de acuerdo con parámetros, que son valores conocidos del sistema o bien valores que se pueden controlar. Esto quiere decir, que de acuerdo con fórmulas matemáticas el modelo de estudio se interpreta a la realidad.

En la presente tesis es necesario el uso de este método, debido a que es el más cómodo para las necesidades del proyecto y, por otra parte, la precisión de los procesos matemáticos para el cálculo y verificación del comportamiento de la estructura presentada nos permite afirmar, o bien, rechazar la hipótesis planteada.

4.2 Enfoque de la investigación.

“La investigación es un conjunto de procesos sistemáticos, críticos y empíricos que se aplican al estudio de un fenómeno o problema” (Sampieri y Colaboradores; 20014: 4). La investigación que se aborda en la presente tesis es de enfoque cuantitativo.

De acuerdo con Roberto Sampieri y Colaboradores (2014), el enfoque cuantitativo es secuencial y probatorio. Cada etapa precede a la siguiente y no se pueden eludir pasos. El orden es riguroso, aunque se puede redefinir alguna fase.

El método cuantitativo parte de una idea que se va limitando, donde comienzan a formarse objetivos y preguntas de investigación. De estas preguntas se establecen hipótesis y se determinan variables; se traza algún diseño para probarlas; se miden las variables en determinados contextos; se analizan las mediciones obtenidas y se obtienen una serie de conclusiones.

En este trabajo de investigación se utilizó el enfoque cuantitativo ya que dentro de la presente tesis se realiza el diseño y análisis estructural de la superestructura de un edificio, por lo que es necesario la recolección de datos y, debido a que los datos son producto de mediciones, se representan con números; la interpretación de los números se utiliza para poder determinar las variables y, con esto, entender el comportamiento que el edificio presentará en la realidad.

4.2.1 Alcance de la investigación.

La investigación que se lleva a cabo en la presente tesis es de alcance descriptivo. Menciona Sampieri y Colaboradores (2014), que dentro de los estudios con alcance descriptivo lo que se busca es especificar las propiedades, las características y los perfiles ya sea de procesos, objetos o cualquier otro fenómeno sometido a un análisis. Esto quiere decir que, se pretende medir o recoger información de manera ya sea conjunta o independiente sobre los conceptos o las variables a las que se refiera, su objetivo no es indicar cómo se relacionan éstas.

El alcance descriptivo considera al fenómeno estudiado y sus componentes, miden conceptos y definen variables.

4.3 Diseño de la investigación.

Existen dos tipos de diseño de investigación: experimentales y no experimentales. Los diseños no experimentales se subdividen en dos tipos: los longitudinales o evolutivos y los transeccionales o transversales. El propósito del diseño es responder las preguntas de investigación, cumplir los objetivos de estudio y someter las hipótesis a prueba.

El diseño de investigación “Es el plan o estrategia que se desarrolla para obtener la información que se requiere en una investigación y responder al planteamiento.” (Sampieri y Colaboradores; 2014: 128)

La investigación que se lleva a cabo en la presente tesis es de tipo no experimental.

La investigación no experimental se refiere a “Estudios que se realizan sin la manipulación deliberada de variables y en los que sólo se observan los fenómenos en su ambiente natural para analizarlos” (Sampieri y Colaboradores; 2014: 152). Esto quiere decir que, son estudios donde no se hacen variar intencionalmente las variables independientes para ver su efecto sobre otras variables. La investigación no experimental sólo observa los fenómenos tal como se dan naturalmente en su contexto.

El estudio de investigación presente aparte de ser tipo no experimental corresponde a la clasificación de transversal o transeccional. Define Sampieri y Colaboradores (2014), que los diseños de investigación transversal o transeccional son aquellos que recolectan datos en un solo momento, en un tiempo único; donde el propósito es describir variables y analizar la influencia e interrelación en un momento dado.

4.4 Instrumentos de recopilación de datos.

Para la realización de este trabajo de investigación se utilizaron softwares tales como: AutoCAD 2015 para la elaboración del plano estructural, Microsoft Word 2016 para la elaboración del trabajo de investigación, Microsoft Excel 2016 para la realización de hojas de cálculo, ETABS para el análisis estructural del proyecto de este trabajo.

A continuación, se da una breve explicación acerca de cada uno de los softwares mencionados anteriormente:

a) AutoCAD.

Es un software de diseño asistido por computadora utilizado para dibujo en 2D y modelado 3D. Esta herramienta hace posible la creación de dibujos o planos genéricos, documentar proyectos de ingeniería, arquitectura, mapas o sistemas de información geográfica.

b) Microsoft Excel 2016.

Es una aplicación de hojas de cálculo perteneciente a la suite de Microsoft Office que permite realizar tablas y formatos que incluyan cálculos matemáticos mediante fórmulas ya sea utilizando operadores matemáticos o funciones.

c) ETABS.

Es un software perteneciente a la gama de programas de CSI (Computers & Structures Inc.) el cual nos permite obtener desde el modelado de la estructura hasta el análisis estructural y dimensionamiento de edificios.

d) Microsoft Word 2016.

Es un programa de computadora orientado al procesamiento de texto perteneciente a la suite de Microsoft Office que permite realizar todo tipo de documento textual.

e) Google Earth Pro.

Programa perteneciente a los SIG (Sistema de Información Geográfica), que permite la cartografía en base a fotografía satelital a través de un globo terráqueo virtual. En sus inicios fue creado por la compañía Keyhole Inc. Que más tarde sería comprada por Google en 2004, absorbiendo así la aplicación.

4.5 Descripción del proceso de investigación.

Se comenzó por la elección del tema que generara un interés mayor a otros, descartando así las otras posibles decisiones para el proyecto. Una vez fija la decisión al área de ingeniería, se procedió a la búsqueda de bibliografía referente al tema seleccionado, en forma de amparar la información que se presenta dentro de este trabajo de investigación. En función de la descripción de la información contenida en el trabajo de investigación, se optó por el uso de paráfrasis consecuente a los temas de selección dentro de las diferentes fuentes bibliográficas. Una vez concluida la parte teórica del trabajo, se procedió a la obtención de un proyecto real por medio de una constructora local para la ejecución de la parte práctica del trabajo de investigación.

La parte práctica consta de la propuesta estructural de la edificación, así como el análisis de esta en un programa de simulación tridimensional de nombre ETABS, posteriormente se procede al diseño de los elementos estructurales, acercándonos a las dimensiones óptimas para obtener el menor gasto posible al momento de la ejecución.

Por medio de un pre-dimensionamiento de elementos estructurales, esta simulación de la estructura permite arrojar los valores de las fuerzas actuantes, de manera que, sea posible obtener los valores más críticos de acuerdo a cada elemento y así proceder a su correcto dimensionamiento a través de una hoja de cálculo en Excel, hasta obtener la sección adecuada del perfil. Este proceso es cíclico, debido a que se debe repetir más de una vez, jugando así con las secciones de los perfiles hasta obtener la óptima.

Dentro de las conclusiones se determinó la confiabilidad del objetivo principal propuesto, dando certeza del resultado positivo del fin de este trabajo de investigación. Se muestra la bibliografía de las fuentes de datos utilizadas con el fin de que el lector pueda obtener datos completos si es que así lo requiera en cuanto a los temas de selección expuestos dentro de este trabajo de investigación.

Finalmente, se anexan planos con el propósito de enriquecer la investigación presentada.

CAPÍTULO 5

CÁLCULO, ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

En el presente capítulo se muestran los resultados de la investigación obtenida, enfatizando los cálculos, métodos y procedimientos por los cuales se analizó y diseñó la superestructura, cumpliendo con el objetivo principal de la tesis.

5.1 Descripción y consideraciones generales.

El proyecto de la superestructura está conformado por cinco niveles estructurales, destinados para el uso habitacional. El edificio cuenta con un largo de 18.70 metros, en la vista frontal del edificio con un ancho de 22.00 metros y una altura total de la edificación de 18.00 metros. Las plantas del edificio satisfacen una distribución de espacio similar, debido a que se generó una planta tipo para todos sus niveles, que permite que la edificación se mantenga distribuida equitativamente dentro de cada nivel de la misma. La estructura está repartida con capacidad para 2 departamentos por nivel, lo que nos da un resultado de 10 departamentos en toda la estructura.

A continuación, se presenta la Planta Arquitectónica para una mejor idealización de las dimensiones descritas.

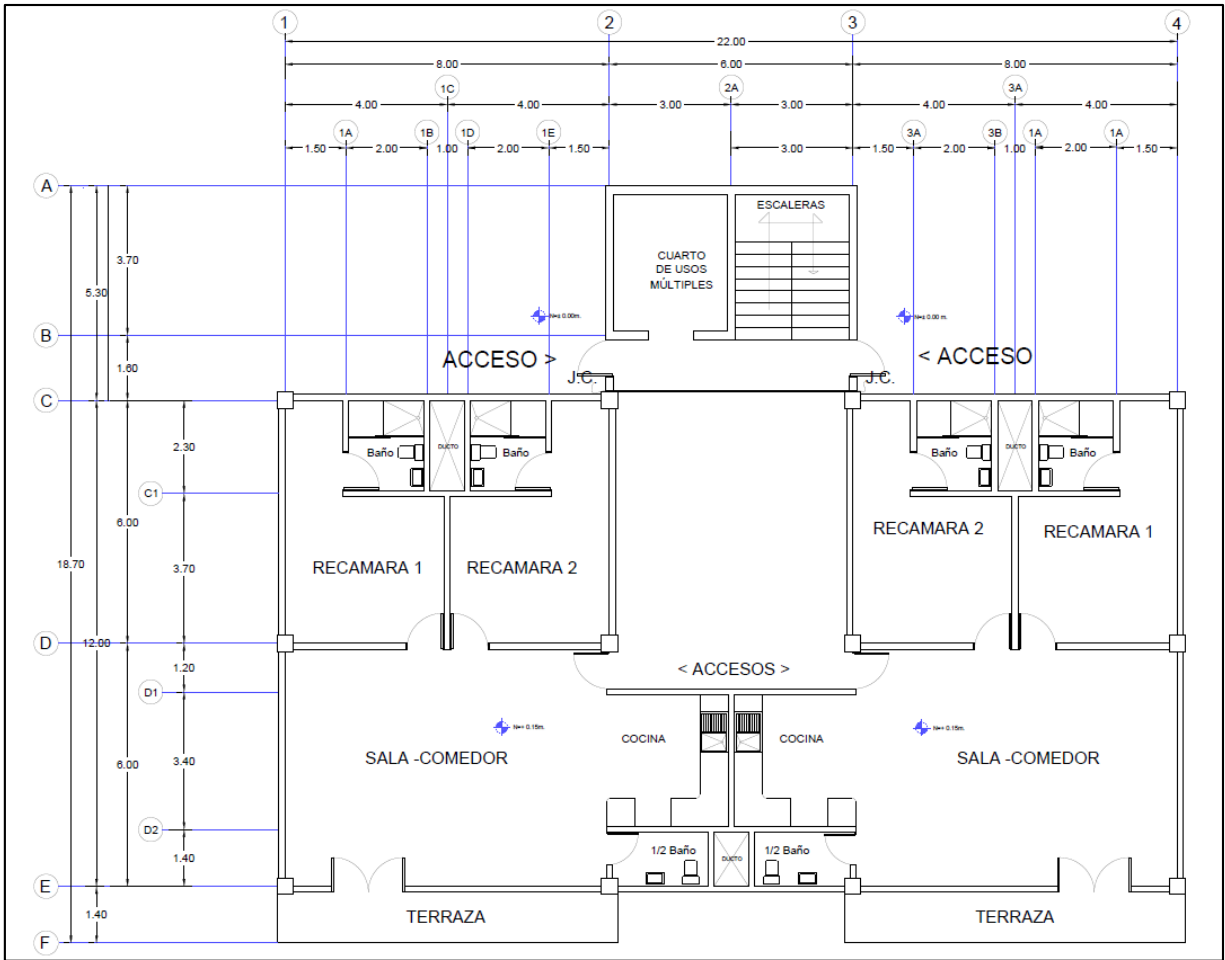


Imagen 5.1.- Planta Arquitectónica Tipo

Fuente: Propia.

El sistema estructural de este edificio es a base de marcos, formados por columnas y travesaños; como se mencionó anteriormente, sólo se diseñó la superestructura del edificio, por lo que, el material estructural para los elementos será el acero y el concreto utilizado en la losacero.

Para el uso de fórmulas y factores de análisis y diseño de este trabajo de investigación, se usará como herramienta el Reglamento de Construcciones para el

Distrito Federal (RCDF) en su versión más actual (2017), así como las Normas Técnicas Complementarias (NTC) para las construcciones en acero.

A su vez para las cargas necesarias en los cálculos como son: cargas muertas, cargas vivas y cargas accidentales, el RCDF (2017) cuenta con un apartado dando valores dependiendo de las condiciones en específico.

5.2 Pre-dimensionamiento de los elementos estructurales.

Para conocer el comportamiento de la estructura, es necesario comenzar por determinar las dimensiones de los elementos, para así poder calcular con precisión los esfuerzos actuantes en los mismos. Sin embargo, no es muy común que el ingeniero calculista logre determinar las dimensiones correctas de los elementos al primer intento, por lo tanto, se comienzan a determinar secciones transversales de manera orientativa que sirven como base para un cálculo de comprobación y reajuste de las dimensiones definitivas de las secciones. A este proceso realizado previamente al cálculo se le conoce como pre-dimensionamiento.

A continuación, se muestran las especificaciones tanto del material como de los perfiles utilizados orientativamente de cada elemento para obtener información acerca del comportamiento que presenta la estructura:

- 1) Para las traveses se manejan 3 diferentes secciones IPR, las cuales son de acero A992-50, con límite de fluencia de 3515 kg/cm².

TABLA SECCIONES PARA VIGAS					
Sección	Designación (mm x kg/m)	d (mm)	t (mm)	Tipo de Acero	Observaciones
TM-1	IR 203 x 46.2	203	7.2	A992-50	Vigas Primarias en el perímetro de la estructura
TM-2	IR 203 x 59.3	210	9.1	A992-50	Vigas Primarias en el centro de la estructura
TS-1	IR 203 x 15	200	4.3	A992-50	Vigas Secundarias en ejes longitudinal y transversal

Tabla 5.1.- Secciones para Vigas.

Fuente: Propia.

- 2) Para las columnas se maneja 1 sección de IPR, la cual es de acero A992-50, con límite de fluencia de 3515 kg/cm².

TABLA SECCIONES PARA COLUMNAS					
Sección	Designación (mm x kg/m)	d (mm)	t (mm)	Tipo de Acero	Observaciones
C-1	IR 305 x 158	327	15.5	A992-50	Columnas Generales

Tabla 5.2.- Secciones para Columnas.

Fuente: Propia.

- 3) Para los contravientos se maneja 1 sección de HSS, la cual es de acero A500-B, con límite de fluencia de 3240 kg/cm².

TABLA SECCIONES PARA CONTRAVIENTOS					
Sección	Designación (mm x mm x kg/m)	d (mm)	t (mm)	Tipo de Acero	Observaciones
CV-1	HSS 102 x 4.8 x 14.02	102	4.8	A992-50	Columnas Generales

Tabla 5.3.- Secciones para Contravientos.

Fuente: Propia.

- 4) Para la losacero se utiliza una sección 4 calibre 22 de acero A653, cuyo límite de fluencia es de 2320 kg/cm², con 5 cm de concreto, el cual tiene una resistencia de 200 kg/cm² en la capa de compresión. Se colocará malla electrosoldada 6x6 – 6/6 como acero de refuerzo por temperatura.

TABLA SECCIONES PARA LOSACERO					
Sección	Espesor del Concreto sobre la cresta (cm)	Calibre	F'c del Concreto (Kg/cm ²)	Tipo de Acero	Observaciones
Tipo 4	5	24	200	A653	Losacero para Azotea
Tipo 4	5	24	200	A653	Losacero para Entrepiso

Tabla 5.4.- Secciones para Losacero.

Fuente: Propia.

5.3 Análisis de cargas.

De acuerdo con el uso de la estructura que se presenta en este trabajo de investigación se verifican los valores necesarios de carga de acuerdo con la mostrada tabla 2.4, proveniente del Reglamento de Construcción para el Distrito Federal (RCDF 2017), con esto se procede a realizar el análisis de cargas correspondientes que solicitarán a la estructura durante su vida útil para poder obtener valores que nos permitan comenzar con el cálculo de los elementos estructurales y el dimensionamiento de estos.

5.3.1. Cargas en losa de azotea.

A continuación, se presentan los resultados de las cargas consideradas:

Cargas muertas en losa de azotea:

Nivelación para pendiente (10cm)	0.21 ton/m ²
Carga adicional por reglamento	0.04 ton/m ²
Falso Plafón	0.04 ton/m ²
Instalaciones	0.02 ton/m ²
Concreto f'c=250 kg/cm ²	0.204 ton/m ²
Calentador solar	0.04 ton/m ²
Total Cargas Muertas	0.514 ton/m ²

Cargas vivas en losa de azotea:

Carga viva máxima	0.10 ton/m ²
Carga viva instantánea o accidental	0.07 ton/m ²

5.3.2. Cargas en losas de entrepiso.

A continuación, se presentan los resultados de las cargas consideradas:

Cargas muertas en losa de entrepiso:

Nivelación para pendiente (2cm)	0.042 ton/m ²
Carga adicional por reglamento	0.04 ton/m ²
Falso plafón	0.04 ton/m ²
Concreto f'c=250 kg/cm ²	0.204 ton/m ²
Instalaciones	0.02 ton/m ²
Vitropiso (Terrazo)	0.055 ton/m ²
Total Cargas Muertas	0.401 ton/m²

Cargas vivas en losa de entrepiso:

Carga viva máxima	0.19 ton/m ²
Carga viva instantánea o accidental	0.10 ton/m ²

5.4 Modelación de la estructura.

Para el diseño y análisis de la superestructura es necesario hacer el modelo tridimensional con los datos del plano generado como propuesta estructural, para determinar el dimensionamiento adecuado de cada uno de los elementos, ingresando la información como se define a continuación en el programa ETABS.

Se requiere determinar la distribución de elementos por medio de un sistema coordenado, utilizando el sistema cartesiano para el dibujo de los ejes y así formar la cuadrícula, como se muestra a continuación:

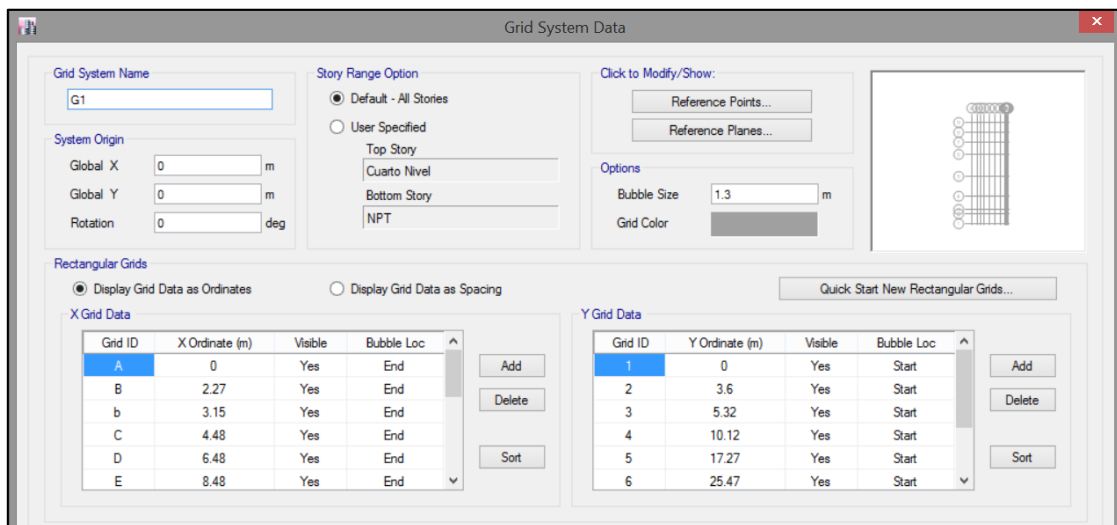


Imagen 5.2.- Dibujo de ejes a través de coordenadas.

Fuente: Propia.

Una vez ya hecho el sistema cuadrulado, se prosigue con la definición de los materiales de los elementos, donde se agregan las especificaciones de cada uno, tomando en cuenta el nombre del material, tipo de material, su peso por unidad de volumen, su masa por unidad de volumen, sus propiedades mecánicas y esfuerzos, como se muestra a continuación:

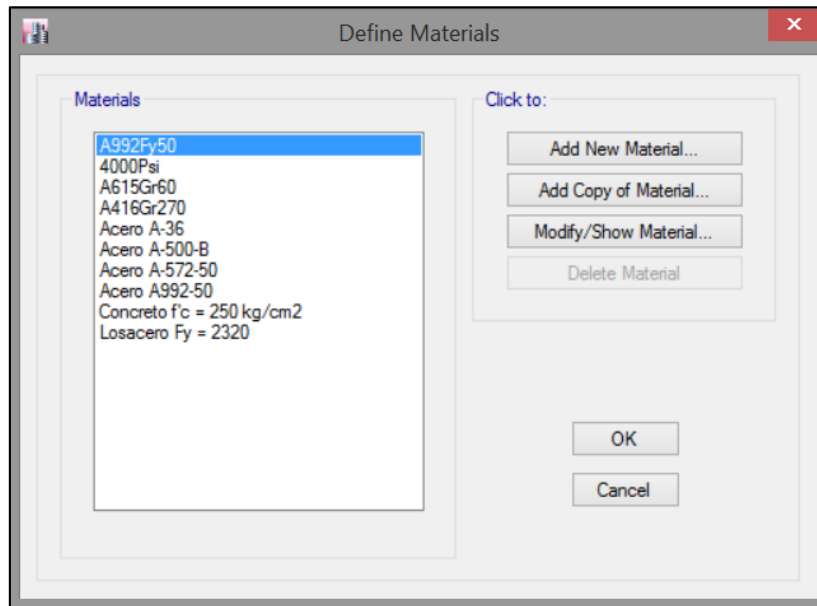


Imagen 5.3.- Definición de materiales.

Fuente: Propia.

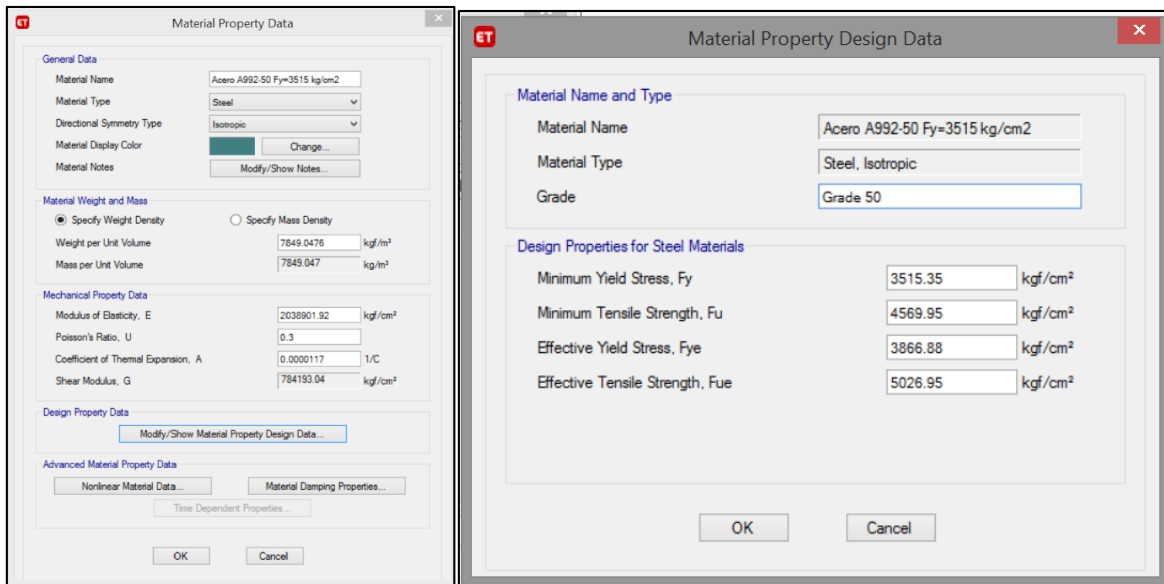


Imagen 5.4.- Definición de las propiedades de los materiales.

Fuente: Propia.

Una vez considerados los materiales, se definen las propiedades de las secciones que conformarán a los elementos estructurales, donde se define nombre, se agrega el tipo de material de los considerados anteriormente, así como las características geométricas de la sección. Para el correcto dimensionamiento de cada elemento, se realizó una propuesta inicial de los perfiles tanto para trabes en sus diferentes jerarquizaciones: primarias y secundarias, como para las columnas con una sección IPR de 10 x 35. Tomando como base esta sección, al correr el análisis del modelado se generarán los momentos correspondientes para así determinar una sección adecuada.

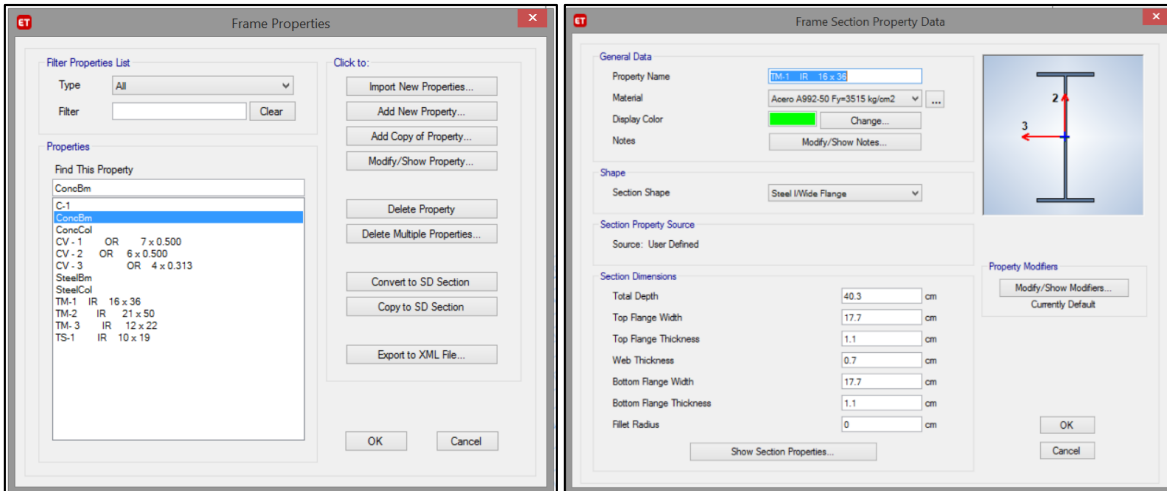


Imagen 5.5.- Propiedades de las secciones.

Fuente: Propia.

Una vez que ya se cuenta con los materiales y las secciones de los elementos estructurales definidos, se procede a realizar la estructuración del edificio en la cuadrícula realizada, tomando como base los planos arquitectónicos y la propuesta estructural generada para este trabajo de investigación. Se comenzó por dibujar las columnas de manera vertical en forma ascendente. Una vez dibujadas las columnas, se dibujaron las traveses principales comenzando por los ejes de fachada hacia los ejes de fondo, las traveses primarias que componen la estructura transversal se dibujaron en sentido de izquierda a derecha, y las traveses secundarias se dibujaron comenzando por los ejes de fachada hacia los ejes de fondo. Todos los elementos se dibujan en el mismo sentido para que el programa no genere errores y los elementos se encuentren correctamente orientados.

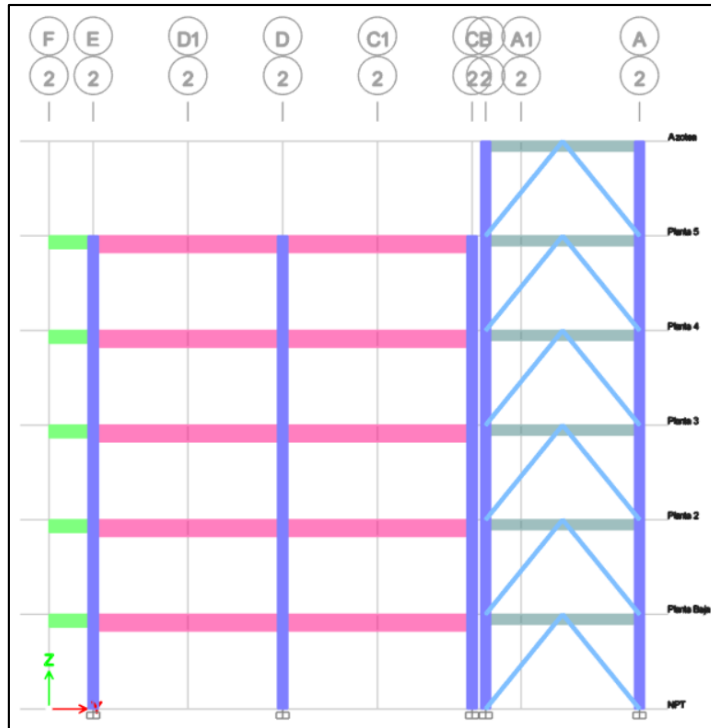


Imagen 5.6.- Alzado en el eje 2.

Fuente: Propia.

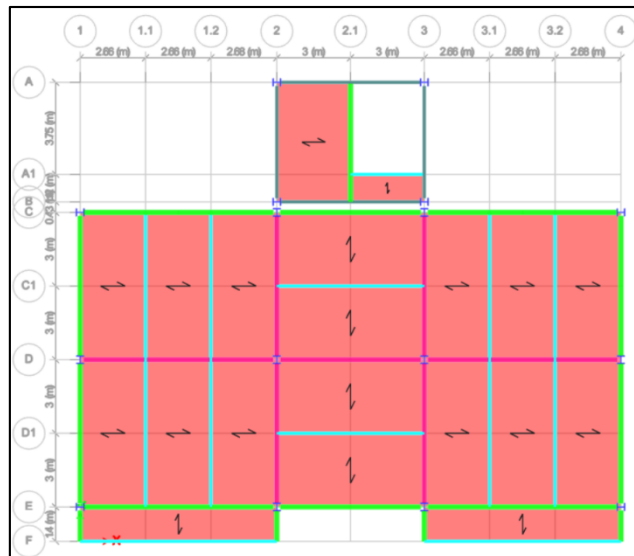


Imagen 5.7.- Vista en planta del primer nivel.

Fuente: Propia.

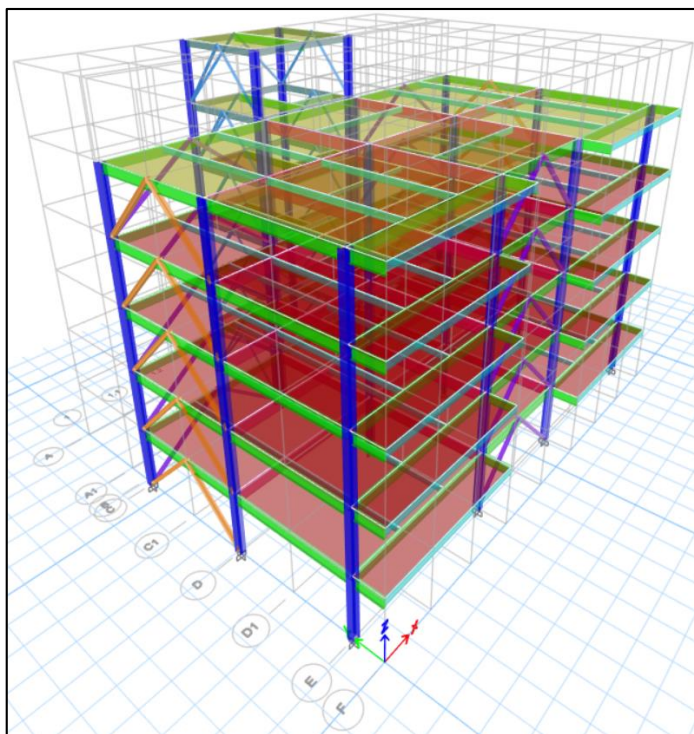


Imagen 5.8.- Vista en 3D de la superestructura.

Fuente: Propia.

Una vez dibujados todos los elementos estructurales que conforman la estructura, se definen los diferentes tipos de cargas que solicitan la estructura, carga muerta, carga viva, carga viva accidental y los sismos.

Ya definidas las cargas, se procede a realizar diferentes combinaciones entre ellas para así someter a la edificación en acciones que puedan presentarse durante su vida útil. Las combinaciones de cargas utilizadas en esta estructura son las siguientes:

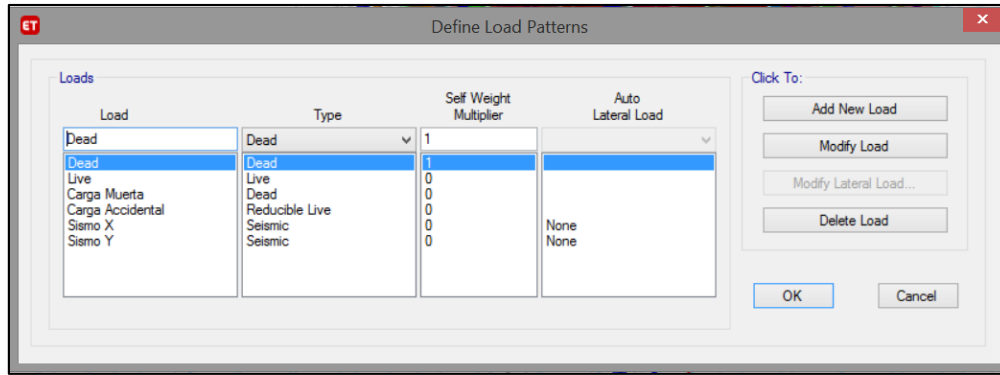


Imagen 5.9.- Definición de tipos de cargas.

Fuente: Propia.

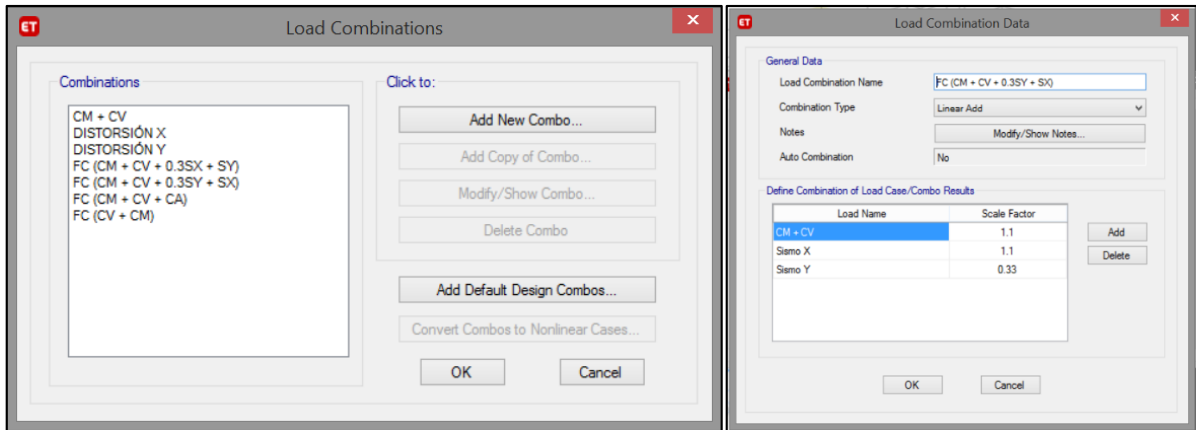


Imagen 5.10.- Combinaciones de cargas.

Fuente: Propia.

Una vez teniendo las combinaciones, se generan los espectros de respuesta sísmica, los cuales están sujetos a la zona sísmica donde se encuentra el proyecto, la clasificación de la estructura, el tipo de suelo, el factor sísmico Q y el factor de corrección por irregularidad I.

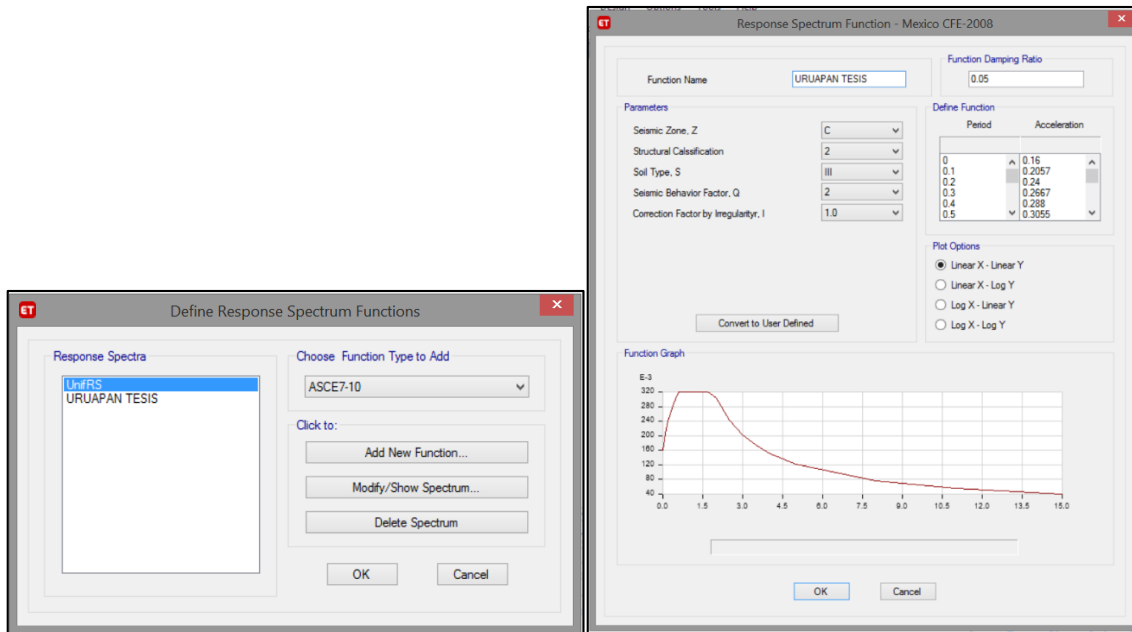


Imagen 5.11.- Espectro de respuesta sísmica.

Fuente: Propia.

Se procede a realizar la colocación de las cargas que solicitarán la estructura, se utilizarán solo aquellas necesarias para la función del proyecto; dichas selecciones están definidas en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF 2017).

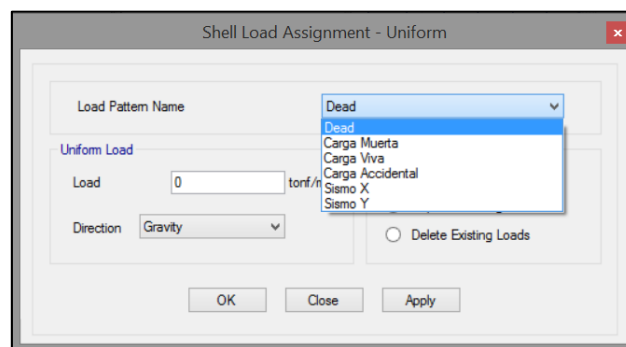


Imagen 5.12.- Asignación de cargas en las losas.

Fuente: Propia.

Ahora también, se definen los patrones de carga producidos por la masa para el cálculo de las fuerzas sísmicas. Esto se determina para que el programa pueda definir las masas que se tomarán en cuenta, para poder obtener un cálculo de las fuerzas del sismo.

De acuerdo con la segunda ley de Newton, se establece que la fuerza es igual a la multiplicación de la masa por la aceleración, teniendo en cuenta esta ley, la aceleración está dada por el sismo que multiplica una masa para obtener una fuerza equivalente, y posteriormente, esta fuerza equivalente es la influye en el resultado del comportamiento de los elementos sujetos a las cargas sísmicas.

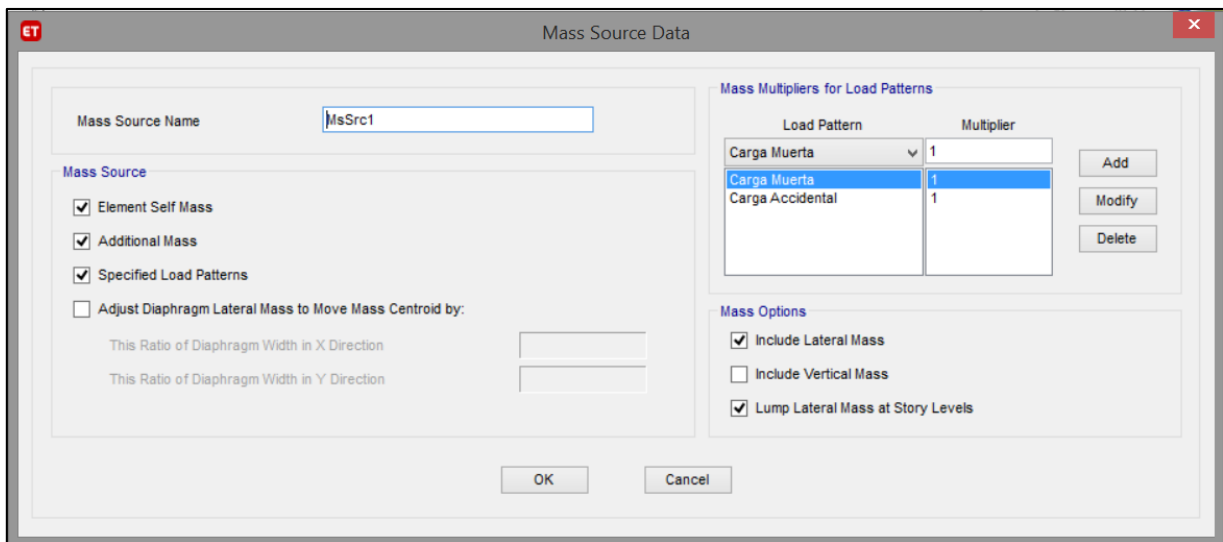


Imagen 5.13.- Definición del valor de la masa para las cargas.

Fuente: Propia.

5.5 Diseño de elementos estructurales.

Para diseño de la superestructura que se analizará en el presente trabajo de investigación, se generó un modelo tridimensional por medio del programa ETABS que permite simular el comportamiento de la construcción, lo que proporciona datos para determinar las dimensiones adecuadas de los elementos que la conforman.

Para el cálculo de los elementos en acero, por medio del programa ETABS en el apartado de Diseño de Marcos en Acero (Steel Framing Design) se modificó su característica para que la superestructura trabaje como OMF (Ordinary Moment Frame) que significa Marcos de Momento Ordinario y se seleccionaron las combinaciones de carga de diseño.

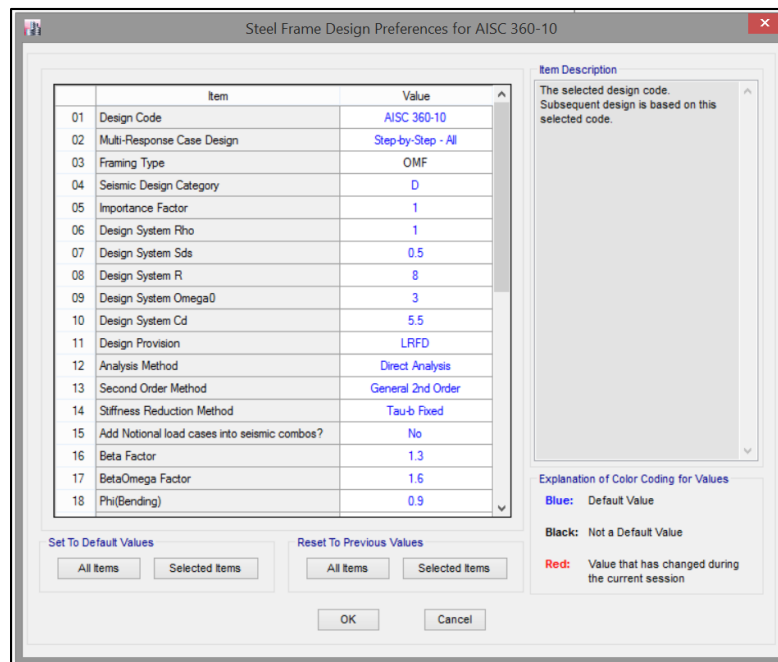


Imagen 5.14.- Preferencias de diseño de marcos de acero.

Fuente: Propia.

Ya que se definieron las características propias de los marcos de acero, se realiza un análisis y diseño por medio del programa para todos los elementos estructurales que conforman la superestructura; una vez que se corre el análisis mencionado, el programa muestra un valor en la parte inferior de cada elemento, mismo que indica el porcentaje de trabajo que efectúa el elemento, siendo así, un valor menor a 1.0 explica que las cargas sometidas en el elemento son menores al 100% de su trabajo normal, respectivamente valores mayores a 1.0 para cargas que exceden el trabajo normal del elemento.

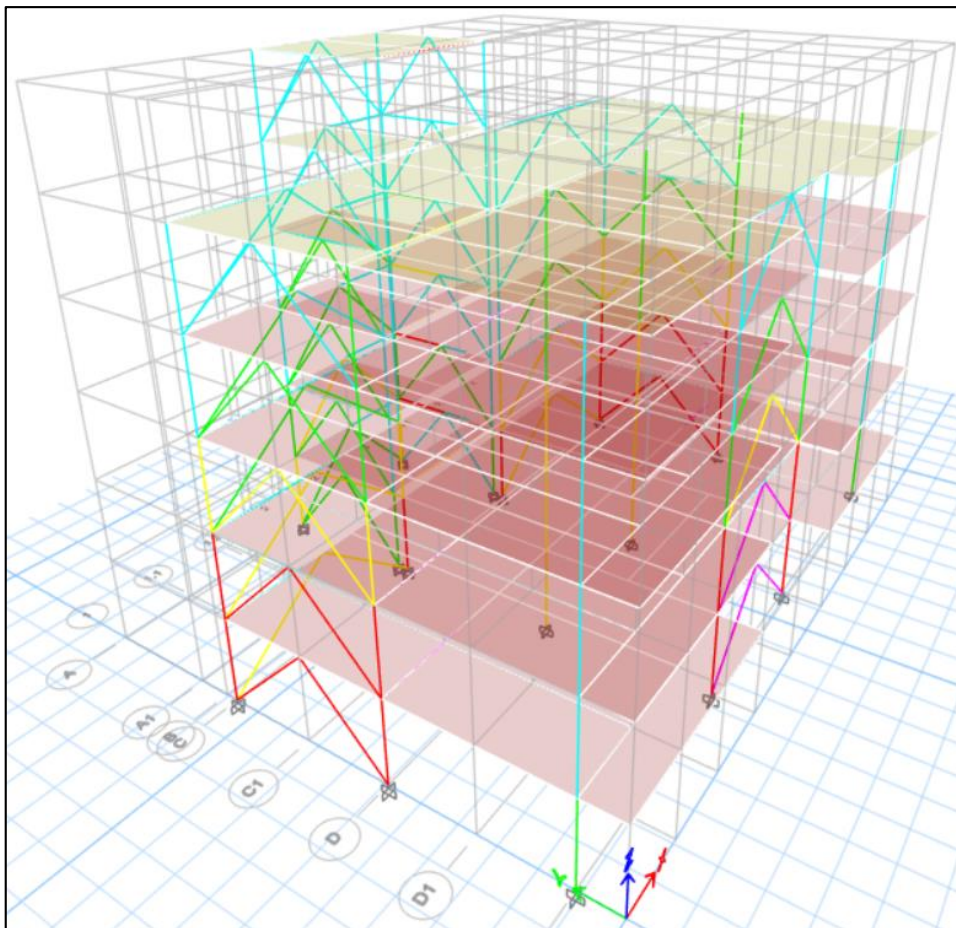


Imagen 5.15.- Valores de diseño de los elementos estructurales.

Fuente: Propia.

5.5.1 Diseño de losas.

La edificación que se presenta, cuenta con un sistema de losas formadas por losacero tanto en azotea como en las losas de entrepiso. A continuación, se muestra el método empleado para determinar la correcta sección de la losacero.

Se propuso una losacero de sección tipo 4, por lo que para la revisión del perfil se utilizó el Manual de Losacero IMSA.

Losacero Sección 4 Sobrecargas Admisibles (kg/m²)													
Cal.	espesor de conc. (cm)	Separación entre apoyos (m)											
		1.8	2	2.2	2.4	2.6	2.8	3	3.2	3.4	3.6	3.8	4
24	5	1840	1462	1182	969	804	672	566	479	407	347	296	252
	6	2000	1649	1334	1094	907	759	640	542	461	393	335	286
	8	2000	2000	1638	1344	1115	933	787	667	586	485	414	354
	10	2000	2000	1941	1593	1323	1108	934	793	675	576	493	422
22	5	2000	1895	1465	1207	1006	846	717	612	525	452	390	337
	6	2000	2000	1656	1356	1138	958	812	693	595	512	442	383
	8	2000	2000	2000	1681	1402	1181	1002	856	735	634	548	474
	10	2000	2000	2000	2000	1666	1404	1192	1019	875	755	653	566
20	5	2000	2000	1772	1464	1225	1035	882	756	652	565	492	429
	6	2000	2000	2000	1660	1389	1174	1001	859	741	643	559	488
	8	2000	2000	2000	2000	1717	1452	1238	1064	919	797	694	607
	10	2000	2000	2000	2000	2000	1730	1476	1269	1096	952	830	725
18	5	2000	2000	2000	1908	1603	1361	1165	1005	873	762	667	587
	6	2000	2000	2000	2000	1826	1551	1328	1146	996	869	763	671
	8	2000	2000	2000	2000	2000	1930	1655	1429	1242	1085	953	840
	10	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	1711	1488	1301	1143	1008
12	5	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	1735	1517	1334	1177

Tabla 5.5.- Sobrecarga admisible en perfil de losacero sección 4 con conectores para cortante.

Fuente: Manual de losacero IMSA.

Para poder determinar el calibre de nuestro perfil de losacero de acuerdo con la Tabla 5.1, debemos obtener la relación entre la sobrecarga del claro con la separación entre los apoyos de la losa.

En el caso de este trabajo de investigación, la separación de las losas se determinó de acuerdo con las vigas secundarias, las cuales tienen una separación de 3 metros centro a centro entre cada una de ellas.

Losacero para azotea.

De acuerdo con el análisis de cargas obtenido anteriormente, la sobrecarga de las losas es igual a la combinación de la carga muerta más la carga viva, lo que nos da una sobrecarga total de 0.654 ton/m^2 .

Una vez obtenida la separación y la sobrecarga, se determina que se utilizará losacero sección 4 calibre 22, con 5cm de espesor de concreto libre sobre la cresta del panel, la cual tiene una resistencia a sobrecargas de hasta 0.717 ton/m^2 lo cual es superior para la sobrecarga obtenida en el análisis de cargas. El esfuerzo a la compresión del concreto debe tener una resistencia mínima de 200 kg/cm^2 . Se colocará malla electrosoldada 6x6 – 6/6 como acero de refuerzo por temperatura.

De acuerdo con especificaciones del Manual de losacero IMSA, para el traslape longitudinal de los paneles, se recomienda hacer un cosido con alambre galvanizado a cada 30cm como máximo.

Losacero para entrepiso.

De acuerdo con el análisis de cargas obtenido anteriormente, la sobrecarga de las losas es igual a la combinación de la carga muerta más la carga viva, lo que nos da una sobrecarga total de 0.591 ton/m^2 .

Una vez obtenida la separación y la sobrecarga, se determina que se utilizará losacero sección 4 calibre 22, con 5cm de espesor de concreto libre sobre la cresta del panel, la cual tiene una resistencia a sobrecargas de hasta 0.717 ton/m^2 lo cual es superior para la sobrecarga obtenida en el análisis de cargas. El esfuerzo a la compresión del concreto debe tener una resistencia mínima de 200 kg/cm^2 . Se colocará malla electrosoldada 6x6 – 6/6 como acero de refuerzo por temperatura.

De acuerdo con especificaciones del Manual de losacero IMSA, para el traslape longitudinal de los paneles, se recomienda hacer un cosido con alambre galvanizado a cada 30cm como máximo.

5.5.2 Diseño de vigas.

A continuación, se muestra el desglose del cálculo y los resultados de las diferentes secciones de vigas presentadas dentro de la estructura, así como una comparación entre los resultados obtenidos de acuerdo al cálculo manual de los elementos y los valores arrojados por el programa ETABS.

Vigas primarias TM - 1

Para el análisis de las vigas se consideraron los diagramas de momento obtenidos en el programa de acuerdo con la combinación que rige la cual es $F_c (C_v + C_m)$ debido a que fué la combinación más desfavorable para este esfuerzo mecánico ya que presenta los valores más altos.

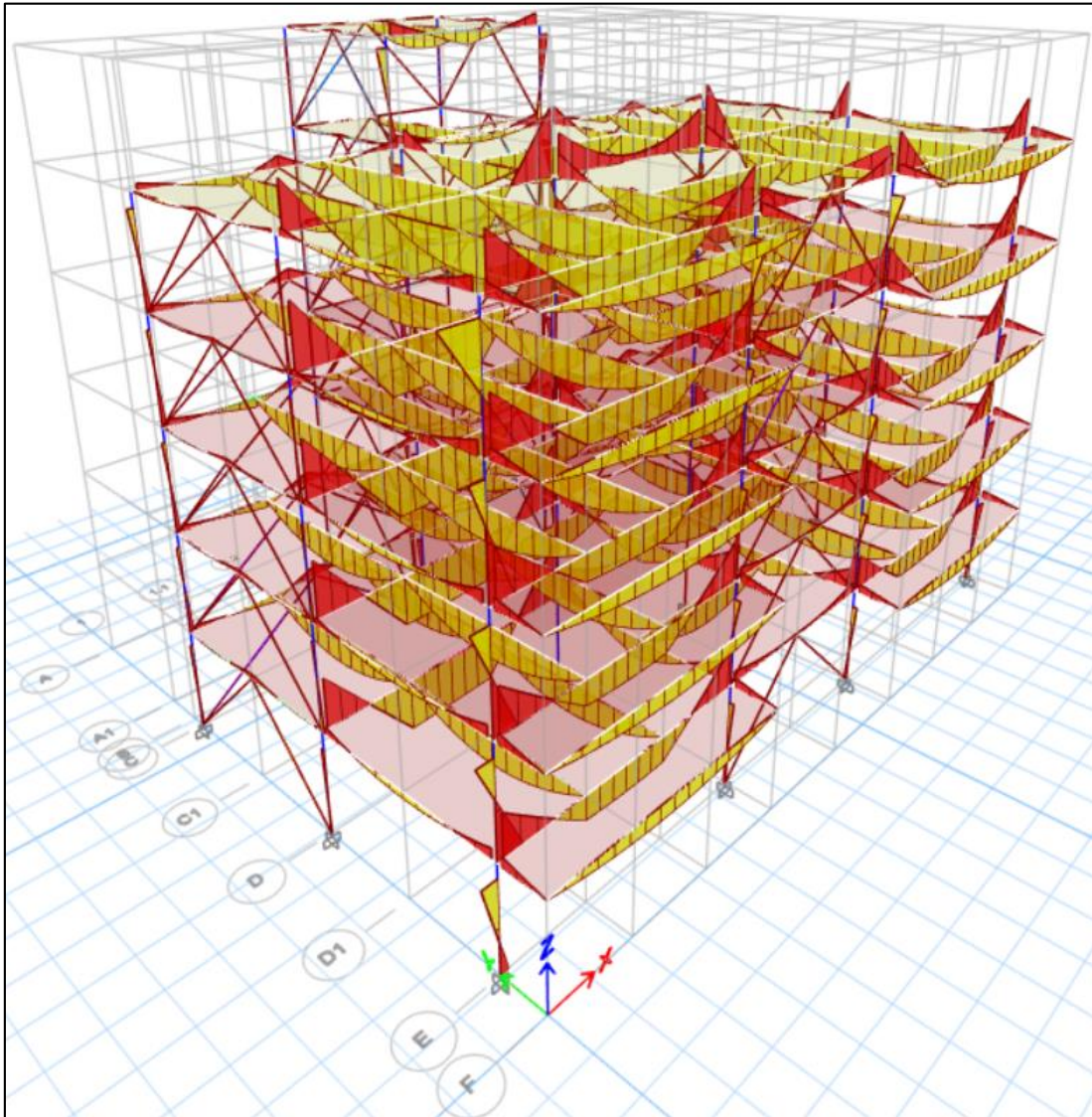


Imagen 5.16.- Diagramas de momentos en la superestructura.

Fuente: Propia.

Para el diseño de los elementos estructurales se utilizó el método de diseño de elementos en flexión con las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcción para el Distrito Federal (2017). A continuación, se presenta el elemento seleccionado para diseño.



Imagen 5.17.- Vista en planta de los valores de diseño de los elementos estructurales resaltando el seleccionado para el análisis.

Fuente: Propia.

Una vez que se revisaron los datos de los elementos de cada nivel, se selecciona el elemento que presente los esfuerzos de trabajo más altos para así proceder a diseñar una sección más factible a estos esfuerzos. Para la revisión estructural de este proyecto el elemento se encuentra en el cuarto nivel de la

estructura. A continuación, se muestran los diagramas de cortante y de momento del elemento que presenta mayores esfuerzos de trabajo:

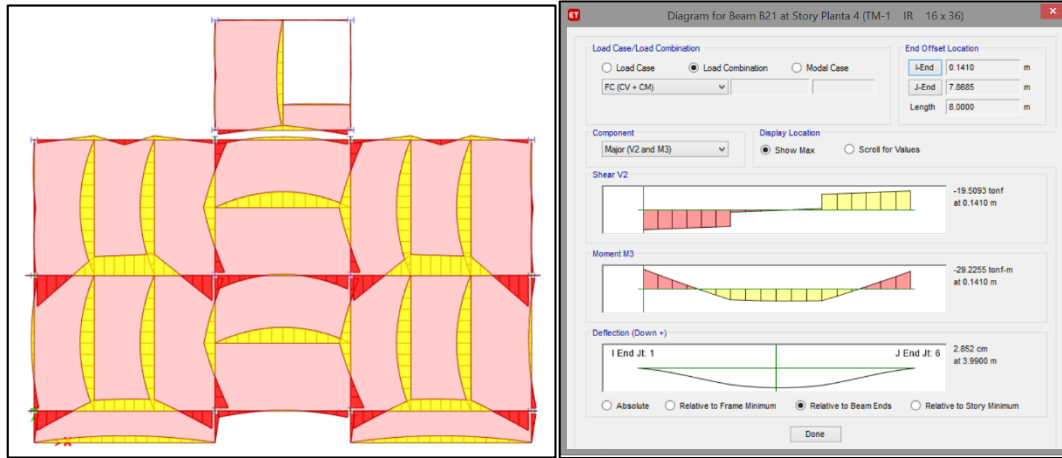


Imagen 5.18.- Diagrama de momento de elemento a diseñar.

Fuente: Propia.

Ahora de acuerdo con la geometría del perfil propuesta, en el caso de las vigas es un perfil IR, y utilizando los valores obtenidos de acuerdo con el análisis del programa, se toman los siguientes datos para poder diseñar la sección:

DATOS GENERALES		
Carga P =	0.3003	ton
Longitud L =	8	m
Long. de Arriostramiento =	4.4	m

DATOS DE LA SECCIÓN				
Sección Tipo =	IR	16	x	36
Peralte Total dw =	402.844	mm	0.402844	m
Espesor del Alma tw =	7.493	mm	0.007493	m
Ancho del Patín bf =	177.419	mm	0.177419	m
Espesor del Patín tf =	10.922	mm	0.010922	m
Módulo Plástico Zx =	1048.7721	cm ³	0.001048772	m ³
Módulo Elástico Sx =	926	cm ³	0.000926	m ³
Inercia en el eje Y Iy =	1020	cm ⁴	0.0000102	m ⁴
Área de la Sección A =	68.4	cm ²	0.00684	m ²
Constante de Torsión Saint Venant J =	22.5	cm ⁴	0.000000225	m ⁴

Otros Datos		
Factor de Resistencia F.R. =	0.9	Flexión
Módulo de Elasticidad del Acero E =	2040000	kg/cm ²
Módulo de Elasticidad al Corte G =	784000	kg/cm ²
Esfuerzo de Fluencia Fy =	3515	kg/cm ²
Factor de Carga F.C. =	1.1	Carga que Rige
Momento Menor M1 =	0.0006	ton*m
Momento Mayor M2 =	29.2899	ton*m

Se procede a clasificar el patín y el alma de la sección en uno de los tres diferentes tipos de clasificaciones:

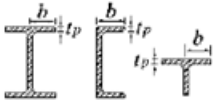
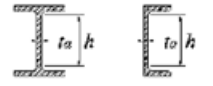
Descripción del elemento	λ	λ_{pl} Sección tipo 1	λ_p Sección tipo 2	λ_e Sección tipo 3	Ejemplos
Patines de secciones laminadas I, H, canales y tés	b / t_p	$0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Almas de secciones I y H con dos ejes de simetría y de canales	h / t_a	$2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

Tabla 5.6.- Clasificación del alma y patín.

Fuente: RCDF; 2017: 147.

Para el cálculo del patín se utilizará la siguiente fórmula:

$$Patín = \frac{bf/2}{tf} = \frac{177.419/2}{10.922} = \mathbf{8.12}$$

Para el cálculo del alma se utilizará la siguiente fórmula:

$$Alma = \frac{d - 2tf}{tw} = \frac{402.844 - 2(10.922)}{7.493} = \mathbf{50.85}$$

Sustituyendo los valores en las fórmulas del tipo de sección, y comparando con cada una el valor obtenido en el patín, se determina que el patín es tipo 2.

Sustituyendo los valores en las fórmulas del tipo de sección y comparando con cada una el valor obtenido en el alma, se determina que el alma es tipo 1.

Una vez que se clasifica la sección para la determinación de su tipo, se procederá a revisar la existencia de pandeo lateral:

Se revisará la existencia de sujeción lateral ($L \leq Lu$).

De acuerdo con las NTC para la construcción en acero se revisa el factor de pandeo lateral por flexotorsión (C_b), a continuación, se muestra la fórmula y su sustitución:

$$C_b = \left(0.6 - 0.4 \frac{M1}{M2}\right)^{-1} \leq 2.5$$

$$\left(0.6 - 0.4 \frac{0.0006}{29.2255}\right)^{-1} = \mathbf{1.667 \leq 2.5}$$

Como C_b debe ser menor o igual a 2.5, entonces se acepta este valor para los cálculos subsecuentes.

Ahora se procede a realizar el cálculo de la constante de torsión por alabeo (C_a), la cual se calcula con la siguiente fórmula, expresando la sustitución posteriormente:

$$C_a = \frac{I_y * (d - t_f)^2}{4} = \frac{1020 * (40.2844 - 1.0922)^2}{4} = \mathbf{391,687.278 \text{ cm}^6}$$

X_u es un factor para calcular la longitud característica L_u , la cual se determina tomando la constante de torsión de Saint-Venant (J) y el módulo de elasticidad al corte (G) como $784,000 \text{ kg/cm}^2$, se calcula con la fórmula:

$$X_u = 3.22 X_r = (3.22) * (3.28) = \mathbf{10.549}$$

$$X_r = \frac{4}{3} * \frac{Z_x * F_y}{C_b * G * J} * \sqrt{\frac{C_a}{I_y}} = \frac{4}{3} * \frac{(1048.7721) * (3515)}{(1.667) * (784000) * (22.5)} * \sqrt{\frac{391687.278}{1020}}$$

$$X_r = \mathbf{3.28}$$

La longitud efectiva (L_u) se calcula de la siguiente manera:

$$L_u = \frac{\sqrt{2} * \pi}{X_u} * \sqrt{\frac{\epsilon * C_a}{GJ}} * \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_u^2}} = \frac{\sqrt{2} * \pi}{10.549} * \sqrt{\frac{2040000 * 391687.278}{784000 * 22.5}} * \sqrt{1 + \sqrt{1 + (10.549)^2}} = \mathbf{305.25 \text{ cm}}$$

Una vez obtenido el valor de la Longitud efectiva, se comparan valores con la longitud de arriostramiento del elemento.

$$L = 440 \text{ cm} > L_u = 305.25 \text{ cm}$$

Como la longitud del tramo a analizar (L) es mayor que la longitud efectiva (Lu), no se cumple la condición de $L \leq Lu$, por lo tanto, la sujeción lateral no es efectiva y se procederá a calcular el pandeo lateral por flexotorsión.

Se calcula el momento plástico nominal de la sección (Mp), que se obtiene de multiplicar el módulo de sección plástico (Zx) por la resistencia del material (Fy):

$$M_p = Z_x * f_y = (1048.7721) * (3515) = 3686433.93 \text{ kg} * \text{cm} = \mathbf{36.864 \text{ ton} * \text{m}}$$

También se debe considerar el valor de 2/3 de Mp,

$$\frac{2}{3} M_p = \mathbf{24.576 \text{ ton} * \text{m}}$$

Se procede a calcular el valor del momento de pandeo lateral elástico por flexotorsión (Me).

$$\begin{aligned} M_e &= \frac{C_b * \pi * \varepsilon}{L} * \sqrt{I_y * \left[\frac{J}{2.6} + \left(\frac{\pi}{L} \right)^2 * C_a \right]} \\ &= \frac{(1.667) * \pi * (2040000)}{440} * \sqrt{1020 * \left[\frac{22.5}{2.6} + \left(\frac{\pi}{440} \right)^2 * (391687.278) \right]} \\ &= \mathbf{42.293 \text{ ton} * \text{m}} \end{aligned}$$

Se debe cumplir la condición: $M_e > 2/3 M_p$

$$M_e = 41.479 \text{ ton} * \text{m} > \frac{2}{3} M_p = 24.576 \text{ ton} * \text{m}$$

Al ser $M_e > 2/3 M_p$ y como $L > Lu$, se usará la ecuación 6.3.2 del apartado de las NTC para diseño y construcción de estructuras de acero para el cálculo del Momento resistente nominal (Mn), por lo tanto, se calcula de la siguiente manera:

$$Mn = 1.15Mp \left(1 - \frac{0.28Mp}{Me} \right) \leq Mp$$

$$Mn = 1.15(36.864) \left(1 - \frac{0.28(36.864)}{41.479} \right) = \mathbf{31.844 \text{ ton} * m} \leq Mp = \mathbf{36.864 \text{ ton} * m}$$

Ya que el valor de Mn cumple con la condición de $Mn \leq Mp$, se acepta el valor y se procede a los cálculos subsecuentes.

Por último, para obtener la Resistencia de diseño en flexión (Mr), se procede a multiplicar el valor obtenido de (Mn) por un factor de resistencia, para el caso presente, será de 0.9 ya que los límites de falla calculados son de diseño en flexión.

$$MR = FR * Mn = (0.9) * (31.884) = \mathbf{28.660 \text{ ton} * m}$$

De acuerdo al resumen de análisis obtenido en el programa ETABS, el Mr de la sección calculada es de:

Moments and Capacities				
	M _u Moment (tonf-m)	φM _n (tonf-m)	φM _n No LTB (tonf-m)	φM _n Cb=1 (tonf-m)
Major Bending	29.2899	28.6812	32.6309	28.4252
Minor Bending	0.0006	5.6077		

Imagen 5.19.- Resumen de momentos y capacidades TM-1.

Fuente: Propia.

Se observa que el valor obtenido de acuerdo con los cálculos manuales (Mr = 28.660 ton*m) es muy similar con el arrojado en el resumen del análisis del programa utilizado (Mr = 28.6812 ton*m). Por lo tanto, se acepta el cálculo.

Se revisa el intervalo al que está trabajando el elemento en cuestión:

$$T = 1 - \left(\frac{Mu}{Mr}\right) * 100 = 1 - \left(\frac{29.2899}{28.660}\right) * 100 = -2.2\%$$

Este valor se asemeja al valor obtenido mediante el diseño arrojado en el programa ETABS, siendo éste de 1.022 (Imagen 5.17). Por lo tanto, la sección es suficiente para resistir el momento y se considera correcta.

Vigas primarias TM – 2

A continuación, se presenta el elemento seleccionado para diseño.



Imagen 5.20.- Vista en planta de los valores de diseño de los elementos estructurales resaltando el seleccionado para el análisis.

Fuente: Propia.

Para la revisión estructural de este proyecto el elemento se encuentra en el primer nivel de la estructura.

Ahora de acuerdo con la geometría del perfil propuesta, en el caso de las vigas es un perfil IR, y utilizando los valores obtenidos de acuerdo con el análisis del programa, se toman los siguientes datos para poder diseñar la sección:

DATOS GENERALES		
Carga P =	0.2013	ton
Longitud L =	8	m
Long. de Arriostamiento =	3.9	m

DATOS DE LA SECCIÓN				
Sección Tipo =	IR	21	x	50
Peralte Total dw =	529	mm	0.529	m
Espesor del Alma tw =	9.7	mm	0.0097	m
Ancho del Patín bf =	166	mm	0.166	m
Espesor del Patín tf =	13.6	mm	0.0136	m
Módulo Plástico Zx =	1803	cm ³	0.001803	m ³
Módulo Elástico Sx =	1549	cm ³	0.001549	m ³
Inercia en el eje Y Iy =	1036	cm ⁴	0.00001036	m ⁴
Área de la Sección A =	94.8	cm ²	0.00948	m ²
Constante de Torsión Saint Venant J =	47.5	cm ⁴	0.000000475	m ⁴

Otros Datos		
Factor de Resistencia F.R. =	0.9	Flexión
Módulo de Elasticidad del Acero E =	2040000	kg/cm ²
Módulo de Elasticidad al Corte G =	784000	kg/cm ²
Esfuerzo de Fluencia Fy =	3515	kg/cm ²
Factor de Carga F.C. =	1.1	Carga que Rige
Momento Menor M1 =	0.0007	ton*m
Momento Mayor M2 =	48.7698	ton*m

Se procede a clasificar el patín y el alma de la sección en uno de los tres diferentes tipos de clasificaciones:

Para el cálculo del patín se utilizará la siguiente fórmula:

$$Patín = \frac{bf/2}{tf} = \frac{166/2}{13.6} = \mathbf{6.10}$$

Para el cálculo del alma se utilizará la siguiente fórmula:

$$Alma = \frac{d - 2tf}{tw} = \frac{529 - 2(13.6)}{9.7} = \mathbf{51.73}$$

Sustituyendo los valores en las fórmulas del tipo de sección, y comparando con cada una el valor obtenido en el patín, se determina que el patín es tipo 1.

Sustituyendo los valores en las fórmulas del tipo de sección y comparando con cada una el valor obtenido en el alma, se determina que el alma es tipo 1.

Se procederá a revisar la existencia de pandeo lateral:

Se revisará la existencia de sujeción lateral ($L \leq Lu$).

Se revisa el factor de pandeo lateral por flexotorsión (C_b), a continuación, se muestra la fórmula y su sustitución:

$$C_b = \mathbf{1.667} \leq \mathbf{2.5}$$

Como C_b debe ser menor o igual a 2.5, entonces se acepta este valor para los cálculos subsecuentes.

Ahora se procede a realizar el cálculo de la constante de torsión por alabeo (C_a):

$$C_a = \mathbf{688,000.244 \text{ cm}^6}$$

X_u es un factor para calcular la longitud característica L_u , la cual se determina tomando la constante de torsión de Saint-Venant (J) y el módulo de elasticidad al corte (G) como $784,000 \text{ kg/cm}^2$, se calcula con la fórmula:

$$X_u = 3.22 X_r = \mathbf{11.297}$$

$$X_r = \mathbf{3.51}$$

Se procede a revisar la longitud efectiva (L_u):

$$L_u = \mathbf{268.21 \text{ cm}}$$

Una vez obtenido el valor de la Longitud efectiva, se comparan valores con la longitud de arriostamiento del elemento.

$$L = 390\text{cm} > L_u = 268.21\text{cm}$$

Como la longitud del tramo a analizar (L) es mayor que la longitud efectiva (L_u), no se cumple la condición de $L \leq L_u$, por lo tanto, la sujeción lateral no es efectiva y se procederá a calcular el pandeo lateral por flexotorsión.

Se calcula el momento plástico nominal de la sección (M_p), que se obtiene de multiplicar el módulo de sección plástico (Z_x) por la resistencia del material (F_y):

$$M_p = 63.375 \text{ ton} * m$$

También se debe considerar el valor de $2/3$ de M_p ,

$$\frac{2}{3}M_p = 42.250 \text{ ton} * m$$

Se procede a calcular el valor del momento de pandeo lateral elástico por flexotorsión (M_e).

$$M_e = 69.923 \text{ ton} * m$$

Se debe cumplir la condición: $M_e > 2/3M_p$

$$M_e = 69.923 \text{ ton} * m > \frac{2}{3}M_p = 42.250 \text{ ton} * m$$

Al ser $M_e > 2/3 M_p$ y como $L > L_u$, se usará la ecuación 6.3.2 del apartado de las NTC para diseño y construcción de estructuras de acero para el cálculo del Momento resistente nominal (M_n), por lo tanto, se calcula de la siguiente manera:

$$M_n = 1.15M_p \left(1 - \frac{0.28M_p}{M_e} \right) \leq M_p$$

$$M_n = 54.386 \text{ ton} * m \leq M_p = 63.375 \text{ ton} * m$$

Ya que el valor de M_n cumple con la condición de $M_n \leq M_p$, se acepta el valor y se procede a los cálculos subsecuentes.

Por último, para obtener la Resistencia de diseño en flexión (M_r), se procede a multiplicar el valor obtenido de (M_n) por un factor de resistencia, para el caso presente, será de 0.9 ya que los límites de falla calculados son de diseño en flexión.

$$MR = 48.947 \text{ ton} * m$$

De acuerdo al resumen de análisis obtenido en el programa ETABS, el M_r de la sección calculada es de:

Moments and Capacities				
	M_u Moment (tonf-m)	ϕM_n (tonf-m)	ϕM_n No LTB (tonf-m)	ϕM_n Cb=1 (tonf-m)
Major Bending	48.7698	48.9332	56.1321	45.8809
Minor Bending	0.0007	6.3018		

Imagen 5.21.- Resumen de momentos y capacidades TM-2.

Fuente: Propia.

Se observa que el valor obtenido de acuerdo con los cálculos manuales ($M_r = 48.947 \text{ ton} * m$) es muy similar con el arrojado en el resumen del análisis del programa utilizado ($M_r = 48.9332 \text{ ton} * m$). Por lo tanto, se acepta el cálculo.

Se revisa el intervalo al que está trabajando el elemento en cuestión:

$$T = 0.4\%$$

Este valor se asemeja al valor obtenido mediante el diseño arrojado en el programa ETABS, siendo este de 0.997 (Imagen 5.20). Por lo tanto, la sección es suficiente para resistir el momento y se considera correcta.

Vigas primarias TM – 3

A continuación, se presenta el elemento seleccionado para diseño.



Imagen 5.22.- Vista en planta de los valores de diseño de los elementos estructurales resaltando el seleccionado para el análisis.

Fuente: Propia.

Para la revisión estructural de este proyecto el elemento se encuentra en el primer nivel de la estructura.

Ahora de acuerdo con la geometría del perfil propuesta, en el caso de las vigas es un perfil IR, y utilizando los valores obtenidos de acuerdo con el análisis del programa, se toman los siguientes datos para poder diseñar la sección:

DATOS GENERALES		
Carga P =	12.9676	ton
Longitud L =	4.87	m
Long. de Arriostramiento =	4.62	m

DATOS DE LA SECCIÓN				
Sección Tipo =	IR	12	x	22
Peralte Total dw =	313	mm	0.313	m
Espesor del Alma tw =	6.6	mm	0.0066	m
Ancho del Patín bf =	102	mm	0.102	m
Espesor del Patín tf =	10.8	mm	0.0108	m
Módulo Plástico Zx =	480	cm3	0.00048	m3
Módulo Elástico Sx =	416	cm3	0.000416	m3
Inercia en el eje Y Iy =	194	cm4	0.00000194	m4
Área de la Sección A =	41.8	cm2	0.00418	m2
Constante de Torsión Saint Venant J =	12	cm4	0.00000012	m4

Otros Datos		
Factor de Resistencia F.R. =	0.9	Flexión
Módulo de Elasticidad del Acero E =	2040000	kg/cm2
Módulo de Elasticidad al Corte G =	784000	kg/cm2
Esfuerzo de Fluencia Fy =	3515	kg/cm2
Factor de Carga F.C. =	1.1	Carga que Rige
Momento Menor M1 =	0.0251	ton*m
Momento Mayor M2 =	1.0044	ton*m

Se procede a clasificar el patín y el alma de la sección en uno de los tres diferentes tipos de clasificaciones:

Para el cálculo del patín se utilizará la siguiente fórmula:

$$Patín = \frac{bf/2}{tf} = \frac{102/2}{10.8} = 4.72$$

Para el cálculo del alma se utilizará la siguiente fórmula:

$$Alma = \frac{d - 2tf}{tw} = \frac{313 - 2(10.8)}{6.6} = \mathbf{44.15}$$

Sustituyendo los valores en las fórmulas del tipo de sección, y comparando con cada una el valor obtenido en el patín, se determina que el patín es tipo 1.

Sustituyendo los valores en las fórmulas del tipo de sección y comparando con cada una el valor obtenido en el alma, se determina que el alma es tipo 1.

Se procederá a revisar la existencia de pandeo lateral:

Se revisará la existencia de sujeción lateral ($L \leq Lu$).

Se revisa el factor de pandeo lateral por flexotorsión (C_b), a continuación, se muestra la fórmula y su sustitución:

$$C_b = \mathbf{1.695} \leq \mathbf{2.5}$$

Como C_b debe ser menor o igual a 2.5, entonces se acepta este valor para los cálculos subsecuentes.

Ahora se procede a realizar el cálculo de la constante de torsión por alabeo (C_a):

$$C_a = \mathbf{44,292.547 \text{ cm}^6}$$

X_u es un factor para calcular la longitud característica Lu , la cual se determina tomando la constante de torsión de Saint-Venant (J) y el módulo de elasticidad al corte (G) como $784,000 \text{ kg/cm}^2$, se calcula con la fórmula:

$$X_u = 3.22 X_r = \mathbf{6.864}$$

$$X_r = \mathbf{2.13}$$

Se procede a revisar la longitud efectiva (L_u):

$$L_u = \mathbf{178.70 \text{ cm}}$$

Una vez obtenido el valor de la Longitud efectiva, se comparan valores con la longitud de arriostramiento del elemento.

$$L = 462\text{cm} > L_u = 178.70\text{cm}$$

Como la longitud del tramo a analizar (L) es mayor que la longitud efectiva (L_u), no se cumple la condición de $L \leq L_u$, por lo tanto, la sujeción lateral no es efectiva y se procederá a calcular el pandeo lateral por flexotorsión.

Se calcula el momento plástico nominal de la sección (M_p), que se obtiene de multiplicar el módulo de sección plástico (Z_x) por la resistencia del material (F_y):

$$M_p = \mathbf{16.872 \text{ ton} * m}$$

También se debe considerar el valor de $2/3$ de M_p ,

$$\frac{2}{3}M_p = \mathbf{11.248 \text{ ton} * m}$$

Se procede a calcular el valor del momento de pandeo lateral elástico por flexotorsión (M_e).

$$M_e = \mathbf{8.453 \text{ ton} * m}$$

Se debe cumplir la condición: $M_e > 2/3M_p$

$$M_e = 8.453 \text{ ton} * m \leq \frac{2}{3}M_p = 11.248 \text{ ton} * m$$

Al ser $M_e \leq 2/3 M_p$ y como $L > L_u$, se usará la ecuación 6.3.3 del apartado de las NTC para diseño y construcción de estructuras de acero para el cálculo del Momento resistente nominal (M_n), por lo tanto, se calcula de la siguiente manera:

$$M_n = M_e$$

$$M_n = 8.453 \text{ ton} * m$$

Por último, para obtener la Resistencia de diseño en flexión (M_r), se procede a multiplicar el valor obtenido de (M_n) por un factor de resistencia, para el caso presente, será de 0.9 ya que los límites de falla calculados son de diseño en flexión.

$$M_R = 7.608 \text{ ton} * m$$

De acuerdo al resumen de análisis obtenido en el programa ETABS, el M_r de la sección calculada es de:

Moments and Capacities				
	M_u Moment (tonf-m)	ϕM_n (tonf-m)	ϕM_n No LTB (tonf-m)	ϕM_n Cb=1 (tonf-m)
Major Bending	1.0044	7.617	14.9652	4.3941
Minor Bending	0.0251	1.8779		

Imagen 5.23.- Resumen de momentos y capacidades TM-3.

Fuente: Propia.

Se observa que el valor obtenido de acuerdo con los cálculos manuales ($M_r = 7.608 \text{ ton}\cdot\text{m}$) es muy similar con el arrojado en el resumen del análisis del programa utilizado ($M_r = 7.617 \text{ ton}\cdot\text{m}$). Por lo tanto, se acepta el cálculo.

Se revisa el intervalo al que está trabajando el elemento en cuestión:

$$T = 86.8\%$$

Este valor es mayor al valor obtenido mediante el diseño arrojado en el programa ETABS, siendo este de 1.033 (Imagen 5.22). Por lo tanto, la sección es suficiente para resistir el momento y se considera correcta.

Vigas secundarias TS - 1

A continuación, se presenta el elemento seleccionado para diseño.

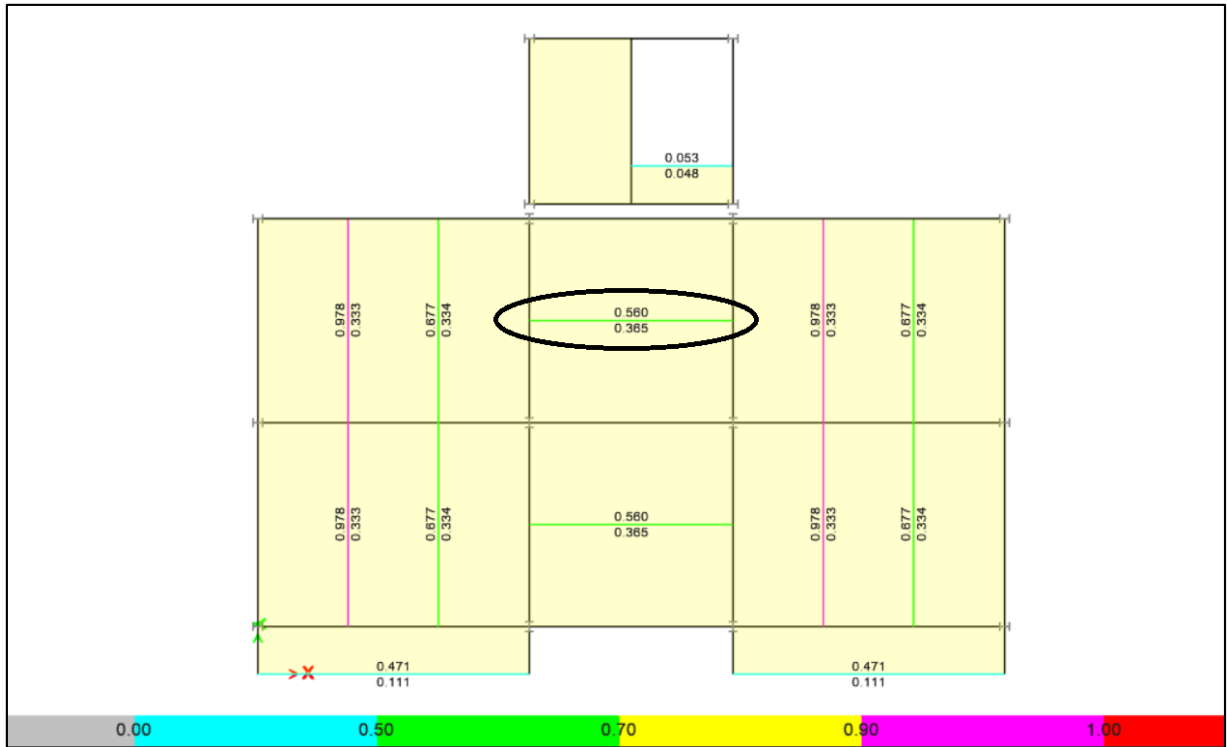


Imagen 5.23.- Vista en planta de los valores de diseño de los elementos estructurales resaltando el seleccionado para el análisis.

Fuente: Propia.

Para la revisión estructural de este proyecto el elemento se encuentra en el quinto nivel de la estructura.

Ahora de acuerdo con la geometría del perfil propuesta, en el caso de las vigas es un perfil IR, el cual cuenta con las características que se mencionan a continuación:

DATOS DE LA SECCIÓN				
Sección Tipo =	IR	16	x	26
Peralte Total dw =	398.526	mm	0.398526	m
Espesor del Alma tw =	6.35	mm	0.00635	m
Ancho del Patín bf =	139.7	mm	0.1397	m
Espesor del Patín tf =	8.763	mm	0.008763	m
Módulo Plástico Zx =	724.30823	cm ³	0.000724308	m ³
Módulo Elástico Sx =	629	cm ³	0.000629	m ³
Inercia en el eje Y Iy =	399	cm ⁴	0.00000399	m ⁴
Área de la Sección A =	49.6	cm ²	0.00496	m ²
Constante de Torsión Saint Venant J =	10.8	cm ⁴	0.000000108	m ⁴

A continuación, se presentan los valores obtenidos de acuerdo con el resumen del análisis del programa ETABS:

Story: Planta 5

Beam B35

Length: 6 m Trib. Area: 18 m²

Location: X= 11 m Y= 10.4 m

50 1.9 cm Ø studs

Acero A992-50 Fy=3515 kg/cm²

TS-1 IR 16 x 26

No camber

Composite Deck Properties (Part 1 of 2)

	Deck	Cover (cm)	w _c (kgf/m ³)	f' _c (kgf/mm ²)	Ribs	b _{eff} (cm)	E _c (S) (kgf/mm ²)	E _c (D) (kgf/mm ²)
At Left, at Right	Losacero Azotea Cal. 22	5	7849.0476	2.81	⊥	75	20389	20389

Composite Deck Properties (Part 2 of 2)

E _c (V) (kgf/mm ²)	Q _n (tonf) 3/rib
27525	7.4

Loading (CM + CV combo)

	Constr.	Dead	SDL	Live NR	Factored
Line Load (tonf/m) 0 m→6 m	0.000	3.871	0.000	0.300	4.171

Loading (FC (CV + CM) combo)

	Constr.	Dead	SDL	Live NR	Factored
Line Load (tonf/m) 0 m→6 m	0.000	3.871	0.000	0.300	5.482

End Reactions

	Constr.	Dead	SDL	Live NR	Combo	Factored
I end, J end (tonf)	0.0000	11.6132	0.0000	0.9000	FC (CV + CM)	16.4472

Strength Checks

	Combo	Factored	Design	Ratio	Pass
Shear at Ends (tonf)	FC (CV + CM)	16.4472	45.0536	0.365	✓
Construction Bending (tonf-m)	CM + CV	18.7698	22.3867	0.838	✓

	Combo	Factored	Design	Ratio	Pass
Full Comp. Bending (tonf-m)	FC (CV + CM)	24.6708	44.5696	0.554	✓

Constructability and Serviceability Checks

	Actual	Allowable	Ratio	Pass
Shear Studs Distribution	50	46	1.087	✗
Pre-composite Defl. (cm)	2.6	No Limit	N/A	N/A
Post-composite Defl. (cm)	0.1	2.5	0.025	✓
Live Load Defl. (cm)	0.1	1.7	0.038	✓
Total Defl. (cm)	2.7	2.5	1.068	✗
Walking Acceleration a_p/g ($\beta = 0.025 P_o = 289$)	0.001299	0.005	0.260	✓

Section Properties

	Y1 (cm)	Y2 (cm)	Area (cm ²)	S _{bot} (cm ³)	I (cm ⁴)	ΦM_n (tonf-m)	V' or ΣQ_n (tonf)
Steel fully braced	19.9	N/A	48.7	613.6	12226.9	22.3867	171.1
Full composite (plastic)	0	9	N/A	N/A	N/A	44.5696	171.1
Full composite (elastic)	N/A	7.2	678.2	1099.7	0.75 * 51749.8	N/A	N/A
Vibrations Check ($E_c = 27525$)	8.1	N/A	1668.7	N/A	54870.6	N/A	N/A

Vibration Frequency Values

Element	L (m)	b _{eff} (m)	Loading	I _{eff} (cm ⁴)	D (cm ⁴ /m)	B (m)	W (tonf)	Δ (cm)	f _n (Hz)
Slab	22	2.4	1.29+0.02+0.054tonf/m ²	26481.9	26481.9/2.4	17.3			
Beam	6	2.4	4.091tonf/m	54870.6	54870.6/3	2*5.2879	1*86.5261	0.6	7.196
Girder B4	6	2.4	12.2723tonf + 1.88tonf/m	161416.7	161416.7/6	1.8*5.4482	1*81.3358	0.1→4.992E-02	19.002
Panel							86.1356	0.7	6.73

El resumen muestra que la sección es inadecuada por deflexión, sin embargo, como se puede visualizar, la deflexión que sobrepasa el valor permisible está dentro de un rango aceptable de diferencia, por lo que se procederá a aceptar la sección.

5.5.3 Diseño de contravientos.

De acuerdo con los resultados del análisis de la estructura propuesta en el modelado tridimensional, esta sección es regida por una carga de sismo, por lo que se procede a revisar las distorsiones generadas al momento en que esta carga pueda tomar acción en la estructura, para determinar si se continua con los cálculos.

Distorsiones en el eje X.

A continuación, se presenta el resumen del análisis de distorsiones obtenido en el modelo tridimensional del programa ETABS:

Name	StoryResp1	Story Range	All Stories
Display Type	Max story drifts	Top Story	Azotea
Load Combo	DISTORSIÓN X	Bottom Story	NPT
Output Type	Max		

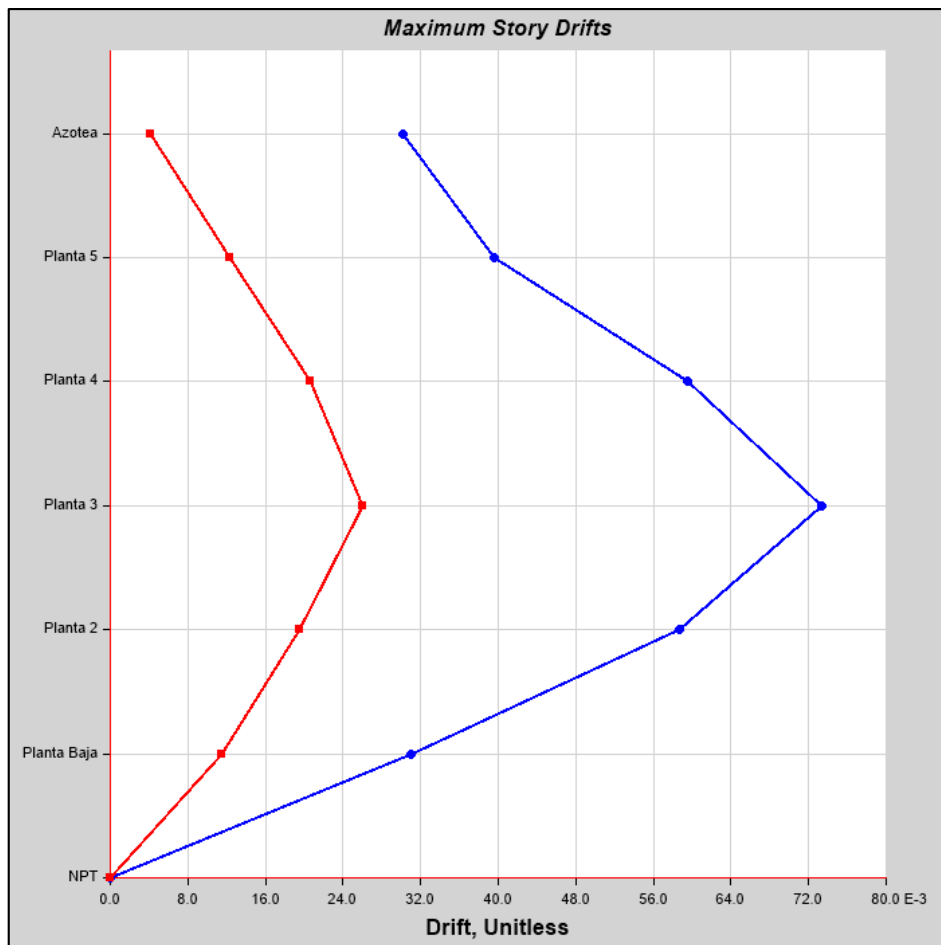


Imagen 5.24.- Gráfica de los valores de distorsiones máximas en el eje X.

Fuente: Propia.

Distorsiones en el eje Y.

A continuación, se presenta el resumen del análisis de distorsiones obtenido en el modelo tridimensional del programa ETABS:

Name	StoryResp1	Story Range	All Stories
Display Type	Max story drifts	Top Story	Azotea
Load Combo	DISTORSIÓN Y	Bottom Story	NPT
Output Type	Max		

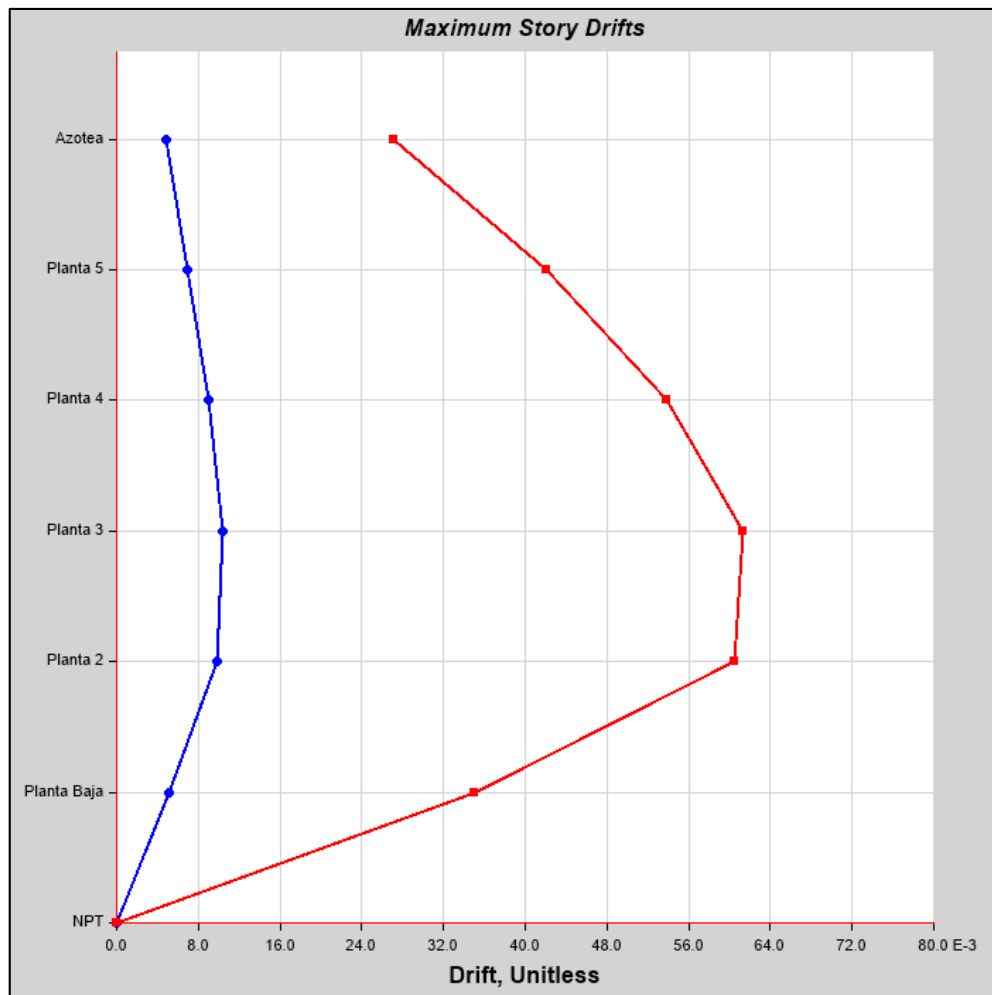


Imagen 5.25.- Gráfica de los valores de distorsiones máximas en el eje Y.

Fuente: Propia.

El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, en su sección de Criterios Generales de Diseño cuenta con un apartado de Factores de Comportamiento Sísmico y Distorsiones Permisibles donde es posible revisar los límites de las distorsiones en las estructuras de acuerdo con el sistema estructural que las conforma. A continuación, se presenta la tabla de los antes mencionados límites permisibles de distorsiones:

Estructuración	Ductilidad	Condición	Q	γ_{max}
Marcos	Alta	----	4.0	0.030
	Media	----	3.0	0.020
	Baja	----	2.0	0.015
	Media	Vigas de alma abierta (armaduras) de ductilidad alta	3.0	0.020
	Baja	Vigas de alma abierta (armaduras) de ductilidad baja	2.0	0.015
	Baja	Conexiones semirrígidas	2.0	0.015
Sistema dual ^(a) formado por marcos de acero y contravientos de acero ⁽²⁾⁽³⁾⁽⁴⁾	Alta	Contravientos excéntricos	4.0	0.020
	Alta	Contravientos restringidos al pandeo	4.0	0.020
	Media	Contravientos concéntricos de ductilidad alta	3.0	0.015
	Baja	Contravientos concéntricos de ductilidad baja	2.0	0.010
Sistema dual ^(a) formado por marcos de acero y muros ⁽²⁾⁽⁴⁾	Baja	Contravientos concéntricos que trabajan solo en tensión	1.5	0.005
	Alta	Muros de ductilidad alta de placa de acero	4.0	0.020
	Alta	Muros de ductilidad alta de concreto	4.0	0.020
	Media	Muros de ductilidad media de placa de acero	3.0	0.015
Marcos compuestos	Baja	Muros de ductilidad baja de concreto	2.0	0.010
	Alta	----	4.0	0.030
	Media	----	3.0	0.020
	Media	Vigas de alma abierta (armaduras) de ductilidad alta	3.0	0.020
	Media	Conexiones semirrígidas	3.0	0.020
	Baja	Vigas de alma abierta (armaduras) de ductilidad baja	2.0	0.015
Sistema dual ^(a) formado por marcos compuestos y contravientos de acero ⁽²⁾⁽³⁾⁽⁴⁾	Baja	Marcos de ductilidad baja	2.0	0.015
	Alta	Contravientos excéntricos	4.0	0.020
	Alta	Contravientos restringidos al pandeo	4.0	0.020
	Media	Contravientos concéntricos de ductilidad alta	3.0	0.015
Columnas de acero compactas en voladizo, sin o con relleno de concreto	Baja	Contravientos concéntricos de ductilidad baja	2.0	0.010
	Media	Columnas de ductilidad media	1.5	0.012
Sistema suspendido soportado por un núcleo de acero formado por muros o marcos	Baja	Columnas de ductilidad baja	1.0	0.009
	Media	Con marcos o muros de ductilidad alta de placa de acero	3.0	0.015
Marcos exteriores y columnas interiores interconectados por diafragmas horizontales rígidos ⁽⁵⁾	Baja	Con marcos o muros de ductilidad media de placa de acero	2.0	0.010
	Media	Marcos exteriores de ductilidad media	3.0	0.020
	Baja	Marcos exteriores de ductilidad baja	2.0	0.015

Tabla 5.7.- Factores de comportamiento sísmico y distorsiones límite para estructuras de acero y compuestas.

Fuente: RCDF; 2017: 63.

La estructura presentada dentro de este trabajo de investigación, es un sistema dual formado por marcos de acero y contravientos de acero presentando una ductilidad baja, con contravientos concéntricos de ductilidad baja debido a que en el espectro de respuesta sísmico se manejó un factor Q de 2.0, por lo que la distorsión máxima permisible es de 0.010.

El valor mayor de las distorsiones en el eje X, es presentado por la gráfica de distorsión máxima (Imagen 5.24), el cuál es de 0.073382 en la tercera planta del edificio, siendo este valor muy elevado en comparación al permisible arrojado por el Reglamento, se anexará sistema de arriostamiento a la estructura para generar mayor rigidez de la misma y proceder con los cálculos.

El valor mayor de las distorsiones en el eje Y, es presentado por la gráfica de distorsión máxima (Imagen 5.25), el cuál es de 0.061302 en la tercera planta del edificio, siendo este valor muy elevado en comparación al permisible arrojado por el Reglamento, se anexará sistema de arriostamiento a la estructura para generar mayor rigidez de la misma y proceder con los cálculos.

Distorsiones en el eje X una vez presente el arriostramiento.

A continuación, se presenta el resumen del análisis de distorsiones obtenido en el modelo tridimensional del programa ETABS una vez que este cuenta con sistema de arriostramiento:

Name	StoryResp1		
Display Type	Max story drifts	Story Range	All Stories
Load Combo	DISTORSIÓN X	Top Story	Azotea
Output Type	Min	Bottom Story	NPT

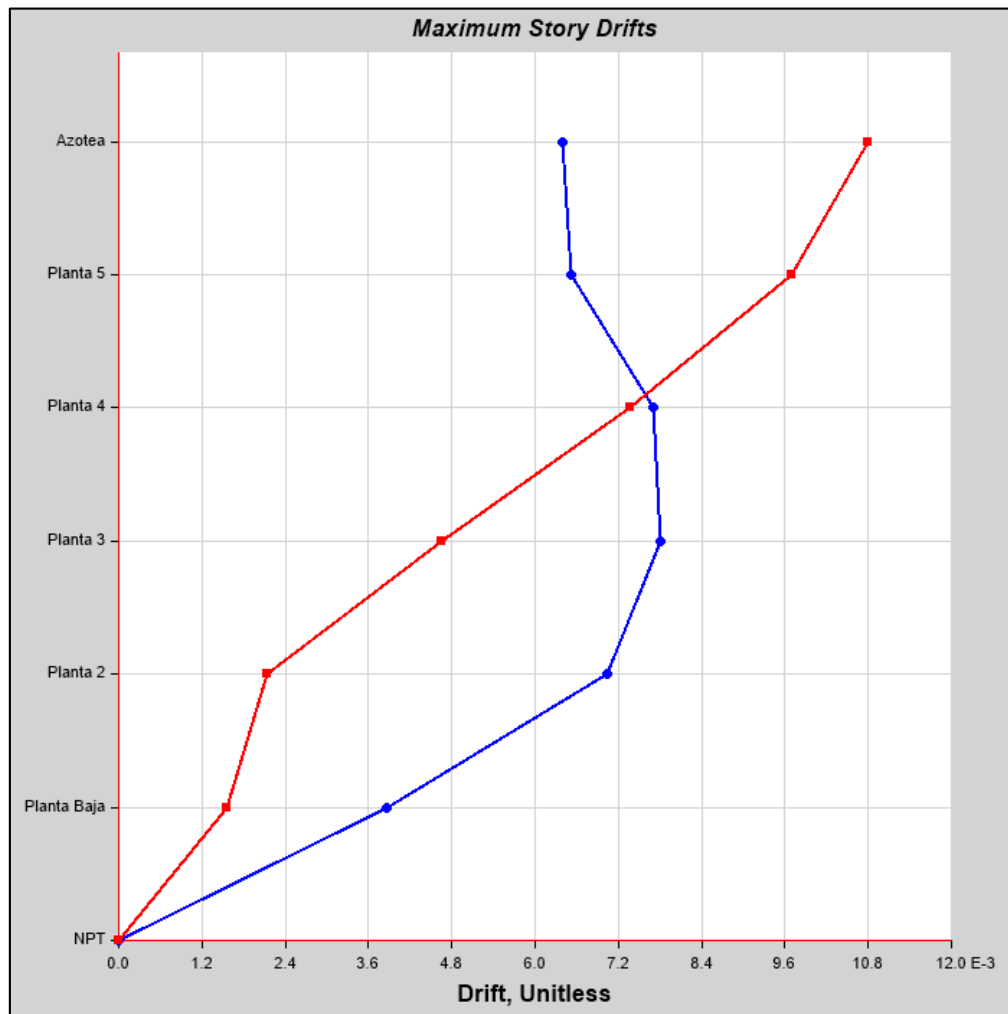


Imagen 5.26.- Gráfica de los valores de distorsiones mínimas en el eje X.

Fuente: Propia.

El valor mayor de las distorsiones en el eje X, es presentado por la gráfica de distorsión mínima (Imagen 5.26), el cuál es de 0.01079 en la planta de azotea del edificio, siendo este valor aproximadamente igual al permisible arrojado por el Reglamento, se acepta para proceder con los cálculos.

Distorsiones en el eje Y una vez presente el arriostramiento.

A continuación, se presenta el resumen del análisis de distorsiones obtenido en el modelo tridimensional del programa ETABS una vez que este cuenta con sistema de arriostramiento:

Name	StoryResp1	Story Range	All Stories
Display Type	Max story drifts	Top Story	Azotea
Load Combo	DISTORSIÓN Y	Bottom Story	NPT
Output Type	Min		

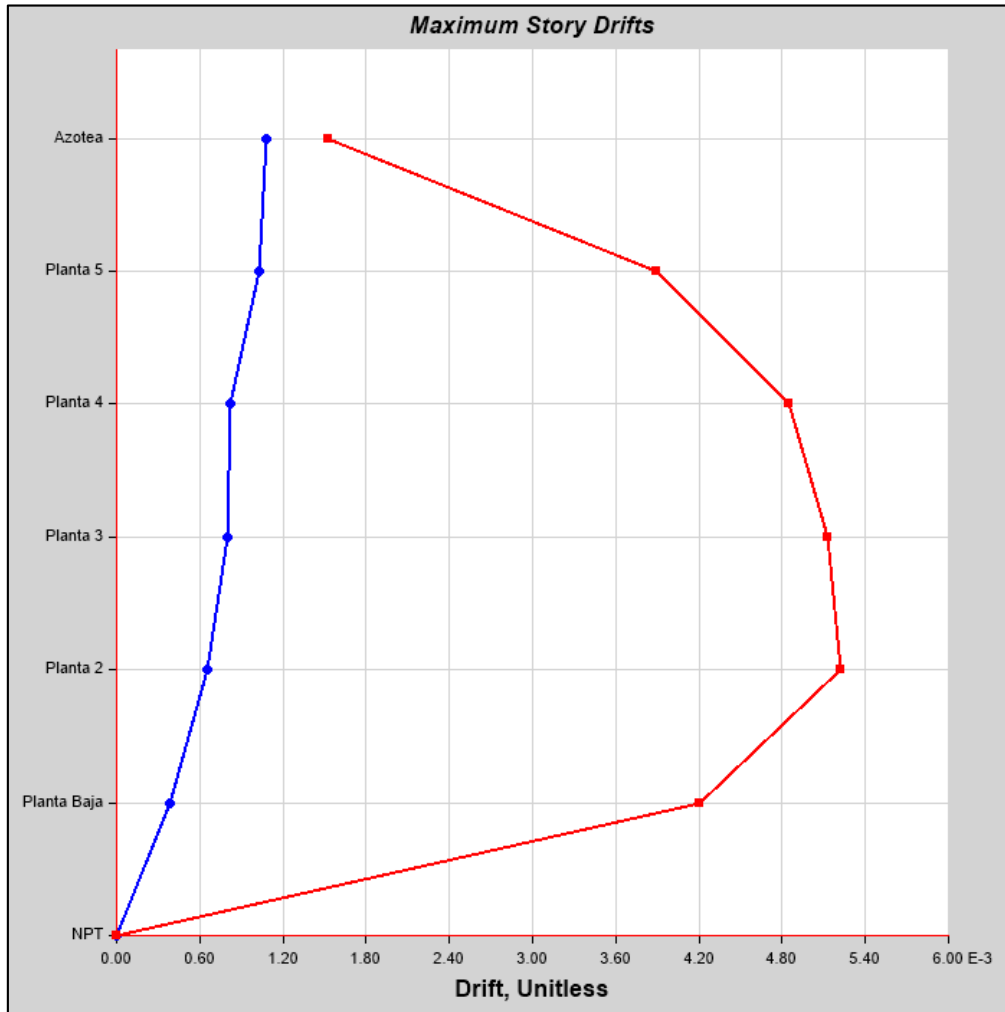


Imagen 5.27.- Gráfica de los valores de distorsiones mínimas en el eje Y.

Fuente: Propia.

El valor mayor de las distorsiones en el eje Y, es presentado por la gráfica de distorsión mínima (Imagen 5.27), el cuál es de 0.005226 en la segunda planta del edificio, siendo este menor al valor permisible según el Reglamento de Construcción para el Distrito Federal, se acepta para proceder con los cálculos.

Para proponer los contravientos dentro de la estructura, se generó un análisis del proyecto arquitectónico para evitar que los elementos perjudicaran el diseño.

A continuación, se muestra el desglose del cálculo y los resultados de las diferentes secciones de contravientos presentados dentro de la estructura, así como una comparación entre los resultados obtenidos de acuerdo al cálculo manual de los elementos y los valores arrojados por el programa ETABS.

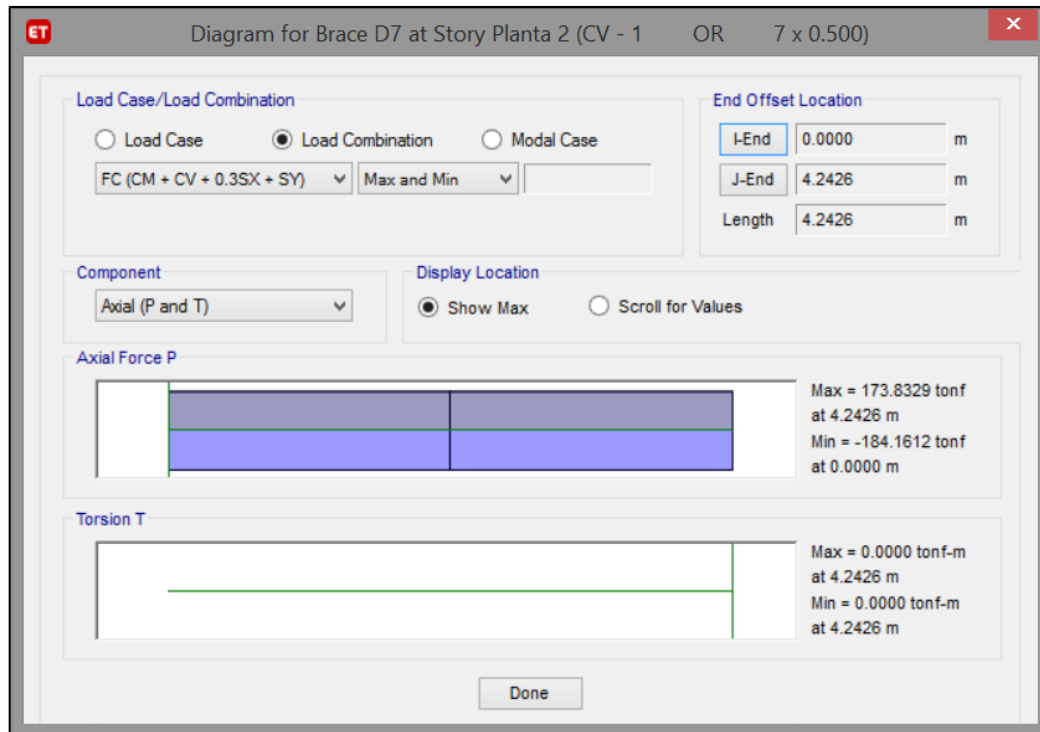


Imagen 5.29.- Diagrama de fuerza axial del elemento a diseñar.

Fuente: Propia.

Obtenido el diagrama de fuerza axial, se observa que el signo del valor más alto es negativo, por lo que el elemento está trabajando a compresión.

Utilizando los valores obtenidos de acuerdo con el análisis del programa, se toman los siguientes datos para poder diseñar la sección:

DATOS GENERALES		
Carga P =	184.0624	ton
Longitud L =	4.243	m

DATOS DE LA SECCIÓN				
Sección Tipo =	HSS	7	x	0.5
Tamaño =	178	mm	0.178	m
Espesor t =	12.7	mm	0.0127	m
Peso =	62.58	kg/m		
Área de la sección A =	80	cm ²	0.008	m ²
Inercia I_{x-y} =	3251.32	cm ⁴	3.2513E-05	m ⁴

OTROS DATOS		
Factor de Resistencia F.R. =	0.9	Flexión
Módulo de Elasticidad del Acero E =	2040000	kg/cm ²
Esfuerzo de Fluencia F_y =	3235	kg/cm ²
Factor de Carga F.C. =	1.1	Carga que Rige
r =	6.65	cm
k =	1	adim
Coefficiente adimensional n =	1.4	adim

Se procede a calcular la relación de esbeltez máxima del elemento:

$$\text{Relación de esbeltez} = \frac{KL}{r}$$

K es un coeficiente de longitud efectiva, ya que los contravientos son elementos articulados, se tomará el valor de K = 1. El parámetro r se obtiene de las características del perfil, por tanto:

$$\text{Relación de esbeltez} = \frac{K * L}{r} = \frac{(1) * (4.243)}{6.65} = \mathbf{63.80 \text{ cm}}$$

Una vez obtenida la relación de esbeltez máxima, se procede a calcular el Esfuerzo crítico de Euler (Fe):

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 * (2040000)}{(63.80)^2} = \mathbf{4946.63 \text{ kg}}$$

A continuación, se realizará el cálculo del parámetro de esbeltez (λ_c):

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} = \sqrt{\frac{3235}{4946.63}} = \mathbf{0.81 \text{ cm}}$$

Ya que se tiene el parámetro de esbeltez, se calcula el factor de reducción por esbeltez (χ). Para calcular este factor, se necesita el coeficiente adimensional (n), el cual se obtiene de las Normas Técnicas y depende de ciertos factores correspondientes con la sección del perfil y el esfuerzo de fluencia del acero de la misma. Los contravientos están diseñados con un acero A500 – B, y son de sección rectangular hueca, por lo que se procede a tomar el valor $n = 1.4$. Una vez definido esto, el factor se desglosa de la siguiente manera:

$$\chi = \left[1 + \left(\frac{F_y}{F_e} \right)^n \right]^{-\frac{1}{n}} = \left[1 + \left(\frac{3235}{4946.63} \right)^{1.4} \right]^{-\frac{1}{1.4}} = \mathbf{0.731 \text{ cm}}$$

Ahora se procede a obtener el Esfuerzo Nominal en compresión (F_n).

$$F_n = \chi * F_y = (0.731) * (3235) = \mathbf{2363.53 \text{ kg/cm}}$$

Por último, se calcula la Resistencia a la Compresión (R_c), para el cuál se tomará el Factor de Resistencia como 0.9.

$$R_c = FR * F_n * A = (0.9) * (2363.53) * (80) = 170,173.95 \text{ kg} = \mathbf{170.17 \text{ ton}}$$

Se observa que el valor de resistencia obtenido de acuerdo con los cálculos manuales ($R_c = 170.17 \text{ ton}$) es muy similar con la carga actuante arrojada en el resumen del análisis del programa utilizado ($P = 184.0624 \text{ ton}$).

Por lo tanto, se revisa el intervalo de diferencia entre la carga actuante y la resistencia del elemento en cuestión:

$$T = -8.16\%$$

Este valor es mayor al valor obtenido mediante el diseño arrojado en el programa ETABS, siendo éste de 0.986 (Imagen 5.28). Por lo tanto, la sección es suficiente para resistir la carga actuante, se considera correcta y se acepta el cálculo.

Contravientos CV – 2

A continuación, se muestra el elemento a analizar.

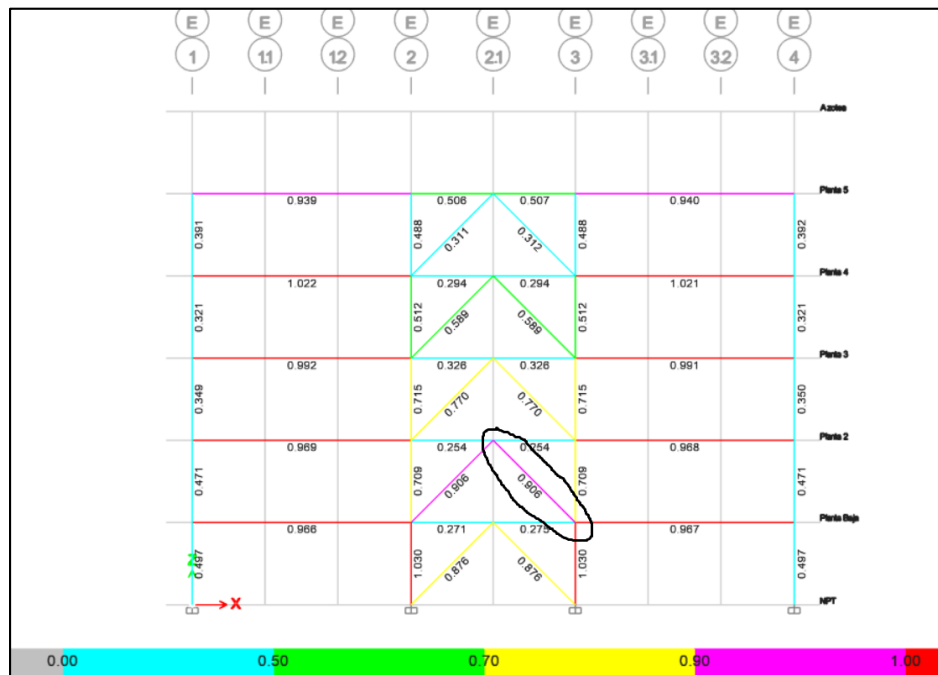


Imagen 5.30.- Vista en corte de los valores de diseño de los elementos estructurales resaltando el seleccionado para el análisis.

Fuente: Propia.

Se proponen contravientos de sección HSS con dimensiones de 6 x 1/2". Para el cálculo de estos, se procede a utilizar el método de tensión o compresión respectivamente de acuerdo con los esfuerzos en que esté trabajando el elemento.

Para poder conocer el esfuerzo en el que está trabajando el elemento, se presenta a continuación el diagrama de fuerza axial del elemento a analizar.

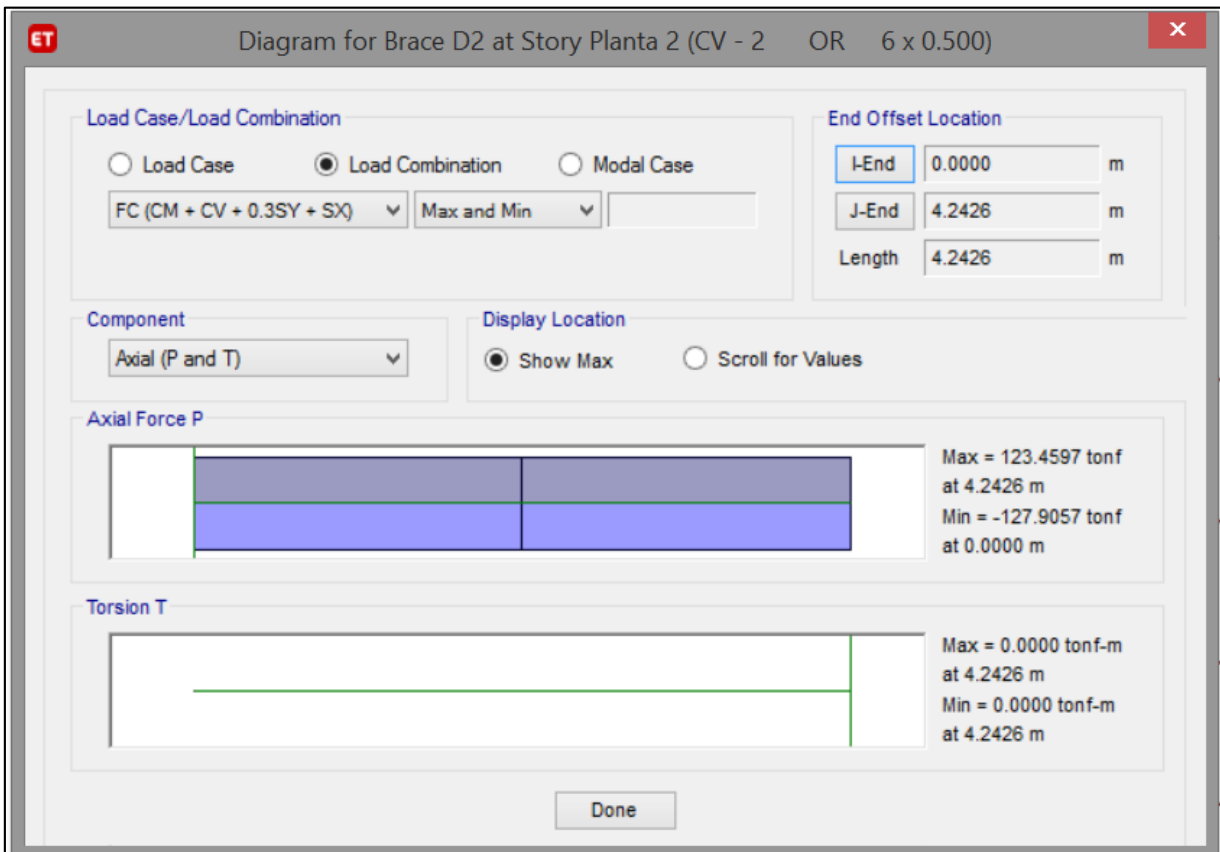


Imagen 5.31.- Diagrama de fuerza axial del elemento a diseñar.

Fuente: Propia.

Obtenido el diagrama de fuerza axial, se observa que el signo del valor más alto es negativo, por lo que el elemento está trabajando a compresión.

Utilizando los valores obtenidos de acuerdo con el análisis del programa, se toman los siguientes datos para poder diseñar la sección:

DATOS GENERALES		
Carga P =	127.8224	ton
Longitud L =	4.243	m

DATOS DE LA SECCIÓN				
Sección Tipo =	HSS	6	x	0.5
Tamaño =	152	mm	0.152	m
Espesor t =	12.7	mm	0.0127	m
Peso =	52.44	kg/m		
Área de la sección A =	67.1	cm ²	0.00671	m ²
Inercia I_{x-y} =	2101.97	cm ⁴	2.102E-05	m ⁴

OTROS DATOS		
Factor de Resistencia F.R. =	0.9	Flexión
Módulo de Elasticidad del Acero E =	2040000	kg/cm ²
Esfuerzo de Fluencia F_y =	3235	kg/cm ²
Factor de Carga F.C. =	1.1	Carga que Rige
r =	5.61	cm
k =	1	adim
Coefficiente adimensional n =	1.4	adim

Se procede a calcular la relación de esbeltez máxima del elemento:

K es un coeficiente de longitud efectiva, ya que los contravientos son elementos articulados, se tomará el valor de K = 1. El parámetro r se obtiene de las características del perfil, por tanto:

$$\text{Relación de esbeltez} = 75.63 \text{ cm}$$

Una vez obtenida la relación de esbeltez máxima, se procede a calcular el Esfuerzo crítico de Euler (F_e):

$$F_e = 3519.73 \text{ kg}$$

A continuación, se realizará el cálculo del parámetro de esbeltez (λ_c):

$$\lambda_c = 0.96 \text{ cm}$$

Ya que se tiene el parámetro de esbeltez, se calcula el factor de reducción por esbeltez (χ). Para calcular este factor, se necesita el coeficiente adimensional (n), el cual se obtiene de las Normas Técnicas y depende de ciertos factores correspondientes con la sección del perfil y el esfuerzo de fluencia del acero de la misma. Los contravientos están diseñados con un acero A500 – B, y son de sección rectangular hueca, por lo que se procede a tomar el valor $n = 1.4$. Una vez definido esto, el factor se desglosa de la siguiente manera:

$$\chi = 0.635 \text{ cm}$$

Ahora se procede a obtener el Esfuerzo Nominal en compresión (F_n).

$$F_n = 2054.14 \text{ kg/cm}$$

Por último, se calcula la Resistencia a la Compresión (R_c), para el cual se tomará el Factor de Resistencia como 0.9.

$$R_c = 124,049.50 \text{ kg} = 124.05 \text{ ton}$$

Se observa que el valor de resistencia obtenido de acuerdo con los cálculos manuales ($R_c = 124.05 \text{ ton}$) es muy similar con la carga actuante arrojada en el resumen del análisis del programa utilizado ($P = 127.8224 \text{ ton}$).

Por lo tanto, se revisa el intervalo de diferencia entre la carga actuante y la resistencia del elemento en cuestión:

$$T = -3.04\%$$

Este valor es mayor al valor obtenido mediante el diseño arrojado en el programa ETABS, siendo éste de 0.906 (Imagen 5.30). Por lo tanto, la sección es suficiente para resistir la carga actuante, se considera correcta y se acepta el cálculo.

Contravientos CV – 3

A continuación, se muestra el elemento a analizar.

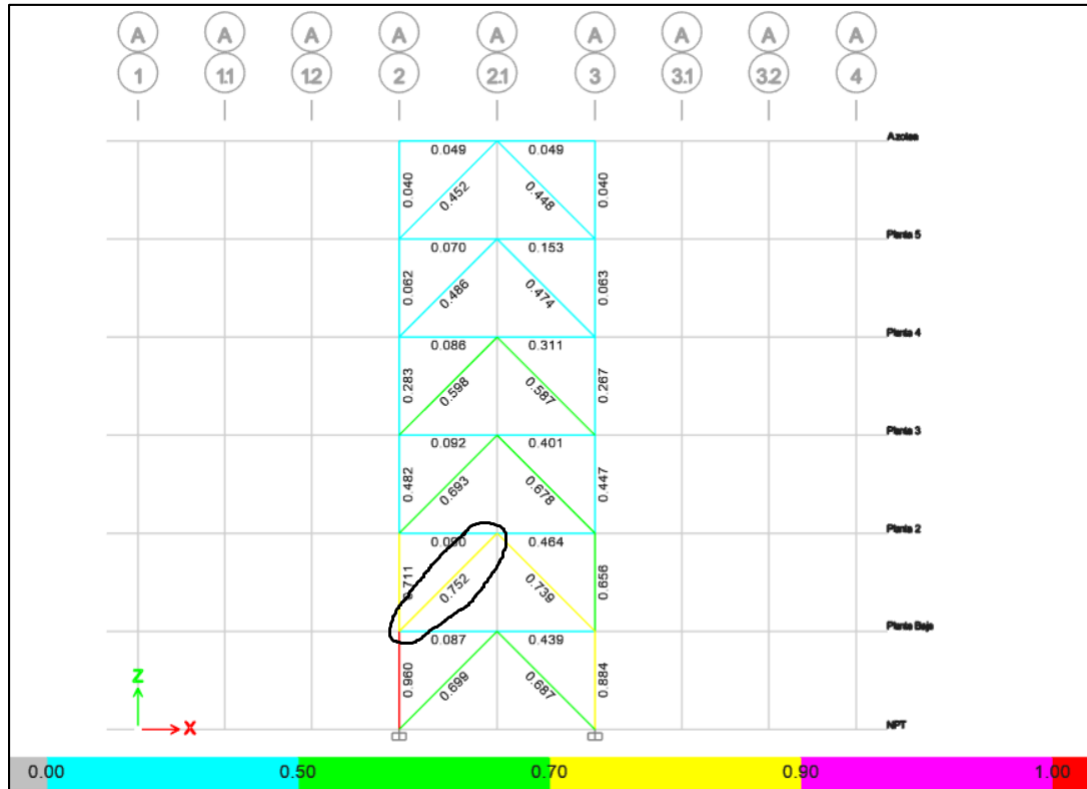


Imagen 5.32.- Vista en corte de los valores de diseño de los elementos estructurales resaltando el seleccionado para el análisis.

Fuente: Propia.

Se proponen contravientos de sección HSS con dimensiones de 4 x 0.313". Para el cálculo de estos, se procede a utilizar el método de tensión o compresión respectivamente de acuerdo con los esfuerzos en que esté trabajando el elemento.

Para poder conocer el esfuerzo en el que está trabajando el elemento, se presenta a continuación el diagrama de fuerza axial del elemento a analizar.

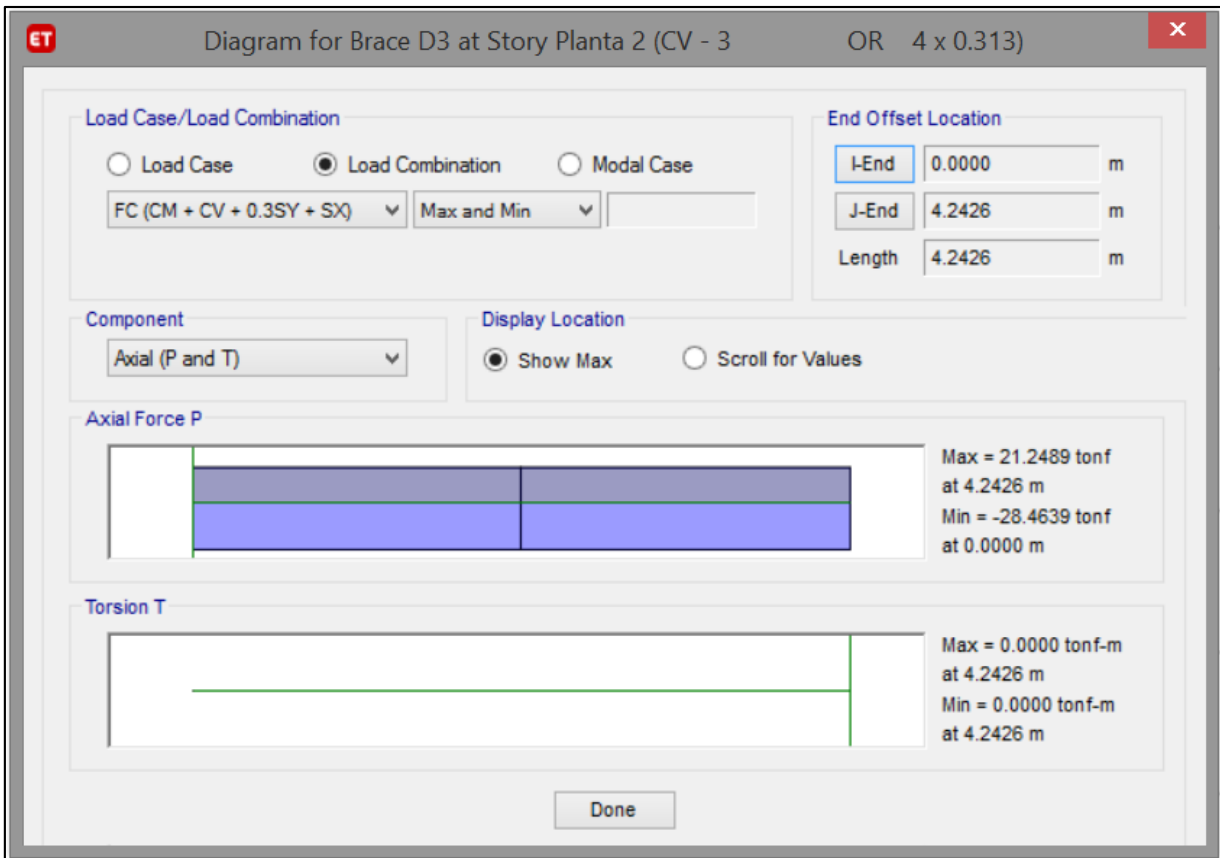


Imagen 5.33.- Diagrama de fuerza axial del elemento a diseñar.

Fuente: Propia.

Obtenido el diagrama de fuerza axial, se observa que el signo del valor más alto es negativo, por lo que el elemento está trabajando a compresión.

Utilizando los valores obtenidos de acuerdo con el análisis del programa, se toman los siguientes datos para poder diseñar la sección:

DATOS GENERALES		
Carga P =	28.4289	ton
Longitud L =	4.243	m

DATOS DE LA SECCIÓN				
Sección Tipo =	HSS	4	x	0.313
Tamaño =	102	mm	0.102	m
Espesor t =	7.9	mm	0.0079	m
Peso =	22.07	kg/m		
Área de la sección A =	28.13	cm ²	0.002813	m ²
Inercia I_{x-y} =	898.75	cm ⁴	8.9875E-06	m ⁴

OTROS DATOS		
Factor de Resistencia F.R. =	0.9	Flexión
Módulo de Elasticidad del Acero E =	2040000	kg/cm ²
Esfuerzo de Fluencia F_y =	3235	kg/cm ²
Factor de Carga F.C. =	1.1	Carga que Rige
r =	3.76	cm
k =	1	adim
Coefficiente adimensional n =	1.4	adim

Se procede a calcular la relación de esbeltez máxima del elemento:

K es un coeficiente de longitud efectiva, ya que los contravientos son elementos articulados, se tomará el valor de K = 1. El parámetro r se obtiene de las características del perfil, por tanto:

$$\text{Relación de esbeltez} = 112.85 \text{ cm}$$

Una vez obtenida la relación de esbeltez máxima, se procede a calcular el Esfuerzo crítico de Euler (F_e):

$$F_e = 1581.10 \text{ kg}$$

A continuación, se realizará el cálculo del parámetro de esbeltez (λ_c):

$$\lambda_c = 1.43 \text{ cm}$$

Ya que se tiene el parámetro de esbeltez, se calcula el factor de reducción por esbeltez (χ). Para calcular este factor, se necesita el coeficiente adimensional (n), el cual se obtiene de las Normas Técnicas y depende de ciertos factores correspondientes con la sección del perfil y el esfuerzo de fluencia del acero de la misma. Los contravientos están diseñados con un acero A500 – B, y son de sección rectangular hueca, por lo que se procede a tomar el valor $n = 1.4$. Una vez definido esto, el factor se desglosa de la siguiente manera:

$$\chi = 0.391 \text{ cm}$$

Ahora se procede a obtener el Esfuerzo Nominal en compresión (F_n).

$$F_n = 1264.65 \text{ kg/cm}$$

Por último, se calcula la Resistencia a la Compresión (R_c), para el cuál se tomará el Factor de Resistencia como 0.9.

$$R_c = 32,017.25 \text{ kg} = 32.02 \text{ ton}$$

Se observa que el valor de resistencia obtenido de acuerdo con los cálculos manuales ($R_c = 32.02 \text{ ton}$) es muy similar con la carga actuante arrojada en el resumen del análisis del programa utilizado ($P = 28.4289 \text{ ton}$).

Por lo tanto, se revisa el intervalo de diferencia entre la carga actuante y la resistencia del elemento en cuestión:

$$T = 11.21\%$$

Este valor es mayor al valor obtenido mediante el diseño arrojado en el programa ETABS, siendo éste de 0.752 (Imagen 5.32). Por lo tanto, la sección es suficiente para resistir la carga actuante, se considera correcta y se acepta el cálculo.

5.5.4 Diseño de Columnas.

A continuación, se muestra el desglose del cálculo y los resultados de las diferentes secciones de vigas presentadas dentro de la estructura, así como una comparación entre los resultados obtenidos de acuerdo al cálculo manual de los elementos y los valores arrojados por el programa ETABS.

Columna C1

Para el diseño de los elementos estructurales se utilizó el método de diseño de elementos en compresión con las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcción para el Distrito Federal (2017). La combinación más desfavorable para este esfuerzo mecánico es $F_c (C_v + C_m + 0.3S_x + S_y)$ ya que presenta los valores más altos. A continuación, se presenta el elemento seleccionado para diseño.

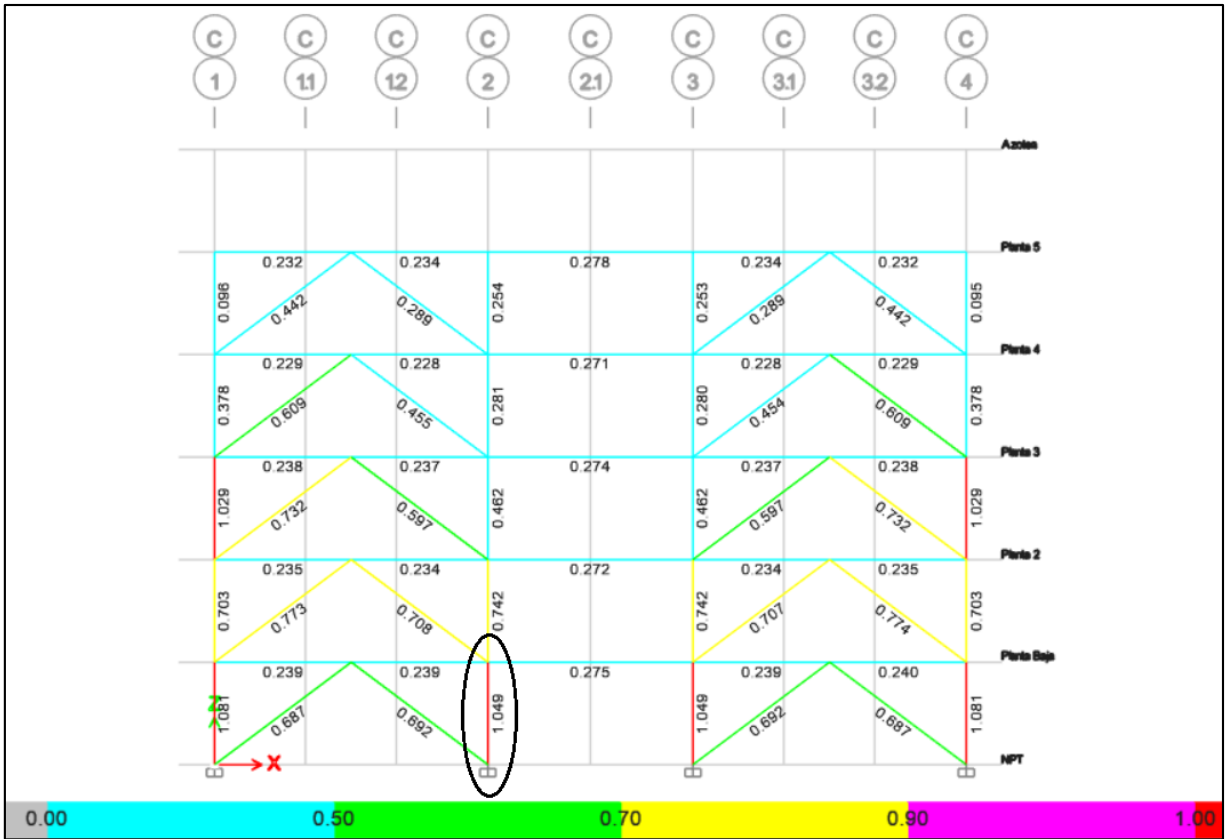


Imagen 5.34.- Vista en elevación de los valores de diseño de los elementos estructurales resaltando el seleccionado para el análisis.

Fuente: Propia.

Una vez que se revisaron los datos de los elementos de cada nivel, se selecciona el elemento que presente los esfuerzos de trabajo más altos para así proceder a diseñar una sección más factible a estos esfuerzos. Para la revisión estructural de este proyecto el elemento se encuentra en el primer nivel de la estructura.

Ahora de acuerdo con la geometría del perfil propuesta, en el caso de las columnas es un perfil IR, y utilizando los valores obtenidos de acuerdo con el análisis del programa, se toman los siguientes datos para poder diseñar la sección:

DATOS GENERALES		
Carga Pu =	567.14	ton
Longitud L =	3.000	m

DATOS DE LA SECCIÓN				
Sección Tipo =	IR	10	x	100
Peralte Total dw =	282	mm	0.282	m
Espesor del Alma tw =	17.3	mm	0.0173	m
Ancho del Patín bf =	263	mm	0.263	m
Espesor del Patín tf =	28.4	mm	0.0284	m
Módulo Plástico Zx =	2130	cm ³	0.00213	m ³
Módulo Elástico Sx =	1835	cm ³	0.001835	m ³
Inercia en el eje Y Iy =	8616	cm ⁴	0.00008616	m ⁴
Área de la Sección A =	189.7	cm ²	0.01897	m ²
Constante de Torsión Saint Venant J =	454	cm ⁴	0.00000454	m ⁴

OTROS DATOS		
Factor de Resistencia F.R. =	0.9	Flexión
Módulo de Elasticidad del Acero E =	2040000	kg/cm ²
Esfuerzo de Fluencia Fy =	3515	kg/cm ²
Factor de Carga F.C. =	1.1	Carga que Rige
Radio de giro rx =	11.7	cm
Radio de giro ry =	6.7	cm
Factor de longitud efectiva k =	1	adim
Coefficiente adimensional n =	1.4	adim

Se procede a clasificar el patín y el alma de la sección en uno de los tres diferentes tipos de clasificaciones:

Para el cálculo del patín se utilizará la siguiente fórmula:

$$Patín = \frac{bf/2}{tf} = \frac{263/2}{28.4} = 4.63$$

Para el cálculo del alma se utilizará la siguiente fórmula:

$$Alma = \frac{d - 2tf}{tw} = \frac{282 - 2(28.4)}{17.3} = \mathbf{13.02}$$

Sustituyendo los valores en las fórmulas del tipo de sección, y comparando con cada una el valor obtenido en el patín, se determina que el patín es tipo 1.

Sustituyendo los valores en las fórmulas del tipo de sección y comparando con cada una el valor obtenido en el alma, se determina que el alma es tipo 1.

Ya obtenido el tipo de sección, se procede a calcular la relación de esbeltez máxima del elemento:

$$Relación\ de\ esbeltez = \frac{KL}{r}$$

K es un coeficiente de longitud efectiva, se tomará el valor de K = 1. El parámetro r se obtiene de las características del perfil, por tanto:

$$Relación\ de\ esbeltez = \frac{K * L}{r} = \frac{(1) * (300)}{6.7} = \mathbf{44.78\ cm}$$

Una vez obtenida la relación de esbeltez máxima, se procede a calcular el Esfuerzo crítico de Euler (Fe):

$$Fe = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 * (2040000)}{(44.78)^2} = \mathbf{10042.39\ kg}$$

A continuación, se realizará el cálculo del parámetro de esbeltez (λ_c):

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} = \sqrt{\frac{3515}{10042.39}} = \mathbf{0.59 \text{ cm}}$$

Ya que se tiene el parámetro de esbeltez, se calcula el factor de reducción por esbeltez (χ). Para calcular este factor, se necesita el coeficiente adimensional (n), el cual se obtiene de las Normas Técnicas y depende de ciertos factores correspondientes con la sección del perfil y el esfuerzo de fluencia del acero de la misma. Las columnas están diseñadas con un acero A992 – 50, y son de sección IR, por lo que se procede a tomar el valor $n = 1.4$. Una vez definido esto, el factor se desglosa de la siguiente manera:

$$\chi = \left[1 + \left(\frac{F_y}{F_e} \right)^n \right]^{-\frac{1}{n}} = \left[1 + \left(\frac{3515}{10042.39} \right)^{1.4} \right]^{-\frac{1}{1.4}} = \mathbf{0.863 \text{ cm}}$$

Ahora se procede a obtener el Esfuerzo Nominal en compresión (F_n).

$$F_n = \chi * F_y = (0.863) * (3515) = \mathbf{3031.85 \text{ kg/cm}}$$

Por último, se calcula la Resistencia a la Compresión (R_c), para el cuál se tomará el Factor de Resistencia como 0.9.

$$R_c = FR * F_n * A = (0.9) * (3031.85) * (189.7) = 517,628.04 \text{ kg} = \mathbf{517.63 \text{ ton}}$$

Se observa que el valor de resistencia obtenido de acuerdo con los cálculos manuales ($R_c = 517.63 \text{ ton}$) es muy similar con la carga actuante arrojada en el resumen del análisis del programa utilizado ($P_u = 567.14 \text{ ton}$).

Por lo tanto, se revisa el intervalo de diferencia entre la carga actuante y la resistencia del elemento en cuestión:

$$T = -9.56\%$$

Este valor es mayor al valor obtenido mediante el diseño arrojado en el programa ETABS, siendo éste de 1.049 (Imagen 5.34). El valor se encuentra dentro del rango permisible de 10% de diferencia. Por lo tanto, la sección es suficiente para resistir la carga actuante, se considera correcta y se acepta el cálculo.

Columna C2

A continuación, se presenta el elemento seleccionado para diseño.

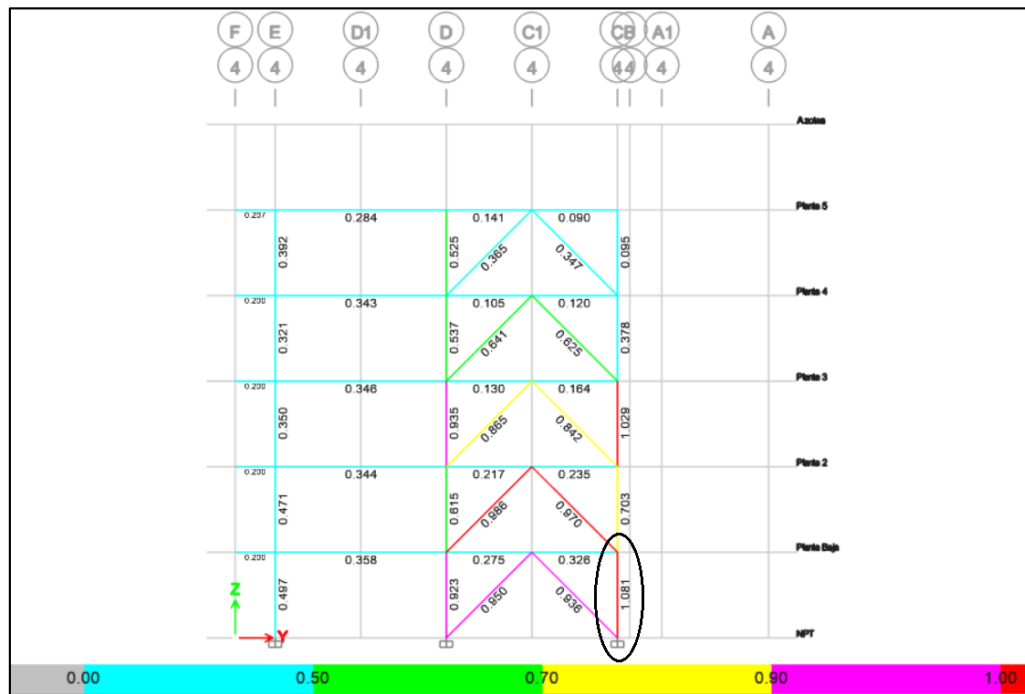


Imagen 5.35.- Vista en elevación de los valores de diseño de los elementos estructurales resaltando el seleccionado para el análisis.

Fuente: Propia.

Una vez que se revisaron los datos de los elementos de cada nivel, se selecciona el elemento que presente los esfuerzos de trabajo más altos para así proceder a diseñar una sección más factible a estos esfuerzos. Para la revisión estructural de este proyecto el elemento se encuentra en el primer nivel de la estructura.

Ahora de acuerdo con la geometría del perfil propuesta, en el caso de las columnas es un perfil IR, y utilizando los valores obtenidos de acuerdo con el análisis del programa, se toman los siguientes datos para poder diseñar la sección:

DATOS GENERALES		
Carga Pu =	1586.48	ton
Longitud L =	3.000	m

DATOS DE LA SECCIÓN				
Sección Tipo =	IR	14	x	257
Peralte Total dw =	416	mm	0.416	m
Espesor del Alma tw =	29.8	mm	0.0298	m
Ancho del Patín bf =	406	mm	0.406	m
Espesor del Patín tf =	48	mm	0.048	m
Módulo Plástico Zx =	7980	cm ³	0.00798	m ³
Módulo Elástico Sx =	6800	cm ³	0.0068	m ³
Inercia en el eje Y Iy =	53694	cm ⁴	0.00053694	m ⁴
Área de la Sección A =	487.8	cm ²	0.04878	m ²
Constante de Torsión Saint Venant J =	3292	cm ⁴	0.00003292	m ⁴

OTROS DATOS		
Factor de Resistencia F.R. =	0.9	Flexión
Módulo de Elasticidad del Acero E =	2040000	kg/cm ²
Esfuerzo de Fluencia Fy =	3515	kg/cm ²
Factor de Carga F.C. =	1.1	Carga que Rige
Radio de giro rx =	17	cm
Radio de giro ry =	10.5	cm
Factor de longitud efectiva k =	1	adim
Coeficiente adimensional n =	1.4	adim

Se procede a clasificar el patín y el alma de la sección en uno de los tres diferentes tipos de clasificaciones:

Para el cálculo del patín se utilizará la siguiente fórmula:

$$Patín = \frac{bf/2}{tf} = \frac{406/2}{48} = \mathbf{4.23}$$

Para el cálculo del alma se utilizará la siguiente fórmula:

$$Alma = \frac{d - 2tf}{tw} = \frac{416 - 2(48)}{29.8} = \mathbf{10.74}$$

Sustituyendo los valores en las fórmulas del tipo de sección, y comparando con cada una el valor obtenido en el patín, se determina que el patín es tipo 1.

Sustituyendo los valores en las fórmulas del tipo de sección y comparando con cada una el valor obtenido en el alma, se determina que el alma es tipo 1.

Ya obtenido el tipo de sección, se procede a calcular la relación de esbeltez máxima del elemento:

$$Relación\ de\ esbeltez = \frac{KL}{r}$$

K es un coeficiente de longitud efectiva, se tomará el valor de K = 1. El parámetro r se obtiene de las características del perfil, por tanto:

$$\text{Relación de esbeltez} = \frac{K * L}{r} = \frac{(1) * (300)}{10.5} = \mathbf{28.57 \text{ cm}}$$

Una vez obtenida la relación de esbeltez máxima, se procede a calcular el Esfuerzo crítico de Euler (Fe):

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 * (2040000)}{(28.57)^2} = \mathbf{24664.14 \text{ kg}}$$

A continuación, se realizará el cálculo del parámetro de esbeltez (λ_c):

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} = \sqrt{\frac{3515}{24664.14}} = \mathbf{0.38 \text{ cm}}$$

Ya que se tiene el parámetro de esbeltez, se calcula el factor de reducción por esbeltez (χ). Para calcular este factor, se necesita el coeficiente adimensional (n), el cual se obtiene de las Normas Técnicas y depende de ciertos factores correspondientes con la sección del perfil y el esfuerzo de fluencia del acero de la misma. Las columnas están diseñadas con un acero A992 – 50, y son de sección IR, por lo que se procede a tomar el valor n = 1.4. Una vez definido esto, el factor se desglosa de la siguiente manera:

$$\chi = \left[1 + \left(\frac{F_y}{F_e}\right)^n\right]^{-\frac{1}{n}} = \left[1 + \left(\frac{3515}{24664.14}\right)^{1.4}\right]^{-\frac{1}{1.4}} = \mathbf{0.956 \text{ cm}}$$

Ahora se procede a obtener el Esfuerzo Nominal en compresión (F_n).

$$F_n = \chi * F_y = (0.956) * (3515) = \mathbf{3359.55 \text{ kg/cm}}$$

Por último, se calcula la Resistencia a la Compresión (R_c), para el cuál se tomará el Factor de Resistencia como 0.9.

$$R_c = FR * F_n * A = (0.9) * (3359.55) * (487.8) = 1,474,909.49 \text{ kg} = \mathbf{1474.91 \text{ ton}}$$

Se observa que el valor de resistencia obtenido de acuerdo con los cálculos manuales ($R_c = 1474.91 \text{ ton}$) es muy similar con la carga actuante arrojada en el resumen del análisis del programa utilizado ($P_u = 1586.48 \text{ ton}$).

Por lo tanto, se revisa el intervalo de diferencia entre la carga actuante y la resistencia del elemento en cuestión:

$$T = -7.56\%$$

Este valor es mayor al valor obtenido mediante el diseño arrojado en el programa ETABS, siendo este de 1.081 (Imagen 5.35). El valor se encuentra dentro del rango permisible de 10% de diferencia. Por lo tanto, la sección es suficiente para resistir la carga actuante, se considera correcta y se acepta el cálculo.

Columna C3

A continuación, se presenta el elemento seleccionado para diseño.

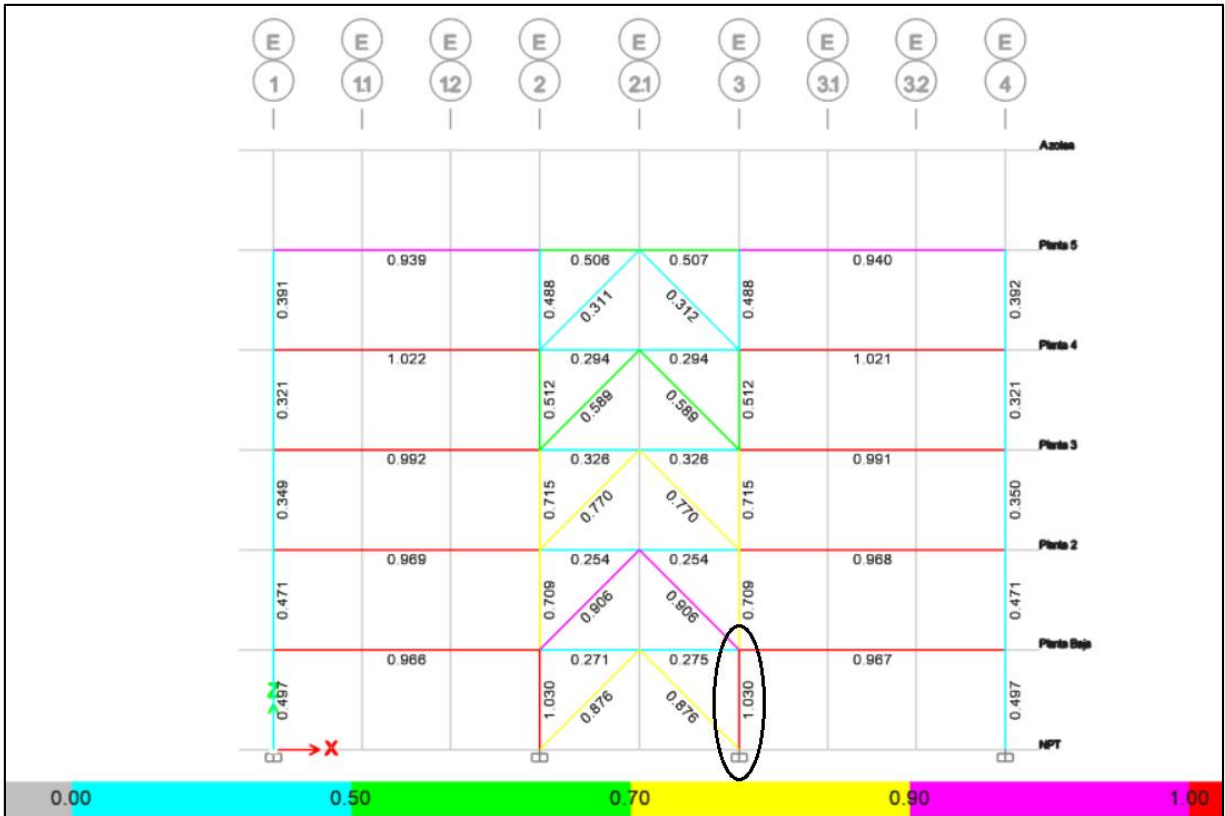


Imagen 5.36.- Vista en elevación de los valores de diseño de los elementos estructurales resaltando el seleccionado para el análisis.

Fuente: Propia.

Una vez que se revisaron los datos de los elementos de cada nivel, se selecciona el elemento que presente los esfuerzos de trabajo más altos para así proceder a diseñar una sección más factible a estos esfuerzos. Para la revisión estructural de este proyecto el elemento se encuentra en el primer nivel de la estructura.

Ahora de acuerdo con la geometría del perfil propuesta, en el caso de las columnas es un perfil IR, y utilizando los valores obtenidos de acuerdo con el análisis del programa, se toman los siguientes datos para poder diseñar la sección:

DATOS GENERALES		
Carga Pu =	933.68	ton
Longitud L =	3.000	m

DATOS DE LA SECCIÓN				
Sección Tipo =	IR	14	x	159
Peralte Total dw =	380	mm	0.38	m
Espesor del Alma tw =	18.9	mm	0.0189	m
Ancho del Patín bf =	395	mm	0.395	m
Espesor del Patín tf =	30.2	mm	0.0302	m
Módulo Plástico Zx =	4703	cm ³	0.004703	m ³
Módulo Elástico Sx =	4162	cm ³	0.004162	m ³
Inercia en el eje Y Iy =	31134	cm ⁴	0.00031134	m ⁴
Área de la Sección A =	301.3	cm ²	0.03013	m ²
Constante de Torsión Saint Venant J =	824	cm ⁴	0.00000824	m ⁴

OTROS DATOS		
Factor de Resistencia F.R. =	0.9	Flexión
Módulo de Elasticidad del Acero E =	2040000	kg/cm ²
Esfuerzo de Fluencia Fy =	3515	kg/cm ²
Factor de Carga F.C. =	1.1	Carga que Rige
Radio de giro rx =	16.2	cm
Radio de giro ry =	10.2	cm
Factor de longitud efectiva k =	1	adim
Coefficiente adimensional n =	1.4	adim

Se procede a clasificar el patín y el alma de la sección en uno de los tres diferentes tipos de clasificaciones:

Para el cálculo del patín se utilizará la siguiente fórmula:

$$Patín = \frac{bf/2}{tf} = \frac{395/2}{30.2} = 6.54$$

Para el cálculo del alma se utilizará la siguiente fórmula:

$$Alma = \frac{d - 2tf}{tw} = \frac{380 - 2(30.2)}{18.9} = \mathbf{16.91}$$

Sustituyendo los valores en las fórmulas del tipo de sección, y comparando con cada una el valor obtenido en el patín, se determina que el patín es tipo 1.

Sustituyendo los valores en las fórmulas del tipo de sección y comparando con cada una el valor obtenido en el alma, se determina que el alma es tipo 1.

Ya obtenido el tipo de sección, se procede a calcular la relación de esbeltez máxima del elemento:

$$Relación\ de\ esbeltez = \frac{KL}{r}$$

K es un coeficiente de longitud efectiva, se tomará el valor de K = 1. El parámetro r se obtiene de las características del perfil, por tanto:

$$Relación\ de\ esbeltez = \frac{K * L}{r} = \frac{(1) * (300)}{10.2} = \mathbf{29.41\ cm}$$

Una vez obtenida la relación de esbeltez máxima, se procede a calcular el Esfuerzo crítico de Euler (Fe):

$$Fe = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 * (2040000)}{(29.41)^2} = \mathbf{23274.90\ kg}$$

A continuación, se realizará el cálculo del parámetro de esbeltez (λc):

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} = \sqrt{\frac{3515}{23274.90}} = \mathbf{0.39 \text{ cm}}$$

Ya que se tiene el parámetro de esbeltez, se calcula el factor de reducción por esbeltez (χ). Para calcular este factor, se necesita el coeficiente adimensional (n), el cual se obtiene de las Normas Técnicas y depende de ciertos factores correspondientes con la sección del perfil y el esfuerzo de fluencia del acero de la misma. Las columnas están diseñadas con un acero A992 – 50, y son de sección IR, por lo que se procede a tomar el valor $n = 1.4$. Una vez definido esto, el factor se desglosa de la siguiente manera:

$$\chi = \left[1 + \left(\frac{F_y}{F_e} \right)^n \right]^{-\frac{1}{n}} = \left[1 + \left(\frac{3515}{23274.90} \right)^{1.4} \right]^{-\frac{1}{1.4}} = \mathbf{0.952 \text{ cm}}$$

Ahora se procede a obtener el Esfuerzo Nominal en compresión (F_n).

$$F_n = \chi * F_y = (0.952) * (3515) = \mathbf{3347.15 \text{ kg/cm}}$$

Por último, se calcula la Resistencia a la Compresión (R_c), para el cual se tomará el Factor de Resistencia como 0.9.

$$R_c = FR * F_n * A = (0.9) * (3347.15) * (301.3) = 907,647.97 \text{ kg} = \mathbf{907.65 \text{ ton}}$$

Se observa que el valor de resistencia obtenido de acuerdo con los cálculos manuales ($R_c = 907.65 \text{ ton}$) es muy similar con la carga actuante arrojada en el resumen del análisis del programa utilizado ($P_u = 933.68 \text{ ton}$).

Por lo tanto, se revisa el intervalo de diferencia entre la carga actuante y la resistencia del elemento en cuestión:

$$T = -2.87\%$$

Este valor es mayor al valor obtenido mediante el diseño arrojado en el programa ETABS, siendo este de 1.030 (Imagen 5.36). El valor se encuentra dentro del rango permisible de 10% de diferencia. Por lo tanto, la sección es suficiente para resistir la carga actuante, se considera correcta y se acepta el cálculo.

Resumen de las Secciones Óptimas

A continuación, se presentan las secciones resultantes de los cálculos estructurales, las cuales serán utilizadas para la ejecución de este proyecto de investigación.

TABLA SECCIONES PARA LOSACERO						
Sección	Espesor del Concreto sobre la cresta (cm)	Calibre	Conectores a cortante	F'c del Concreto (Kg/cm ²)	Tipo de Acero	Observaciones
Tipo 4	5	24	Si	200	A653	Losacero para Azotea
Tipo 4	5	24	Si	200	A653	Losacero para Entrepiso

TABLA SECCIONES PARA VIGAS						
Sección	Designación (in)	Designación (mm x kg/m)	d (mm)	t (mm)	Tipo de Acero	Observaciones
TM-1	IR 16 x 36	IR 406 x 53.70	402.844	7.493	A992-50	Vigas Primarias en el perímetro de la estructura
TM-2	IR 21 x 50	IR 203 x 59.3	529	9.7	A992-50	Vigas Primarias en el centro de la estructura
TM-3	IR 12 x 22	IR 305 x 32.8	313	6.6	A992-50	Vigas de la Estructura Independiente de escaleras
TS-1	IR 10 x 19	IR 203 x 15	260	6.4	A992-50	Vigas Secundarias en ejes longitudinal y transversal

TABLA SECCIONES PARA CONTRAVIENTOS						
Sección	Designación (in x in)	Designación (mm x kg/m)	d (mm)	t (mm)	Tipo de Acero	Observaciones
CV - 1	OR 7 x 0.500	OR 178 x 62.58	178	12.7	A500-B	Contravientos dirección longitudinal en estructura
CV - 2	OR 6 x 0.500	OR 152 x 52.44	152	12.7	A500-B	Contravientos dirección transversal en estructura
CV - 3	OR 4 x 0.313	OR 102 x 22.07	102	7.9	A500-B	Contravientos ambas direcciones en escaleras

TABLA SECCIONES PARA COLUMNAS						
Sección	Designación (in)	Designación (mm x kg/m)	d (mm)	t (mm)	Tipo de Acero	Observaciones
C-1	IR 10 x 100	IR 254 x 148.9	282	17.3	A992-50	Columnas generales de la estructura
C-2	IR 14 x 257	IR 356 x 382.9	416	29.8	A992-50	Columnas laterales en primer y segundo nivel de la estructura
C-3	IR 14 x 159	IR 356 x 236.5	380	18.9	A992-50	Columnas centrales en fachada principal, primer y segundo nivel de la estructura

Ya obtenidas las secciones óptimas de los elementos estructurales, termina el proceso de análisis y diseño estructural de la superestructura presentada en este trabajo de investigación. Con esta información, se observa que, la estructura sufrió un rediseño de acuerdo con los elementos propuestos en un inicio, lo que permitió una determinación más precisa del peso y tamaño de los elementos, aprobando el comportamiento de la estructura como óptimo y capaz para desempeñar la función para la cual está determinada, generando así, seguridad de uso a las personas que la alberguen; recordando que, la construcción de edificaciones surgió de la necesidad de refugio de los primeros hombres ante las condiciones climáticas.

Empleando las palabras de Hibbeler (2012), el proceso de diseño es tanto creativo como técnico y requiere un conocimiento fundamental de las propiedades de los materiales y de las leyes de la mecánica que rigen la respuesta de los materiales. Por otro lado, para analizar adecuadamente una estructura, deben hacerse idealizaciones sobre cómo se conectan y apoyan los elementos entre sí.

CONCLUSIÓN

Como objetivo principal de este trabajo de investigación se plantea analizar y diseñar estructuralmente la superestructura de un edificio de acero de cinco niveles para obtener el correcto dimensionamiento de cada elemento que conforme la estructura, lo que permita que ésta responda adecuadamente ante las solicitaciones previstas dentro del diseño. De acuerdo con los cálculos presentados dentro de la tesis, cabe mencionar que el objetivo principal se realizó correctamente, obteniendo así las dimensiones de cada uno de los elementos en respuesta a las solicitaciones presentadas en el modelo tridimensional que permitió el análisis de la estructura.

Dentro de los objetivos particulares se presentó analizar sísmicamente la estructura presentada, para corroborar su correcto comportamiento ante cargas accidentales, debido a que esta se encuentra en zona sísmica. Por lo que, al analizar la estructura del trabajo de investigación, se determinó que la combinación de carga más crítica presentada, fue la combinación de F_c ($CM + CV + 0.3S_x + S_y$), por tanto, se asegura que la resistencia del edificio ante cargas accidentales presentadas durante su vida útil es óptima.

También se pide cumplir con las especificaciones del RCDF y sus NTC para el dimensionamiento de los elementos. Así que el diseño de los elementos estructurales del edificio se realizó por medio de las especificaciones redactadas en el RCDF y las NTC para el Diseño de Estructuras Metálicas más actualizadas (2017), cumpliendo así con la normatividad.

Para diseñar y calcular estructuralmente el inmueble, se generó una propuesta estructural para los planos arquitectónicos, lo que llevó a proceder con los cálculos de esta. Por tanto, es correcto mencionar que se diseñó y se calculó la estructura.

Para revisar el cumplimiento de los dos estados de diseño indicados en el RCDF, los cuales son, los estados límite de falla de los elementos estructurales y, por otra parte, los estados límite de servicio de los elementos estructurales, las NTC en el Diseño de Estructuras Metálicas provee un listado de los estados límite de falla que se deben revisar de acuerdo con los esfuerzos que someten al elemento, los cuales fueron examinados a través de los cálculos. Por tanto, se cumple con los lineamientos de estados límite para los elementos estructurales.

Para elaborar un modelo matemático tridimensional para el diseño y análisis de la estructura por medio del programa de computadora ETABS, se utilizó el plano arquitectónico como referencia para los ejes en los que se encuentran los elementos estructurales, y así realizar el modelo obtenido que se muestra dentro del Capítulo 5, lo que permitió el análisis de la estructura y posteriormente generar su correcto dimensionamiento.

La pregunta de investigación planteada al inicio del trabajo fue: ¿Cuáles deben ser las dimensiones adecuadas de los elementos estructurales de la superestructura de cinco niveles para una óptima respuesta de la edificación?, encontrándose que las dimensiones óptimas de los elementos estructurales se muestran en el apartado de resumen de las secciones óptimas del Capítulo 5, generando un resumen de la geometría de elementos a utilizar en el proyecto. Dichas secciones estructurales se propusieron a partir del concepto de pre-dimensionamiento, lo que nos permitió

generar una respuesta de la estructura en el modelo matemático de manera orientativa, hasta obtener una respuesta exitosa, por lo que las secciones presentadas en el apartado mencionado se consideran apropiadas para soportar dichas solicitudes.

Los principios para los cuales fue creado el presente trabajo de investigación se cumplen adecuadamente de acuerdo con la finalidad del estudio, dando como resultado una estructura capaz para su ejecución y el cumplimiento de uso habitacional en la ciudad de Uruapan, Michoacán. Los cálculos presentan el elemento más desfavorable de cada sección.

Dentro de toda la investigación realizada, lo que se destaca como enseñanza personal y conocimiento nuevo adquirido, es el tema de la revisión de distorsiones, para idealizar el movimiento de la estructura al entrar en contacto con fuerzas sísmicas, permitiendo darle al calculista una visión preliminar del comportamiento de la misma y así ejecutar medidas de seguridad; por otro lado, también la utilización de contravientos, como medida para rigidizar una estructura y el desarrollo de los cálculos de dichos elementos.

Cabe mencionar que, aún quedaron temas sin abordar y que son esenciales para la ejecución completa del proyecto, sin embargo, como no se toman en cuenta dentro de la finalidad de este trabajo, están abiertos a futuras investigaciones si así se desea.

BIBLIOGRAFÍA

Arnal Simón, Luis y Betancourt Suárez, Max. (2015)

Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

Ed. Trillas, México.

C. Hibbeler, Russell (2012)

Análisis estructural.

Ed. Pearson. México.

Fratelli, María Graciela. (2003)

Diseño de estructuras metálicas.

Ediciones Unive. Venezuela.

Gaceta Oficial de la Ciudad de México. (2017)

Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas.

México.

Hernández Sampieri, Roberto y colaboradores. (2014)

Metodología de la investigación.

Ed. McGraw-Hill. México.

Kassimali, Aslam. (2015)

Análisis estructural.

Ed. Cengage Learning. México.

Manual de Losacero. (S/F)

Losacero Sección 4 y Sección 36/15.

IMSA, México.

McCormac, Jack C. y Nelson, James K. (2006)

Análisis de estructuras métodos clásico y matricial.

Ed. Alfaomega. México.

McCormac, Jack C. y Csernak, Stephen F. (2013)

Diseño de estructuras de acero.

Ed. Alfaomega. México.

Melli Piralla, Roberto. (2004)

Diseño Estructural.

Ed. Limusa. México.

Rochel Awad, Roberto. (2012)

Análisis y diseño sísmico de edificios.

Ed. Fondo Editorial Universidad EAFIT. Colombia.

Tamayo y Tamayo, Mario. (2003)

El proceso de la investigación científica.

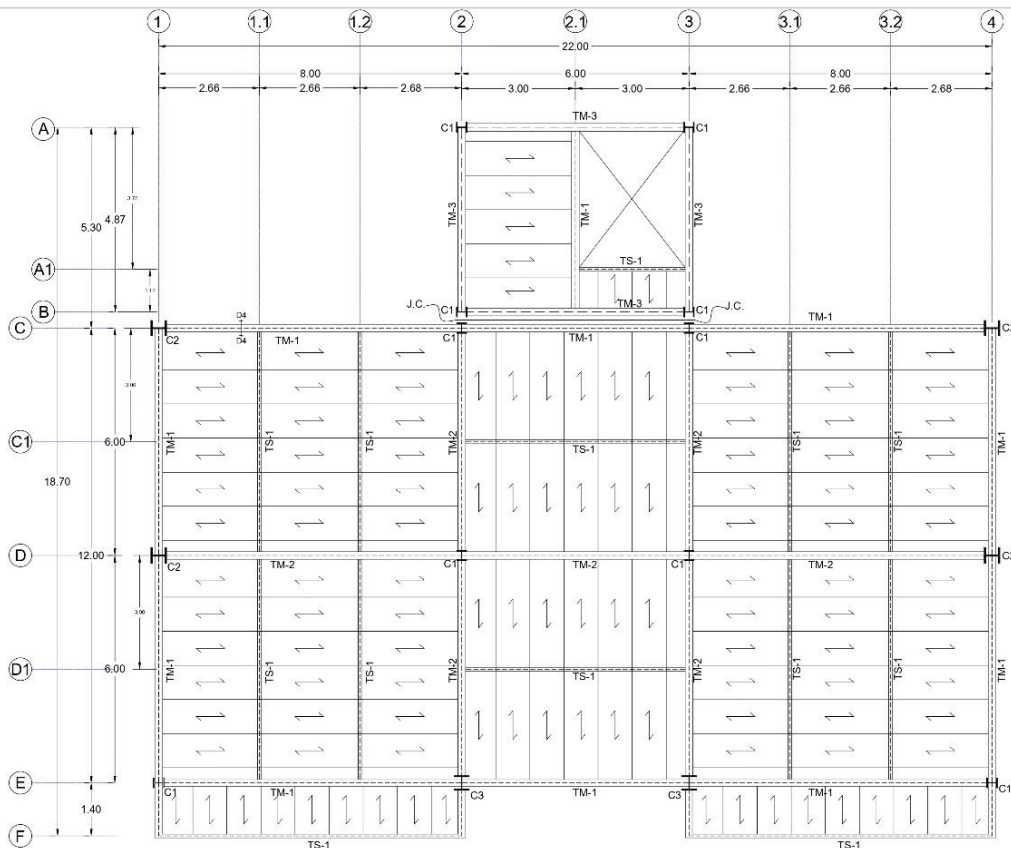
Ed. Limusa. México.

OTRAS FUENTES DE INVESTIGACIÓN

http://www3.inegi.org.mx/contenidos/app/mexicocifras/datos_geograficos/16/16102.p

df

ANEXOS



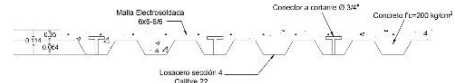
Secciones para Vigas						
Sección	Designación (n x b) (cm)	Designación (mm x kg/m)	d (mm)	I _x (mm ⁴)	I _y (mm ⁴)	Acero
TM-1	IR 16 x 36	IR 406 x 53.7	402.844	7.493	177.419	A992-50
TM-2	IR 21 x 50	IR 203 x 59.3	529	9.7	186	A992-50
TM-3	IR 12 x 22	IR 305 x 32.8	313	6.6	102	A992-50
TS-1	IR 10 x 19	IR 203 x 15	280	6.4	102	A992-50

Secciones para Contravientos						
Sección	Designación (n x n) (cm)	Designación (mm x kg/m)	d (mm)	I _x (mm ⁴)	I _y (mm ⁴)	Acero
CV 1	OR 7 x 0.500	OR 178 x 62.36	178	12.7	178	A500-B
CV-2	OR 6 x 0.500	OR 152 x 52.44	152	12.7	152	A500-B
CV-3	OR 4 x 0.313	OR 102 x 22.07	102	7.9	102	A500-B

Secciones para Columnas						
Sección	Designación (n x b) (cm)	Designación (mm x kg/m)	d (mm)	I _x (mm ⁴)	I _y (mm ⁴)	Acero
C-1	IR 10 x 100	IR 254 x 148.9	282	17.3	263	A992-50
C-2	IR 14 x 257	IR 356 x 382.9	416	29.8	406	A992-50
C-3	IR 14 x 159	IR 356 x 236.5	380	18.9	360	A992-50

Secciones para Losacero					
Sección	Epesor del concreto sobre la cresta (cm)	Calibre	Conectores a ganchos	F _c del concreto (kg/cm ²)	Acero
Tipo 4	5	22	SI	200	A853
Tipo 4	5	22	SI	200	A853

Detalle de Losacero



COORDENADAS GEOGRÁFICAS
 Lat: 20° 18' 00.00" N
 Long: 86° 22' 44.27" W
 Mando Horizontal: 0.11 cm/s



MACRO LOCALIZACIÓN



MICRO LOCALIZACIÓN



ESPECIFICACIONES:

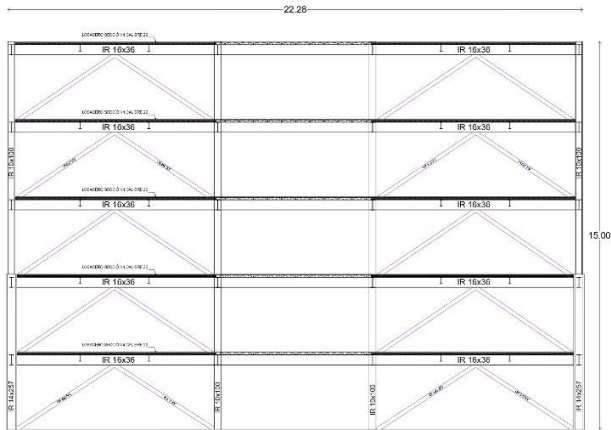
MATERIALES:

- SE USARÁ CONCRETO CON RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE F_c = 200 kg/cm² EN LOSAS.

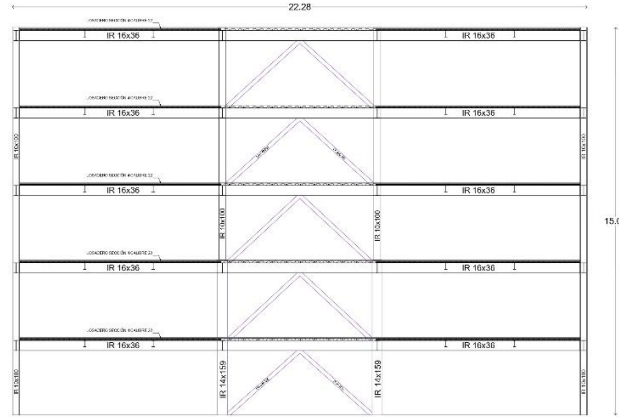
ACERO:

- EL ACERO ESTRUCTURAL PARA COLUMNAS SERÁ A992-50 ARMADO CON BARRAS DE FUERZA DE TIRANTE A992-50.
 - EL ACERO ESTRUCTURAL PARA TRABES SERÁ A992-50 ARMADO CON BARRAS DE FUERZA DE TIRANTE A992-50.
 - EL ACERO ESTRUCTURAL PARA CONTRAVIENTOS SERÁ A992-50 ARMADO CON BARRAS DE FUERZA DE TIRANTE A992-50.
 - LA SECCIÓN DE LOSACERO SERÁ A992-50 CON LÍMITE DE FLUJEN EN F_y = 235 kg/cm².
 - LOS CONECTORES (A GANCHOS) SERÁN DE SER DEL TIPO A500-B, CON UN DIÁMETRO DE Ø 3/4".

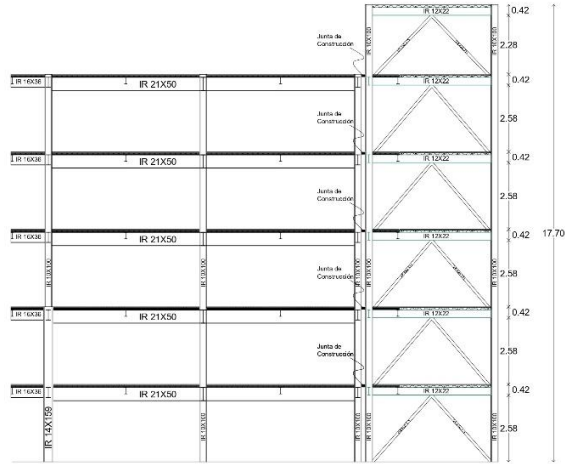
PROYECTO: BARRIO PARA LOSA LINDA HABITACIONAL
 UBICACIÓN: Calle Reynosa S/N C.P. 83753, Co. Ampulmar, Tlaxiaco, Oaxaca
 CLIENTE: M. I. Luis Arturo Muñoz García
 DISEÑO: M. I. Luis Arturo Muñoz García
 ESCALA: 1:100
 FECHA: 10/08/2020
 HOJA: 10 DE 10



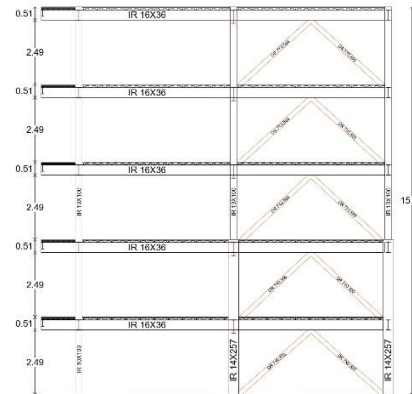
Alzado en el eje C



Alzado en el eje E



Alzado en el eje 3



Alzado en el eje 4

UNIVERSIDAD DON VASCO A.C.
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



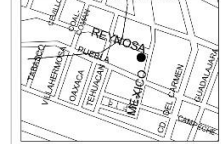
COORDENADAS GEOGRÁFICAS
Lat. 19°28' 18.71"N
Long. 102° 02' 41.27" W
Viento dominante: S-E fuerte



MACRO LOCALIZACIÓN



MICRO LOCALIZACIÓN



ESPECIFICACIONES:

MATERIALES:
- SE USARÁ CONCRETO CON RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE Fc=300 kg/cm² EN LOSAS.

ACERO:
- EL ACERO ESTRUCTURAL PARA COLUMNAS SERÁ A-36/A-570 CON LÍMITE DE FLUENCIA DE 36/50 kg/cm²
- EL ACERO ESTRUCTURAL PARA TRAVESOS SERÁ A-36/A-570 CON LÍMITE DE FLUENCIA DE 36/50 kg/cm²
- EL ACERO ESTRUCTURAL PARA COMARCADOS SERÁ A-36/A-570 CON LÍMITE DE FLUENCIA DE 36/50 kg/cm²
- LA SECCIÓN DE LOSACERO SERÁ A-36/A-570 CON LÍMITE DE FLUENCIA DE 36/50 kg/cm²
- LOS CONECTORAS (PERNAS DE UBIQUE) DEBERÁN DE SER DE TIPO WELDED THRU SECTION 305, DE E-36 CUARTERO.

PROYECTO: EDIFICIO PARA USO HABITACIONAL

PROYECTANTE: M. LUIS ANTONIO MORALES GARCÍA

PROYECTANTE: M. LUIS ANTONIO MORALES GARCÍA

PROYECTANTE: M. LUIS ANTONIO MORALES GARCÍA

PROYECTANTE: M. LUIS ANTONIO MORALES GARCÍA

PROYECTANTE: M. LUIS ANTONIO MORALES GARCÍA

PROYECTANTE: M. LUIS ANTONIO MORALES GARCÍA

PROYECTANTE: M. LUIS ANTONIO MORALES GARCÍA

PROYECTANTE: M. LUIS ANTONIO MORALES GARCÍA

PROYECTANTE: M. LUIS ANTONIO MORALES GARCÍA

PROYECTANTE: M. LUIS ANTONIO MORALES GARCÍA

PROYECTANTE: M. LUIS ANTONIO MORALES GARCÍA

PROYECTANTE: M. LUIS ANTONIO MORALES GARCÍA

PROYECTANTE: M. LUIS ANTONIO MORALES GARCÍA

PROYECTANTE: M. LUIS ANTONIO MORALES GARCÍA

PROYECTANTE: M. LUIS ANTONIO MORALES GARCÍA

PROYECTANTE: M. LUIS ANTONIO MORALES GARCÍA

PROYECTANTE: M. LUIS ANTONIO MORALES GARCÍA

PROYECTANTE: M. LUIS ANTONIO MORALES GARCÍA

PROYECTANTE: M. LUIS ANTONIO MORALES GARCÍA

PROYECTANTE: M. LUIS ANTONIO MORALES GARCÍA

PROYECTANTE: M. LUIS ANTONIO MORALES GARCÍA

PROYECTANTE: M. LUIS ANTONIO MORALES GARCÍA

PROYECTANTE: M. LUIS ANTONIO MORALES GARCÍA