



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA
COMITÉ DE TITULACIÓN
FING/DICyG/SEAC/UTIT/020/13

Señor
ADAN SAMUEL GRANADOS SOTO
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento que ha sido aprobado el tema que usted propuso, para ser desarrollado como informe escrito, conforme a la opción VI. "Titulación por trabajo profesional", para obtener su título de INGENIERO CIVIL

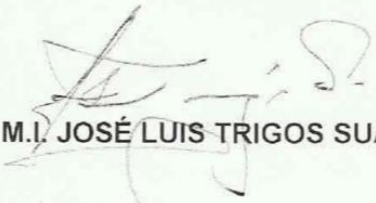
"ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE ESTRUCTURA METÁLICA, CONSTRUÍDO EN LA CIUDAD DE MÉXICO"

- INTRODUCCIÓN
- OBJETIVO
- I. ANTECEDENTES DE PROYECTO
- II. MODELACIÓN MATEMÁTICA
- III. DISEÑO ESTRUCTURAL
- IV. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES
- BIBLIOGRAFÍA
- ANEXOS

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria a 26 de Febrero del 2013.
EL PRESIDENTE DEL COMITÉ.



M.I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ

JLTS/MTH*rvm.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

“ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE ESTRUCTURA METÁLICA, CONSTRUIDO EN LA CIUDAD DE MÉXICO”

INFORME ESCRITO

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

PRESENTA:

ADAN SAMUEL GRANADOS SOTO

ASESOR

ING. MARCOS TREJO HERNÁNDEZ



MÉXICO D.F. 2013

AGRADECIMIENTOS

Este escrito es el cumulo de esfuerzos, ánimos, consejos, constancia y paciencia que en conjunto me han permitido cumplir uno de los más grandes logros de mi vida, es por ello que quiero agradecer a la mayoría de las personas que han permitido ser quien soy hasta estos instantes de mi vida...

A Dios

Por darme la oportunidad de crecer, sentir, soñar y vivir esta travesía llamada “vida”.

A mis Padres Ma. Guadalupe y Rodolfo

Este logro va dedicado especialmente para ustedes, siendo siempre la inspiración más grande en mí para la culminación de esta “nuestra meta”. Infinitas Gracias por su sabiduría, consejos, paciencia, educación, apoyo y amor que siempre me han brindado en cada una de las etapas de mi vida. Eternamente agradecido.

A mi hermana Diana

*Porque a pesar de los difíciles momentos, siempre has logrado sacarme una sonrisa, me has brindado un abrazo y recordado que la vida es para disfrutarla con sonrisas y haciendo locuras. Además de saltarme el tren trayendo contigo a un ser lleno de luz y bendiciones: **Yaretzi**.*

A mi Familia

*Gracias a mi **Abuelita Edwiges**, sin duda la ser más luminosa, sabia, amorosa, humilde, sencilla y respetuosa...de quien siempre he aprendido que todo haciéndolo con fé, en familia y con amor se pueden lograr los objetivos tan imposibles de lograr.*

*Gracias a mi **Abuelito Guillermo**, por estar siempre al pendiente de mi formación académica y laboral.*

*A todos mis ti@s en especial a **Chayo, Lupita, Estelita y Benita**, y a mis prim@s **Aby, Ale, Beles, Claus, Susy, Carol, Sarahi, Chucho y Edgar** por enseñarme que pese a cualquier circunstancia siempre estaremos para apoyarnos en familia y salir juntos de cualquier tropiezo que nos de la vida.*

A mis sobrinos Ian y Alex,

Porque además de ser mis sobrinos, son mis dos pequeños mejores amigos... quienes siempre me han sabido inyectar vitaminas de niñez, imaginación, sonrisas y felicidad.

A Dulce Peña.

Siempre te estaré agradecido por cada palabra de aliento, apoyo y amor incondicional que me has brindado desde que volvimos a coincidir en esta travesía... gracias por enseñarme que todo se puede lograr si se es paciente, constante y se lucha por alcanzar sus objetivos... gracias por arriesgarte conmigo a compartir esta bonita etapa de nuestras vida y por demostrarme que siempre es mejor caminar tomados de la mano para vencer cualquier obstáculo que se pudiera presentar en esta caminata llamada vida.

A mis Cainales

Gracias a mis cainales de antaño: Lucero (Xoxa), Carlos Galicia, Josué (Fuser), Dante, Chino, Klaus y Betty porque con ustedes eh formado una segunda familia y pese a la distancia o tiempo que nos tardemos para vernos, sabemos que contamos con cada uno de nosotros.

Gracias a cada uno de mis compañeros, amigos y cainales de la Facultad de Ingeniería (generación 2008-2012), porque su interés en la carrera hizo que profundizará mi conocimiento más en los temas. En especial gracias a Markito, Ivan (Capi) y Jesus Espinoza por cada uno de los momentos compartidos.

También quiero agradecer a cada una de las personas las cuales solo compartimos poco tiempo, pero sin embargo, dejaron algún aprendizaje que hará que siempre los recuerde con mucha alegría, afecto y respeto.

A mis Profesores de Carrera

Gracias por cada una de sus enseñanzas, experiencias y pasión por enseñar ingeniería, mismas que se refleja en la culminación de mi carrera y despierte siempre mi interés en Ingeniería Civil. En especial a los Ingenieros: **Vega Roldan** (por su excelencia como profesor, ingeniero en Hidráulica y como ser humano), a **Rodríguez Vega** (por su excelente clase de Análisis Estructural), a **Monroy Miranda** (por su pasión en las estructuras) y a **Nikte Ocampo** (por su fabulosa clase de Canales).

A Jesús Saavedra y Cesar Méndez

Por darme la oportunidad de aventurarme en el ámbito laboral.

A la Facultad de Ingeniería

Porque entre sus paredes, pasillos, auditorios y edificios encuentro cada uno de los momentos que transcurri para llegar a estos instantes.

A la Universidad Nacional Autónoma de México

Por brindarme una segunda casa y por haberme permitido pasar los momentos más felices de mi vida.

Bien dicen que todo llega en el momento justo, ni antes ni después, que todo ya esta perfectamente planeado, quise correr en titularme sin darme cuenta que solo me tropezaba yo mismo, ahora que logro terminar este escrito comprendo que:

"Los tiempos de Dios son Perfectos"

Agradecido con la vida por concluir este escrito y quien sabe un poco de mí entenderá lo siguiente:

"A Darle Gusto Al Gusto..... La vida Pronto se Acaba"

Adan

CONTENIDO

INTRODUCCIÓN	5
OBJETIVO	5
CAPITULO I	6
“ANTECEDENTES DE PROYECTO”	6
1.1 PROYECTO ARQUITECTÓNICO	7
1.2 ANÁLISIS DE CARGAS	14
1.3 ANÁLISIS SÍSMICO	17
1.4 ANÁLISIS POR VIENTO.	35
CAPITULO 2	42
“MODELACIÓN MATEMÁTICA”	42
2.1 ELABORACIÓN DE MODELO MATEMÁTICO	43
2.2 ANÁLISIS ESTRUCTURAL	68
2.2.1 OPCIONES DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL	68
2.2.2 REVISIÓN DE PARTICIPACIÓN MODAL	71
2.2.3 REVISIÓN DE PERIODO DE VIBRAR	72
2.2.4 REVISIÓN DE CORTANTE BASAL	73
2.2.5 REVISIÓN DE ESTADOS DE SERVICIOS (DEFORMACIONES)	80
2.2.5.1 REVISIÓN DE DESPLAZAMIENTOS VERTICALES (δ_v)	81
2.2.5.2 REVISIÓN DE DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES POR EFECTOS DE SISMO	84
2.2.5.3 REVISIÓN DE DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES POR EFECTO DE VIENTO	87
CAPITULO 3	89
“DISEÑO ESTRUCTURAL”	89
3.1 REVISIÓN DE ESTADOS LÍMITES DE FALLA	90
3.2 DISEÑO DE COLUMNA DE CONCRETO	96
3.3 DISEÑO DE TRABE PRINCIPAL	106
3.4 DISEÑO DE TRABE SECUNDARIA A BASE DE SECCIÓN COMPUESTA	118
3.5 DISEÑO DE CONTRAVENTE.	133
3.6 DISEÑO DE CONEXIONES	143
3.6.1 CONEXIONES ATORNILLADAS	144
3.6.2 CONEXIONES SOLDADAS	149
3.6.3 CONEXIÓN A CORTANTE	155
3.6.4 CONEXIÓN A MOMENTO	163
CAPITULO 4	173
“CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES”	173
BIBLIOGRAFÍA	176

INTRODUCCIÓN

En el ámbito de la Ingeniería Civil, se deben establecer secuencias lógicas y óptimas de las actividades a realizar que sumado en conjunto den como resultado un proyecto u obra que cumpla los objetivos principales: seguridad, funcionalidad, economía y estética, afectando lo menor posible el impacto al medio ambiente.

Es así que al realizar un proyecto estructural de un edificio no se admiten excepciones, ya que al diseñar y construir debe de cumplir con los requerimientos de seguridad y de servicio basándose en la Reglamentación de Construcción vigente del sitio donde se construya la edificación.

El presente trabajo muestra en sus capítulos las actividades que realicé en mis comienzos en el ámbito profesional, para la realización del análisis y diseño de un edificio de estructura metálica, ubicado en la zona la Ciudad de México considerando su estado actual, como marco de referencia el vigente Reglamento de Construcción para el Distrito Federal (Ref. 1) y sus Normas Técnicas Complementarias correspondientes (Referencias del 2 al 6).

De tal modo en el capítulo I, presentaré una descripción general del edificio conforme al proyecto arquitectónico, con lo cual se podrá realizar el análisis de cargas correspondiente al tipo de uso del suelo y espacios del edificio. Finalizando con la descripción del análisis sísmico y por viento de acuerdo a las características del lugar y del edificio considerando la reglamentación vigente del Distrito Federal.

En el capítulo II, con base a los parámetros descritos en el capítulo anterior, describiré los pasos esenciales en los cuales tuve la oportunidad de participar para la modelación del edificio, utilizando el programa comercial ETABS, desglosando la aplicación de solicitudes como lo son efectos gravitatorios (peso propio) y accidentales (sismo y viento) para el posterior análisis estructural y revisión de los estados límites de falla y de servicios máximos permisibles.

En el capítulo III, desglosaré los cálculos correspondientes para el diseño de cada elemento estructural (columna, trabe principal, trabe secundaria en sección compuesta, conexiones a cortante y momento) en los cuales participé y colaboré para la ejecución del proyecto.

Finalizaré en el capítulo IV con las conclusiones acerca del desarrollo del proyecto así como algunas recomendaciones que por experiencia profesional puedo compartir a los futuros ingenieros.

OBJETIVO

El presente informe tiene como objetivo principal desglosar a grandes rasgos los conocimientos adquiridos en el ámbito profesional con el desarrollo del análisis y diseño estructural de una estructura metálica.

Además, como objetivo secundario planteo que este informe sirva como guía básica para el desarrollo de un proyecto estructural para futuros ingenieros.



CAPITULO I

“ANTECEDENTES DE PROYECTO”

1.1 PROYECTO ARQUITECTÓNICO

Para poder definir la estructura principal del edificio que se planea que construir, se deberá de definir los usos de piso que tendrá dicha edificación, la distribución de espacios y todo lo necesario para dar la comodidad necesaria a los usuarios de acuerdo al destino del edificio. Todos estos conceptos son estudiados y presentados en el **Proyecto Arquitectónico**, el cual tendrá como fin establecer todos los parámetros necesarios para dicho propósitos.

La estructura descrita en este escrito es llamada **“LATINO TOWERS”**, localizada en la Ciudad de México, sobre el paseo de la Reforma, entre las calles de Génova y Belgrado en la delegación Cuauhtémoc.



Figura 1.1 Localización del proyecto.

El edificio se conforma de una torre de 49 niveles sobre el nivel de calle, mismos que se desglosan a continuación:

- 6 medios niveles de estacionamientos subterráneos.
- Dos niveles de Lobby.
- 22 medios niveles de estacionamiento por encima de nivel de calle.
- 30 niveles destinados a uso de oficinas.
- Nivel de Azotea.
- Nivel de descenso de Helicóptero.

Se tiene un área de proyecto rectangular con dimensiones de 80 por 35 metros, los cuales se cuentan con 4 ejes longitudinales con distancias de entre 10 a 7.7 metros y con 10 ejes transversales con distancias entre 8.35 a 9.75 metros.

La altura total del edificio es de 176.08 metros aproximadamente a partir del nivel de calle, mismas que se desglosa en entrepisos de estacionamientos con altura de 3.06 metros, 4.2 metros en niveles de oficinas y para el nivel de Helipuerto se tienen una altura de 11.76 metros.

A continuación se presentan las plantas y elevaciones arquitectónicas del edificio.

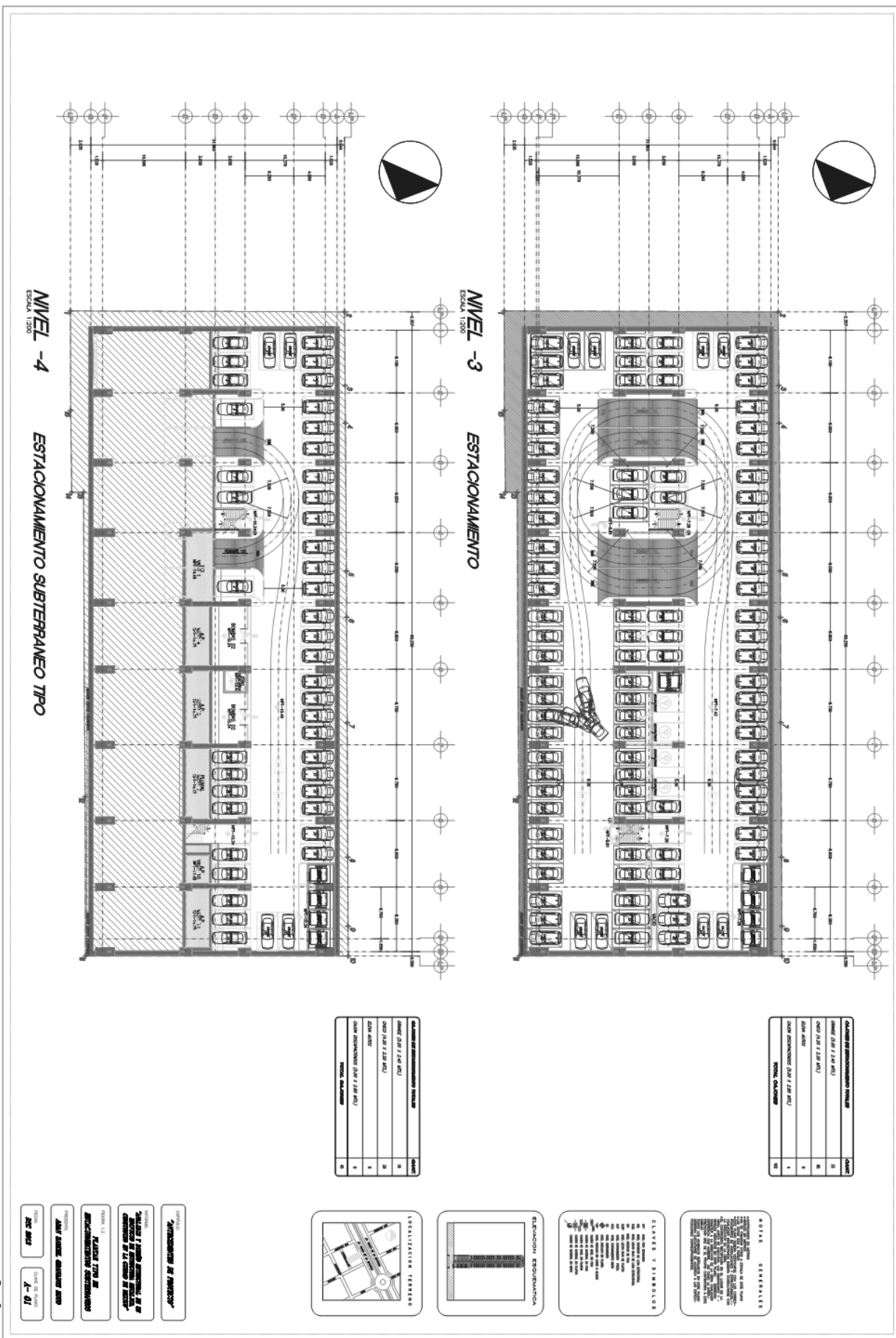
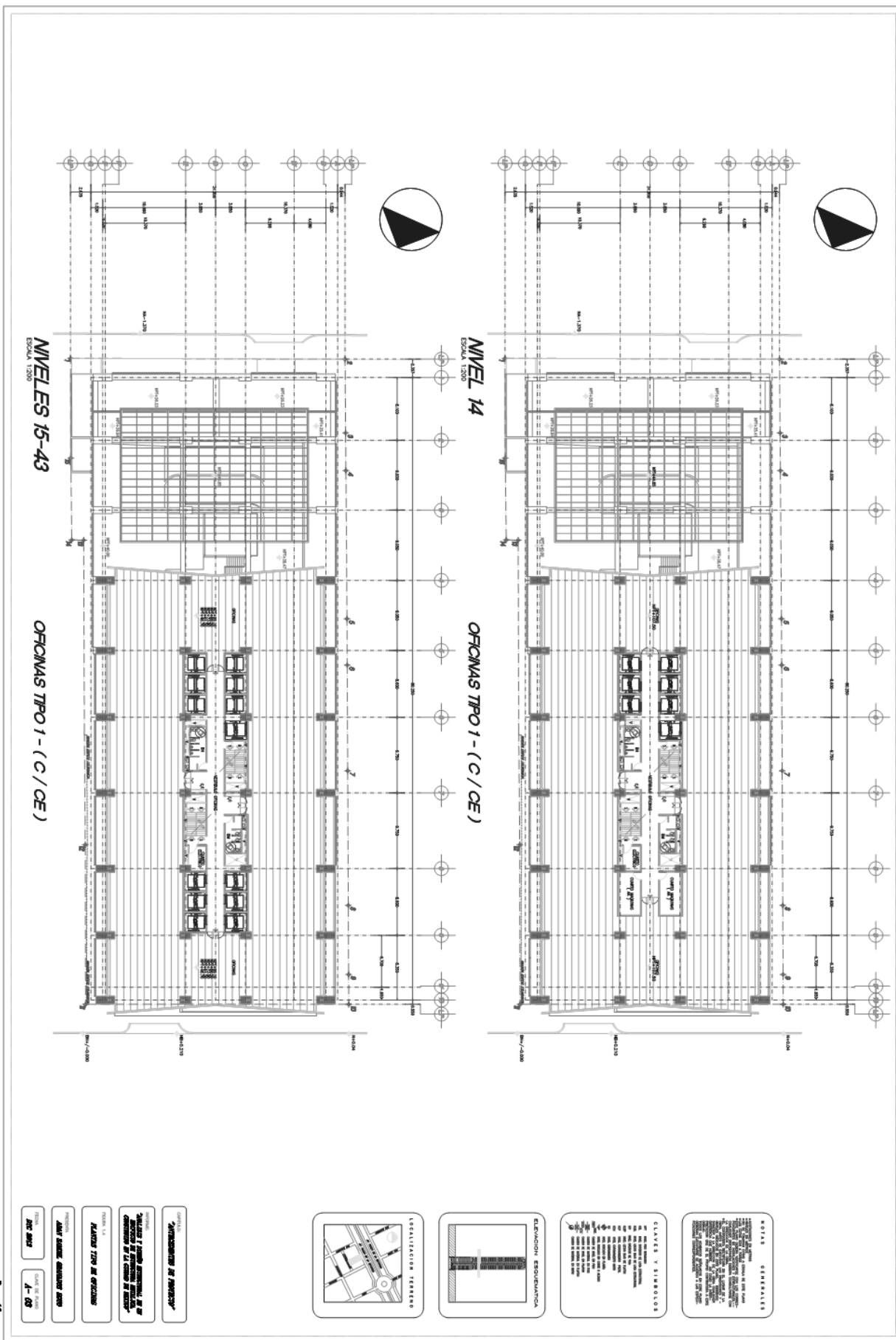
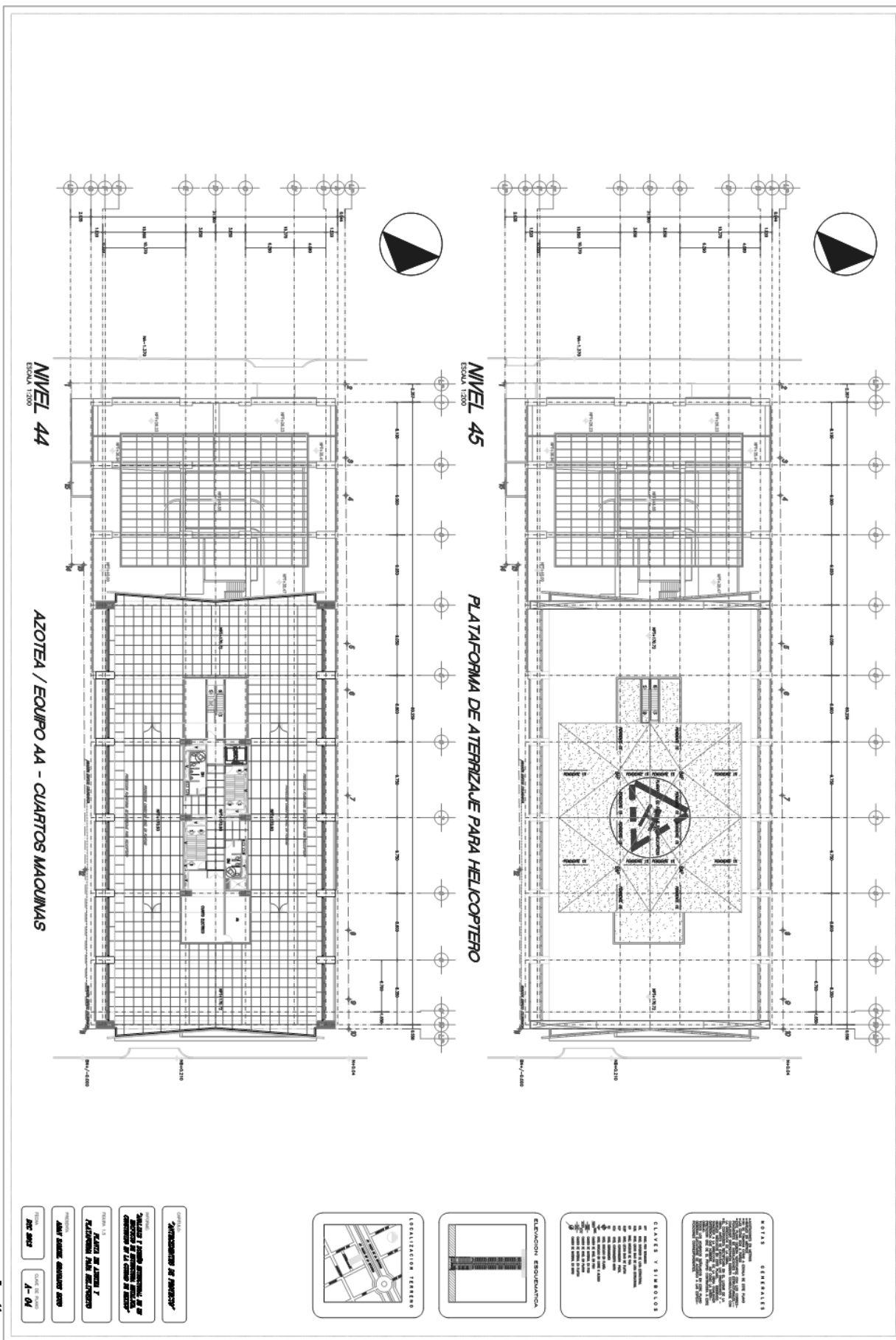
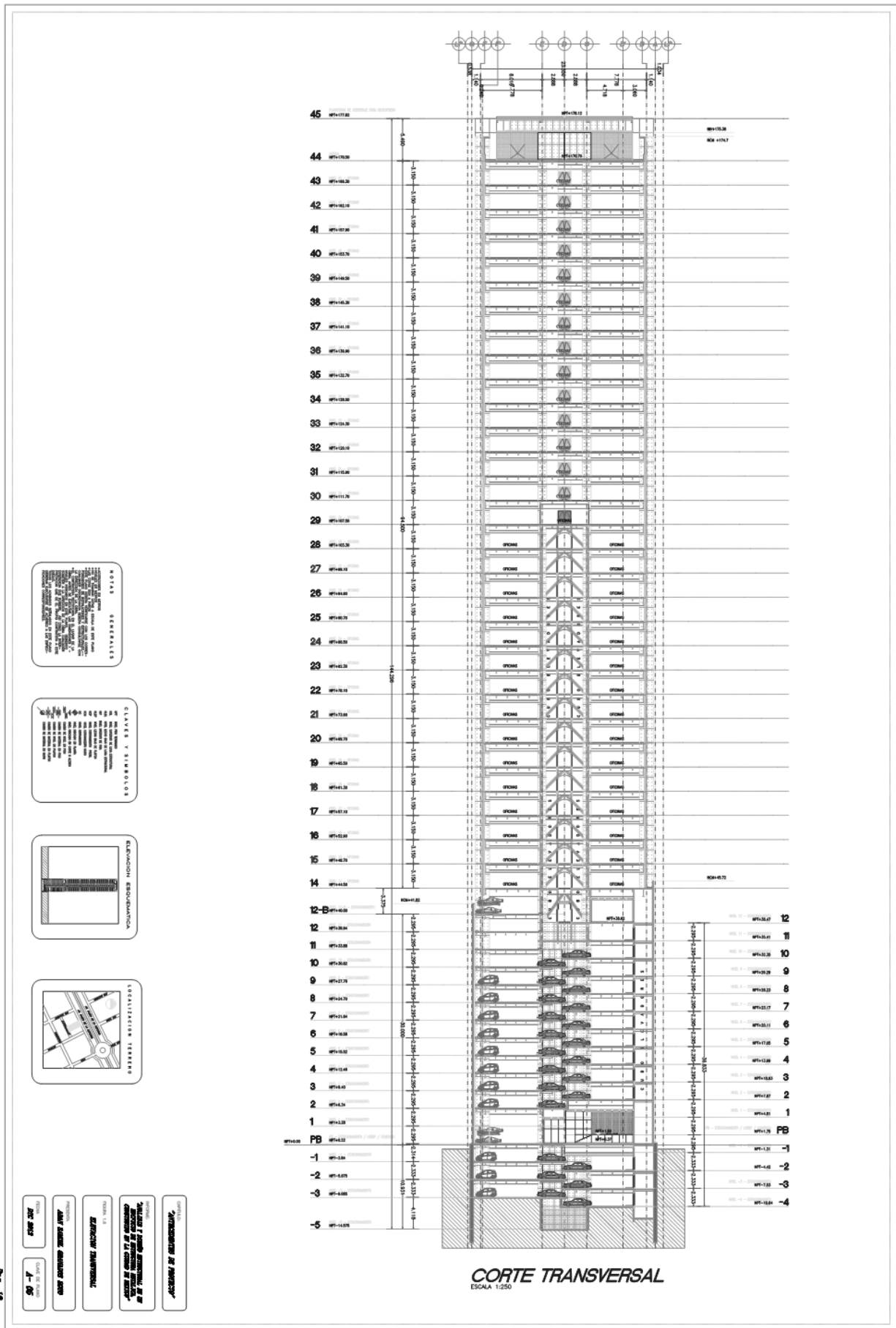


Fig. 8

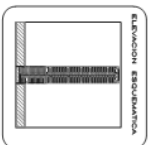






GENERAL
 Este corte muestra la estructura metálica del edificio, incluyendo columnas, vigas y losas de piso. Se detallan los niveles de los pisos y la ubicación de los ejes estructurales.

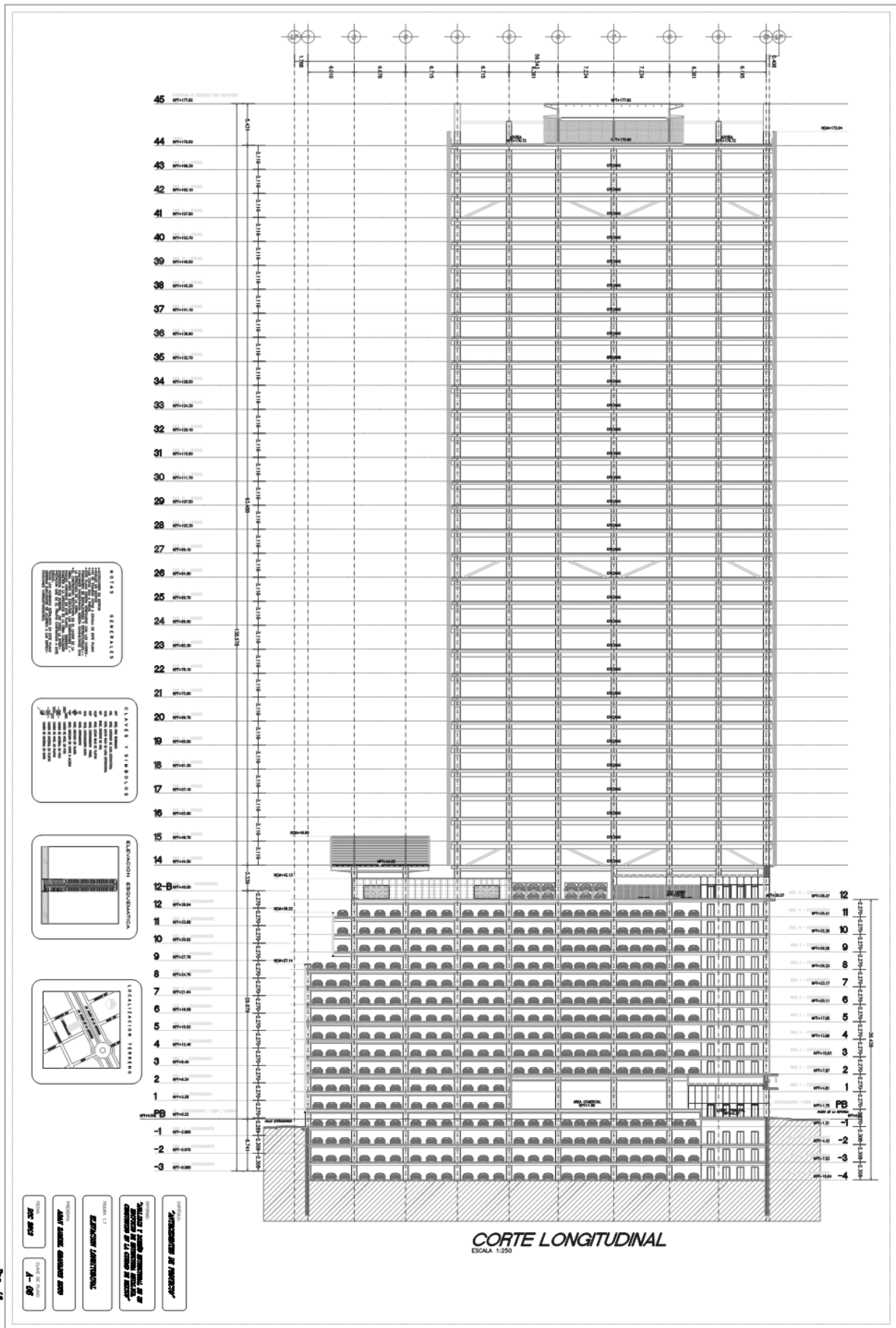
LEYENDA
 Símbolos que representan los diferentes tipos de elementos estructurales: columnas, vigas, losas y conexiones.



PROYECTO
 ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE ESTRUCTURA METÁLICA, CONSTRUIDO EN LA CIUDAD DE MÉXICO.

PROYECTANTE
 ADAN SAMUEL GRANADOS SOTO

FECHA
 2013



CORTE LONGITUDINAL
ESCALA 1:250

1.2 ANÁLISIS DE CARGAS

De acuerdo al proyecto arquitectónico y al tipo de uso de cada nivel, participé en la identificación de usos de espacios para poder establecer las diferentes zonas de cargas a las que estará sometida la estructura, lo que nos permitirá saber las deformaciones y fuerzas internas que se presentan en cada elemento estructural a causa de los estados de cargas permanentes, variables y accidentales.

Es preciso describir los estados de cargas de cualquier estructura, mismos que se mencionan en las *Normas Técnicas Complementarias Sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones*, NTC-CADEE (Ref. 2), con los siguientes conceptos:

- **Carga Muerta.**- son las acciones que permanecen sobre la estructura y que cuya intensidad varia muy poco con el tiempo. Pertenecen a esta categoría los elementos estructurales, empujes estáticos de tierra, fachadas y todos los elementos que permanezcan fijos en la construcción, de manera que gravitan en forma constante sobre la estructura.
- **Cargas Variables.**- este tipo de acciones consideran la probabilidad de carga a las que estará sometida la estructura de acuerdo a la ocupación de los espacios del proyecto, dividiéndose en tres tipos principalmente:
 - a) Vivas Máximas.- Son las cargas con el valor máximo probable durante la vida esperada de la edificación.
 - b) Vivas Instantáneas.- Son las cargas con el valor máximo probable en el lapso en que se pueda presentar una acción accidental, como un evento sísmico, viento, etc.
 - c) Vivas Medias.- Son las cargas con el valor medio probable que puede tomar la acción en un lapso de varios años y se empleará para estimar efectos a largo plazo, como deformaciones y/o hundimientos de la estructura.
- **Acciones Accidentales.**- Son las cargas que no se deben al funcionamiento normal de la edificación y que pueden alcanzar intensidades significativas solo durante lapsos breves. En esta categoría se encuentran los efectos por viento, sismo, granizo, nieve, explosiones, incendios y otros fenómenos que pueden presentarse en casos extraordinarios.

Las NTC-CADEE (Ref. 2), en su Capítulo 6 nombrado “Cargas Variables”, se desglosa en su Tabla 6.1 (Figura 1.8 de este escrito), los valores mínimos de las cargas vivas máximas (W_m), cargas vivas instantáneas (W_a) y cargas vivas medias (W) que por reglamentación se deben considerar, a menos que algún estudio o sustento justificado demuestre otro valor diferente a los descritos en dicha norma.

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)	0.7 (70)	0.9 (90)	1.7 (170)	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)	
k) Garajes y estacionamientos (exclusivamente para automóviles)	0.4 (40)	1.0 (100)	2.5 (250)	10

Figura 1.8 “Tabla 6.1 Cargas Vivas Unitarias, kN/m² (Kg/m²)” (Ref. 2).

En el caso de este proyecto, se utilizaron los valores de los incisos b, d, f, h, k, de la Figura 1.8 debido al tipo de uso de suelo que presentará el proyecto LATINO TOWERS.

A continuación se desglosan las diferentes zonas de uso de suelo, con sus respectivos conceptos de cargas a las cuales estará sometido el edificio, desglosando las cargas muertas, cargas vivas máximas e instantáneas, considerando que los sistemas de piso rígidos serán a base de losacero.

ESTACIONAMIENTO		
CARGAS MUERTAS		<i>kg / m²</i>
LOSACERO, capa de compresión h=6 cm	236	
INSTALACIONES	10	
BANQUETAS	20	
SOBRECARGA RCDF	20	
	$\Sigma =$	286 <i>kg / m²</i>
CARGAS VIVAS		
MÁXIMA (W _m)	250	<i>kg / m²</i>
INSTANTÁNEA (W _a)	100	<i>kg / m²</i>
MEDIA (W)	40	<i>kg / m²</i>

ESTACIONAMIENTO CON SISTEMA MECÁNICO		
CARGAS MUERTAS		<i>kg / m²</i>
LOSACERO, capa de compresión h=6 cm	236	
INSTALACIONES	10	
BANQUETAS	20	
SOBRECARGA RCDF	20	
	$\Sigma =$	286 <i>kg / m²</i>
CARGAS VIVAS		
MÁXIMA (W _m)	500	<i>kg / m²</i>
INSTANTÁNEA (W _a)	200	<i>kg / m²</i>
MEDIA (W)	80	<i>kg / m²</i>

ÁREAS COMUNES		
CARGAS MUERTAS		<i>kg / m²</i>
LOSACERO, capa de compresión h=6 cm	236	
ACABADOS	80	
INSTALACIONES	20	
MUROS	80	
SOBRECARGA RCDF	40	
	$\Sigma =$	456 <i>kg / m²</i>
CARGAS VIVAS		
MÁXIMA (W _m)	350	<i>kg / m²</i>
INSTANTÁNEA (W _a)	250	<i>kg / m²</i>
MEDIA (W)	40	<i>kg / m²</i>

OFICINAS		
CARGAS MUERTAS		<i>kg / m²</i>
LOSACERO, capa de compresión h=6 cm	236	
ACABADOS	80	
INSTALACIONES	20	
MUROS	80	
SOBRECARGA RCDF	40	
	$\Sigma =$	456 <i>kg / m²</i>
CARGAS VIVAS		
MÁXIMA (W _m)	250	<i>kg / m²</i>
INSTANTÁNEA (W _a)	180	<i>kg / m²</i>
MEDIA (W)	100	<i>kg / m²</i>

AZOTEA (MENOR A 5%)		
CARGAS MUERTAS		<i>kg / m²</i>
LOSACERO, capa de compresión h=6 cm	236	
RELLENOS	200	
INSTALACIONES	40	
IMPERMEABILIZANTE	20	
SOBRECARGA RCDF	40	
	$\Sigma =$	536 <i>kg / m²</i>
CARGAS VIVAS		
MÁXIMA (W _m)	100	<i>kg / m²</i>
INSTANTÁNEA (W _a)	70	<i>kg / m²</i>
MEDIA (W)	15	<i>kg / m²</i>

AZOTEA (ZONA DE ATERRIZAJE)		
CARGAS MUERTAS		<i>kg / m²</i>
LOSACERO, capa de compresión h=6 cm	236	
RELLENOS	100	
INSTALACIONES	40	
IMPERMEABILIZANTE	20	
SOBRECARGA RCDF	40	
	$\Sigma =$	436 <i>kg / m²</i>
CARGAS VIVAS		
MÁXIMA (W _m)	500	<i>kg / m²</i>
INSTANTÁNEA (W _a)	450	<i>kg / m²</i>
MEDIA (W)	400	<i>kg / m²</i>

FACHADA		
		<i>kg / m</i>
FACHADA DE CRISTALERÍA	210	
PRETILES, SOPORTERIA DE ESCALERAS	100	

1.3 ANÁLISIS SÍSMICO

Los movimientos ocasionados por sismos han tenido gran importancia debido a la pérdida de vidas humanas y afectaciones que han sufrido los edificios por dicho fenómeno. De manera que comenzaremos por dar una breve descripción sobre los sismos o terremotos, siendo estos movimientos que se generan en la corteza terrestre, generadas principalmente por el desplazamiento de las placas tectónicas, sin embargo, también se pueden generar por erupciones volcánicas, caída de cavernas, explosiones, etc., generando ondas vibratorias que se propagan a grandes distancias a través de la roca de la corteza terrestre provocando los movimientos que conocemos con el nombre de sismo.

El movimiento sísmico del suelo se transmite a los edificios por medio de las sacudidas que se presentan en la base, la cual tiende a seguir el movimiento del suelo, mientras que, por inercia, la masa del edificio se opone al ser desplazada dinámicamente y a seguir el movimiento de su base. De esta forma se generan entonces las fuerzas de inercia (comúnmente llamadas fuerzas sísmicas) que ponen en peligro la seguridad estructural.

Lo peculiar del problema sísmico no es precisamente la complejidad de la respuesta estructural ante dichos eventos, sino sobre todo, se deriva de lo poco predecible que es el fenómeno, de las intensidades extraordinarias que pueden alcanzar sus efectos asociados y de lo poco probable de que se presenten tales intensidades en la vida útil de la estructura.

Por lo anterior descrito, el principal objetivo del diseño sísmico es establecer los parámetros adecuados para que la estructura pueda ser capaz de soportar sismos moderados y de alta magnitud con una probabilidad mínima de suceder, con el propósito de que la estructura tenga la facilidad de disipar la energía provocada, llamando a esta propiedad de la estructura como ductilidad, y así evitar el colapso de la misma.

Lo anterior descrito se puede plantear de “manera más formal en términos de los estados límites siguientes:

- a) **Estado límite de servicio**, para el cual no exceden deformaciones que ocasionen pánico a los ocupantes, interferencia con el funcionamiento de equipos e instalaciones, ni daños en elementos no estructurales.
- b) **Estado límite de integridad estructural**, para el cual se pueden presentar daño no estructural y daño estructural menor, como agrietamiento en estructuras de concreto, pero no se alcanza la capacidad de carga de los elementos estructurales.
- c) **Estado límite de supervivencia**, para el cual puede haber daño estructural significativo, y hasta en ocasiones más allá de lo económicamente reparable, pero se mantiene la estabilidad general de la estructura y se evita el colapso.

En términos generales, pueden establecerse como objetivos del diseño sísmico lo siguiente:

- i) Evitar que se exceda el estado límite de servicio para sismos de intensidad moderada que pueden presentarse varias veces en la vida de la estructura.

- ii) Que el estado de límite de integridad estructural no se exceda para sismos severos que tienen una posibilidad significativa de presentarse en la vida de la estructura.
- iii) El estado límite de supervivencia no debe excederse ni para sismos extraordinarios que tengan una muy pequeña probabilidad de ocurrencia.” (Ref. 8).

Por lo anterior descrito, las *Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo*, NTC-DS (Ref. 3), establecen parámetros de análisis y diseño con el propósito de cumplir con los objetivos antes mencionados. A continuación se presentan los aspectos fundamentales de dichas normas, lo que nos permitirá establecer los parámetros de análisis apropiados para desarrollar nuestro proyecto.

1.3.1 TIPOS DE ANÁLISIS SÍSMICOS.

Las NTC-DS (Ref. 3) establecen los tipos de análisis sísmicos de acuerdo a las características geométricas y estructuración que se planea adoptar al proyecto, siendo los principales el método simplificado, el método estático y los métodos dinámicos.

a) Método Simplificado.

En las NTC-DS en su Capítulo 7 nombrado “*Método Simplificado de Análisis*”, está enfocado principalmente a estructuras construidas por medio de muros ligados entre sí. Para poder utilizar dicho método es necesario hacer cumplir la estructura con los puntos desglosados en la sección 2.1 de las mismas normas, los cuales establece los requisitos para poder utilizar dicho método.

b) Método Estático.

De acuerdo a la sección 2.2 de las NTC-DS (Ref. 3), se podrá utilizar el método estático que se describe en el Capítulo 8 de las mismas normas, para analizar estructuras regulares, con alturas no mayores a 30 m y estructuras irregulares de no más de 20m. En el caso de edificios localizados en Zona I, los límites anteriores se amplían a 40 m y 30 m, respectivamente. Para establecer si una estructura es regular o irregular, se deberán de revisar los parámetros que se definen en el Capítulo 6 de las NTC-DS.

c) Métodos Dinámicos.

Se consideran métodos dinámicos al “*Análisis Modal*” y “*Análisis Paso a Paso*”, descritos en el Capítulo 9 de las NTC-DS (Ref. 3) los cuales se pueden aplicar a cualquier tipo de estructura sin importar sus características geométricas. De acuerdo a las leyes dinámicas, rigidez misma del edificio, características geométricas, etc., se pueden obtener los parámetros de respuesta, como desplazamientos, fuerzas sísmicas, momentos de volteo, etc., la diferencia entre los dos métodos radica en que el primero utiliza espectros de diseño, mientras que el segundo utiliza respuestas o acelerogramas de temblores reales en específico.

De acuerdo a los tres tipos de análisis sísmicos, para nuestra estructura se adoptó el método dinámico del tipo modal espectral, debido que tenemos un edificio con más de 40 metros de altura lo que no cumpliría con adoptar el análisis estático, además de que se encuentra dentro de la zonificación sísmica llamada de Iago (Zona III).

1.3.2 ESPECTRO DE DISEÑO SÍSMICO.

A continuación se desglosarán los parámetros y factores necesarios para la obtención de un espectro de diseño, mismo que se utilizará para la obtención de los elementos mecánicos y revisión de desplazamiento de la estructura. Se pueden generar tres tipos de espectros dependiendo de la zona en que se encuentre el proyecto y la importancia de la estructura, mismos que se anuncian a continuación:

- Espectro de diseño sísmico de Capítulo 3 de las NTC-DS (Ref. 3), (Zona I).
- Espectro de diseño sísmico de Apéndice A de las NTC-DS (Ref. 3), (Zona II y III).
- Espectro de diseño de sitio (Cualquier Zona).

Antes de comenzar con el trazo del espectro de diseño para nuestro proyecto, es muy importante lograr entender que significa este gráfico. En forma general, podemos definir espectro de respuesta, como una representación gráfica de la respuesta máxima (expresada en términos de desplazamiento, velocidad, aceleración o cualquier otro parámetro de interés) que produce una acción dinámica determinada en una estructura u oscilador de un grado de libertad. En estos gráficos, se representan en abscisas el periodo propio de la estructura (o la frecuencia) y en ordenadas la respuesta máxima calculada para distintos factores de amortiguamiento, ζ .

Para explicar en forma conceptual el procedimiento de construcción de un espectro de respuesta consideremos una serie de estructuras de un grado de libertad u osciladores simples con diferentes periodos de vibración, T , y con igual factor de amortiguamiento, ζ . Si sometemos todos estos osciladores a la acción de un mismo terremoto (utilizando un registro de aceleraciones), cada uno exhibirá una respuesta diferente, la cual puede representarse, por ejemplo, a través de la historia de desplazamientos. Una vez calculada la respuesta de osciladores es posible determinar el máximo de cada uno de ellos y representarlos en un gráfico en función del periodo de vibración, para obtener así un espectro de respuesta. Es decir, que la respuesta máxima de cada oscilador con periodo T representa un punto del espectro. Lo anterior descrito se puede representar en la Figura 1.9.

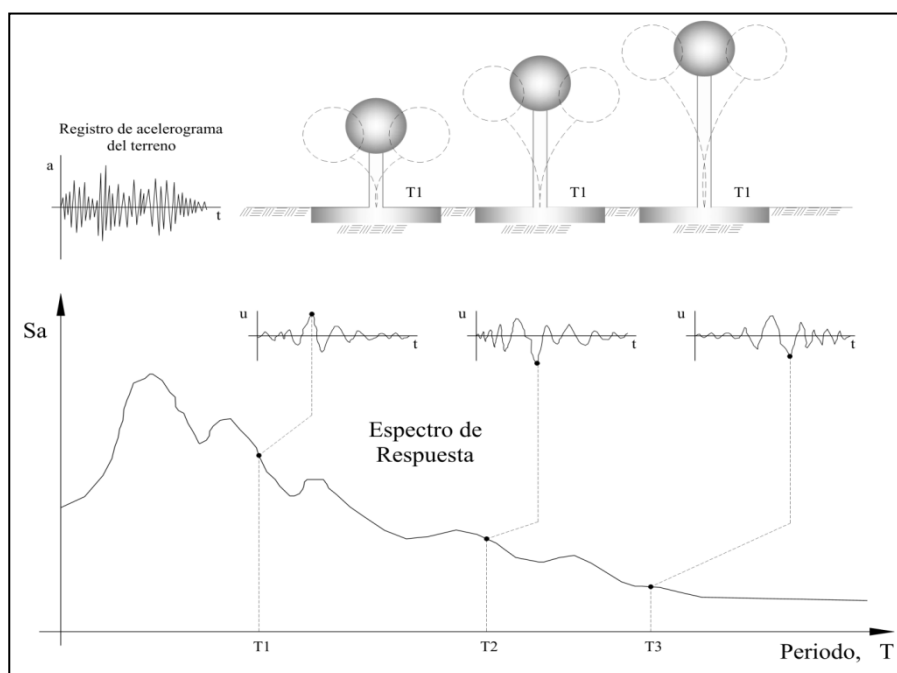


Figura 1.9 Gráfico indicativo del método de determinación del espectro de respuesta.

Con este tipo de representaciones gráficas del comportamiento de las estructuras debido a las excitaciones que sufre el suelo por efectos sísmicos principalmente, los espectros han ganado amplia aceptación como herramienta de diseño estructural, por lo que se han tenido que desarrollar diferentes tipos de espectros, lo cual en este documento solo se dará una pequeña explicación de los más comunes:

- a) **Espectros de respuesta elástica:** representan parámetros de respuesta máximos para un evento sísmico y usualmente incluyen varias curvas que consideran distintos factores de amortiguamiento suponiendo el oscilador de un grado de libertad comportándose en el rango elástico. Se utilizan fundamentalmente para estudiar las características del evento sísmico y sus efectos sobre las estructuras.
- b) **Espectro de respuesta inelástica:** son similares a los anteriores pero en este caso se supone que el oscilador de un grado de libertad exhibe comportamiento no-lineal, es decir, que la estructura puede experimentar deformaciones en rango plástico por acción del movimiento sísmico.
- c) **Espectros de diseño:** las construcciones no pueden diseñarse para resistir un evento sísmico en particular en una zona dada, puesto que el próximo evento probablemente presentara características diferentes. Por lo tanto, los espectros de respuesta elásticos o inelásticos, descritos previamente, no puedan utilizarse para el diseño estructural. Por esta razón, el diseño o verificación de las construcciones se realizan a partir de espectros que son suavizados y que consideran el efecto de varios eventos sísmicos, es decir, que representan una envolvente de los espectros de respuesta de los sismos típicos de una zona cuya metodología está basada en procedimientos estadísticos.

Con lo anterior descrito, cabe mencionar que cada representación gráfica de los espectros depende a su vez de las propiedades y tipo de suelo donde se lleva a cabo el estudio o proyecto, es por eso que las NTC-DS (Ref. 3), con base a estudios y mediciones hechas por diferentes instituciones, como lo es el Servicio Sismológico Nacional, el Instituto de Ingeniería de la UNAM, entre otros, han podido establecer una microzonificación sísmica dentro de la cuenca de la ciudad de México y con ello estimar el comportamiento del suelo en la zona de estudio.

Para ello, la microzonificación sísmica ha dado lugar principalmente a tres zonas: la zona I o de Lomas es el considerado por el terreno firme y de peligro sísmico menor al estar compuesto principalmente por estratos duros. La zona III o de Lago, es la zona con depósitos de arcilla de por lo menos 20m de espesor y corresponde al peligro sísmico mayor debido a la amplificación de las ondas sísmicas por el tipo de suelo. Entre estas dos zonas existe la zona II o de Transición, donde los estratos de arcilla son de menor espesor y producen amplificaciones importantes, pero menos graves que en la zona del Lago.

En el caso de este proyecto, de acuerdo con la zonificación sísmica que marcan las NTC-DS (Ref. 3) en su Figura 1.1 (Figura 1.10 de este escrito) y con ayuda del estudio de Mecánica de Suelos del sitio del proyecto, se logró especificar que se trata de un suelo **Zona IIIb**, pero debido a la magnitud de la obra y el tipo de suelo se realizó un estudio en sitio, para lograr predecir el comportamiento del lugar y con ello el de la estructura misma. Por ello se llevará a cabo un análisis del espectro de sitio utilizando lo marcado en el Apéndice A de las mismas normas.

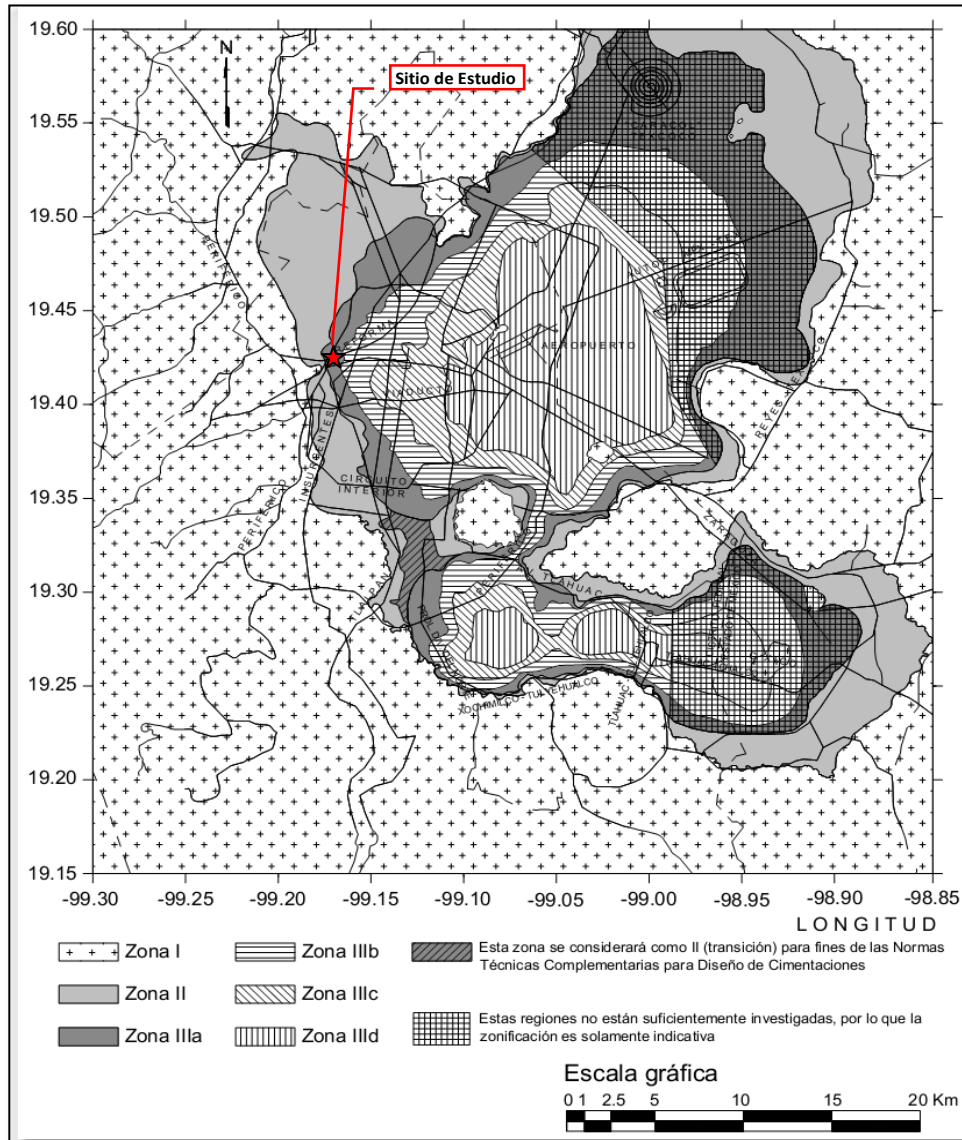


Figura 1.10 “Figura 1.1 Zonificación del DF para fines de Diseño por Sismo” (Ref. 3).

1.3.3 Espectro de Diseño Sísmico de Sitio.

Las NTC-DS (Ref. 3) en su apartado de “**APÉNDICE A**”, establece en su punto A.1, que para estructuras ubicadas en las zonas II y III, se deberá tener en cuenta explícitamente los efectos de sitio así como la interacción suelo-estructura.

De acuerdo a la importancia de la estructura, se pueden utilizar las ecuaciones paramétricas descritas en dicho apéndice de las normas, sin embargo, para el caso de este proyecto se realizó un estudio en sitio, para conocer los parámetros fundamentales (α_0 , c , T_a , T_b y k) y así obtener el espectro correspondiente en cada sentido de análisis de la estructura.

En este documento no se abordarán los estudios realizados para la obtención del espectro de diseño sísmico del sitio, ya que no es alcance de este documento, sin embargo, a continuación se presenta el resumen de los parámetros necesarios proporcionados por el estudio de Mecánica de Suelos del Sitio para la elaboración de dichos espectros, cuyos parámetros se presentan en la siguiente tabla.

PARAMETROS SISMICOS, TR =125 años					
Amort.	a_0	c	T_a	T_b	k
3%	0.150	0.650	0.600	2.100	0.500
5%	0.150	0.510	0.600	2.100	0.500
10%	0.125	0.340	0.600	2.100	0.500
15%	0.125	0.265	0.600	2.100	0.500

Tabla 1.1 Parámetros Sísmicos con periodo de retorno de 125 años.

Ya conocidos los parámetros de diseño, la sección A.3 del Apéndice A (Ref.3), se tienen las siguientes expresiones para la elaboración del espectro de diseño:

$$a = \begin{cases} a_0 + (\beta c - a_0) \frac{T}{T_a} & ; \quad si \ T < T_a \\ \beta c & ; \quad si \ T_a \leq T < T_b \\ \beta c p \left(\frac{T_b}{T}\right)^2 & ; \quad si \ T \geq T_b \end{cases}$$

$$p = k + \left(\frac{1}{k}\right) \left(\frac{T_b}{T}\right)^2$$

Dónde:

- a Ordenada de los espectros de diseño, como fracción de la aceleración de la gravedad.
- a_0 Aceleración del terreno.
- β Factor de reducción por amortiguamiento suplementario, que es igual a uno cuando se ignora la interacción suelo-estructura.
- c Coeficiente sísmico.
- T Periodo natural de vibración de la estructura.
- T_a, T_b Periodos característicos de los espectros de diseño.
- k, p Factores para la obtención del espectro de diseño.

Una vez localizado el proyecto, definir el tipo de suelo del sitio en estudio y conocer los parámetros de diseño sísmico, es necesario establecer tres parámetros importantes para poder concluir el espectro de diseño, siendo los siguientes:

- El factor de comportamiento sísmico (Q),
- El factor de reducción (Q'),
- El factor de irregularidad.

1.3.4 Factor de Comportamiento Sísmico (Q).

De acuerdo a las NTC-DS (Ref. 3) en su Capítulo 5, este factor se refiere a la forma de caracterizar a la estructura de acuerdo a su ductilidad y el tipo de elementos estructurales capaces de disipar la energía provocada por un sismo, esto de acuerdo al tipo de estructuración, detallado en nodos de conexiones y al tipo de material a utilizar.

En el caso de este proyecto se eligió utilizar un factor de comportamiento sísmico de $Q=2$, con lo cual debemos hacer cumplir los requisitos que describe la sección 5.3 de las NTC-DS (Ref. 3), siendo los

más importantes que nuestra estructura resistirá las fuerzas laterales a base de losas planas con columnas de concreto reforzado y su estructuración será por medio de marcos de acero con ductilidad reducida y/o contraventeos con ductilidad normal. Con este tipo de estructuración cumplimos los requisitos para dicho factor Q elegido por nosotros como diseñadores.

1.3.5 Factor de Reducción (Q').

Con fines de diseño, las fuerzas sísmicas resultantes del método estático o dinámico modal que se fijan en el Capítulo 9 de las NTC-DS (Ref. 3), se aplicara un factor de reducción Q' , dicho factor depende de la zona de estudio del proyecto.

Las NTC-DS (Ref. 3), establecen dos criterios para obtener dicho factor, lo marcado en su sección 4.1, el cual se establece para estructuras en Zona I (de Lomas) sin considerar efectos de sitio y lo indicado en la sección A.3, que esta destinadas para edificaciones ubicadas en zonas de II y III (de Transición y de Lago respectivamente) considerando los efectos de sitio.

Teniendo en cuenta los efectos de sitio se utiliza la sección del “**Apéndice A**” de dichas normas, las cuales establecen las siguientes ecuaciones para la obtención del factor de reducción Q' :

$$Q' = \begin{cases} 1 + (Q - 1) \frac{T}{T_a} \sqrt{\frac{\beta}{k}} & ; \quad si \quad T \leq T_a \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta}{k}} & ; \quad si \quad T_a < T \leq T_b \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta p}{k}} & ; \quad si \quad T > T_b \end{cases}$$

$$p = k + \left(\frac{1}{k}\right) \left(\frac{T_b}{T}\right)^2$$

Dónde:

- Q Factor de comportamiento sísmico.
- T Periodo natural de vibración de la estructura [s].
- T_a, T_b Periodos característicos de los espectros de diseño [m].
- β Factor de reducción por amortiguamiento suplementario, que es igual a uno cuando se ignora la interacción suelo-estructura.
- k, p Factores para la obtención del espectro de diseño.

1.3.6 Factor de Irregularidad.

De acuerdo a las NTC-DS (Ref. 3) en su Capítulo 6, definen al factor de irregularidad y se refiere a la forma geométrica del edificio tanto en planta como en elevación, ya que si la estructura es asimétrica se tiende a provocar excentricidades entre el centro de masa y el centro de rigidez la cual provocaría torsión a la estructura.

Primero describiremos en qué condiciones una estructura es regular, irregular y fuertemente irregular, con el propósito de especificar que factor de irregularidad le corresponde a una estructura en general y proseguiremos con el desglose de todos los puntos descritos por la norma para verificar el estado de regularidad que tienen nuestra edificación y concluir con los factores de irregularidad que utilizaremos para el espectro de diseño de nuestro edificio.

Comenzaremos al definir como **“Estructura Regular”**, si cumple con los 11 requisitos descritos en la sección 6.1, de las NTC-DS (Ref. 3). Si la estructura no satisface alguno de los puntos de la sección 6.1 antes mencionada, se considerará como **“Estructura Irregular”**.

Una vez clasificada una estructura como irregular de acuerdo a la sección 6.2 de las NTC-DS (Ref. 3), se revisarán dos puntos descritos en la sección 6.3 de las mismas normas, si se cumple con al menos alguno de los puntos, se considerará como **“Estructura Fuertemente Irregular”**.

Una vez establecida en qué condiciones de regularidad se encuentra la edificación, de acuerdo con la sección 6.4 llamada **“Corrección por Irregularidad”** el cual se cita textualmente donde se menciona que:

“El factor de reducción Q' , definido en la sección 4.1, se multiplicará por **0.9** cuando no se cumpla con uno de los requisitos 1 a 11 de la sección 6.1, por **0.8** cuando no se cumpla con dos o más de dichos requisitos y por **0.7** cuando la estructura sea fuertemente irregular según las condiciones de la sección 6.3. En ningún caso el factor Q' se tomará menor que uno.” (Ref. 3).

Con lo anterior descrito, continuaremos con el desglose de los 11 puntos descritos en el Capítulo 6 de las NTC-DS (Ref. 3) para considerar una estructura como regular y marcado los puntos 12 y 13 como los puntos para revisar si la estructura es fuertemente irregular, dichos requisitos son los siguientes:

1. Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes. Estos son además, sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio.

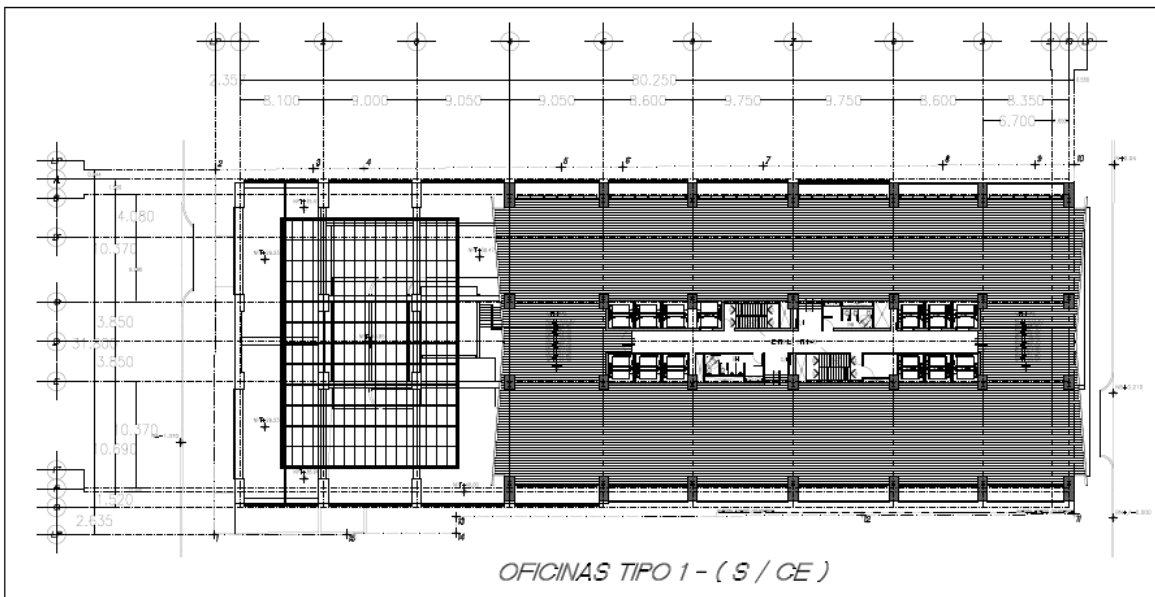
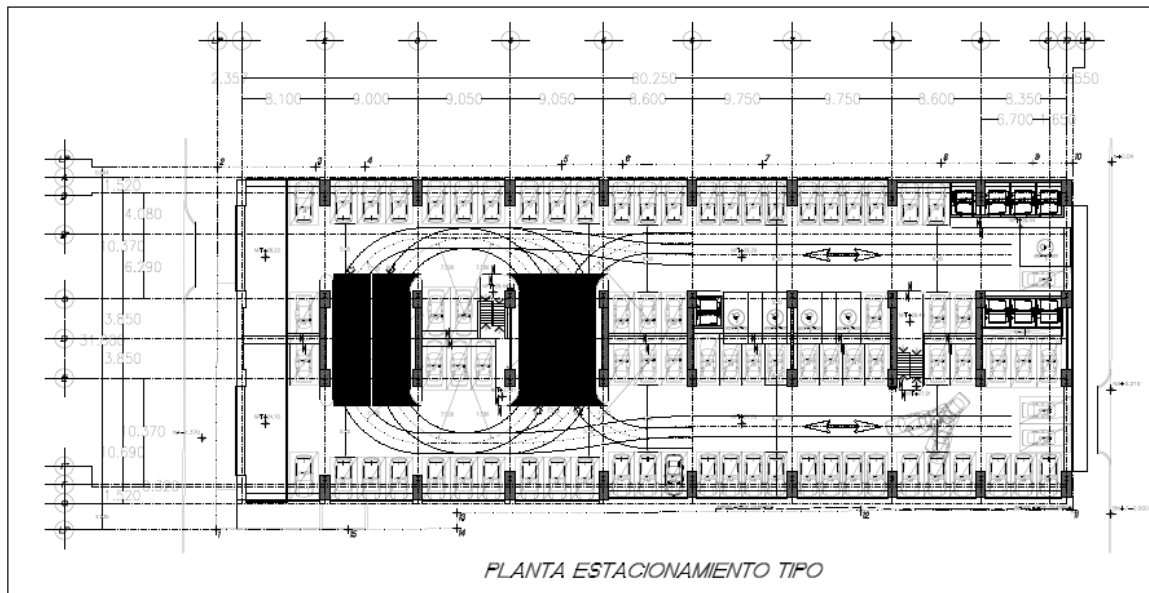


Figura 1.11 Plantas tipo del edificio.

Este punto SI CUMPLE debido a la simetría de su planta.

2. La relación de la altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5.

A continuación se presenta la elevación y utilizando las plantas del punto anterior, podemos revisar este punto.

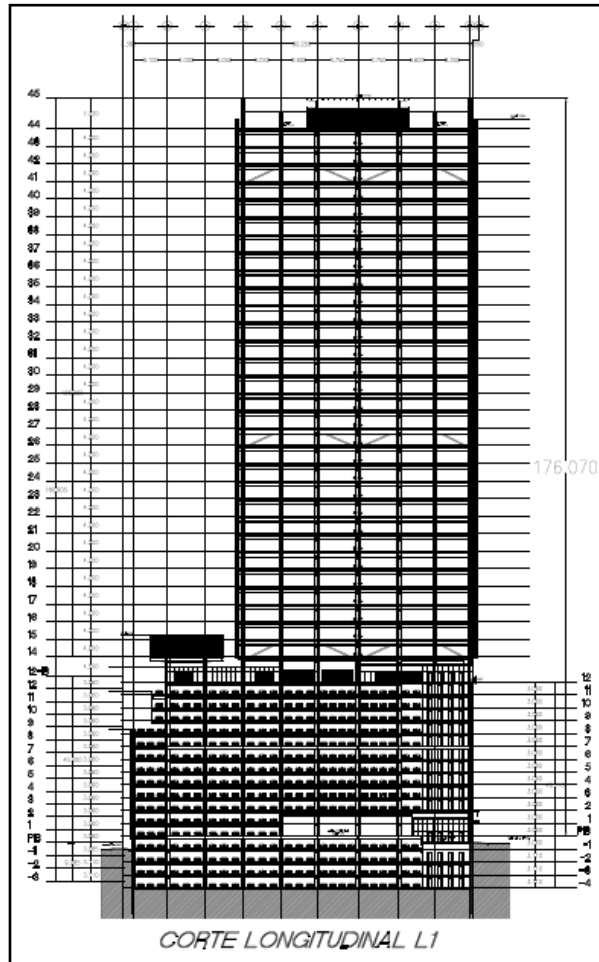


Figura 1.12 Elevación tipo del edificio.

La dimensión menor de su planta es 31.8 metros y la altura del edificio desde el nivel de calle a su nivel de Azotea es 176.08 metros.

$$\frac{176.08}{31.8} = 5.54$$

Por lo que este inciso **NO SE CUMPLE** ya que la relación que resulta es de 5.54 siendo superior a lo indicado por normativa.

3. La relación de largo a ancho de la base no excede 2.5.

Utilizando las plantas del punto 1, se tiene la planta tipo de estacionamiento con dimensiones máximas en largo de base con 80.25 metros y el ancho de 31.8 metros, lo que da una relación de:

$$\frac{80.25}{31.8} = 2.52$$

Para el caso de la planta tipo de oficinas con dimensiones máximas en largo de base con 54.09 metros y el ancho de 31.8 metros, lo que da una relación de:

$$\frac{54.09}{31.8} = 1.7$$

Por lo que, NO SE CUMPLE, ya que la relación en los niveles tipo de estacionamiento excede por mínimo al valor indicado por normativa.

- 4. En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20 por ciento la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se encuentra la saliente o la abertura.**

De acuerdo a las plantas tipos del edificio indicadas en el punto 1, no se observan salientes ni entrantes considerables, por lo tanto, SI CUMPLE con este punto.

- 5. En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.**

Este inciso SI CUMPLE con la estructuración que se propone a base de losacero considerándolo así un diafragma rígido que transmite las cargas normales a su plano.

- 6. No tiene aberturas en su sistema de techo y piso cuya dimensión exceda el veinte por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la abertura; los huecos no ocasionan asimetrías significativas ni difieren de posición de un piso a otro, y el área total de las aberturas no excede en ningún nivel el 20 por ciento de área de la planta.**

En las plantas tipo del punto 1, podemos ver que los huecos se mantienen en todo lo alto del edificio, siendo estos huecos de elevadores y escaleras, pero sin ser mayores al 20% del área total, por lo que SI CUMPLE con este punto.

- 7. El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 110 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior ni, excepción hecha al último nivel de la construcción, es menor que 70 por ciento de dicho peso.**

Dicho punto NO SE CUMPLE ya que entre el nivel menos uno y la planta baja hay una diferencia importante entre las cargas que se presentan, esto debido al paso de camiones pesados considerados para el diseño.

- 8. Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110 por ciento del piso inmediato inferior ni menor que 70 por ciento de esta. Se exime de este último requisito únicamente al último piso de la construcción. Además, el área de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la menor de los pisos inferiores.**

A continuación se presentan las plantas para realizar una comparación de áreas en el nivel 14 que es donde se tiene una reducción de áreas significativa.

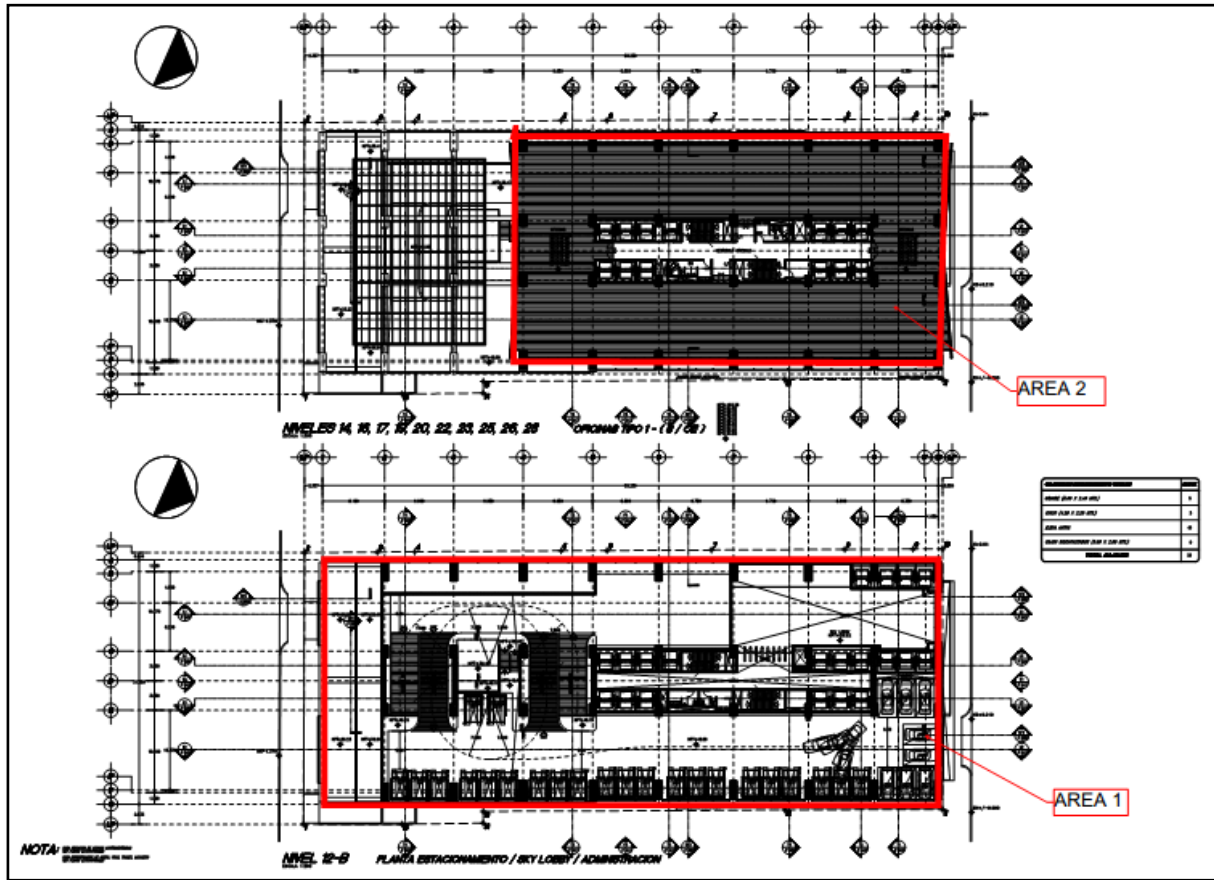


Figura 1.13 Plantas para comparar la reducción de área estructural.

El área 1 cuanta con 2259 m² y el área 2 con 1703 m², lo que es una reducción de área del 75% por lo que SI CUMPLE con este punto.

9. Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones sensiblemente ortogonales por diafragmas horizontales y por traveses y losas planas.

Este punto SI CUMPLE debido a la estructura que se propone para el proyecto, ya que se trata de una estructuración a base de marcos rígidos ortogonales entre sí, con algunos marcos contraventeados.

Para la rigidez en el sentido longitudinal “X” se tiene:

Nivel	Desplazamiento " x " [m]	Fuerza [kg]	Rigidez [kg/m]	Diferencia ΔK	%
HELIP	0.0548	10,000.00	182,481.75		
CTOMAQ	0.0541	10,000.00	184,842.88	2,361.13	1.28%
OF 44	0.053	10,000.00	188,679.25	3,836.36	2.03%
OF 43	0.0523	10,000.00	191,204.59	2,525.34	1.32%
OF 42	0.0517	10,000.00	193,423.60	2,219.01	1.15%
OF 41	0.0511	10,000.00	195,694.72	2,271.12	1.16%
OF 40	0.0507	10,000.00	197,238.66	1,543.94	0.78%
OF39	0.05	10,000.00	200,000.00	2,761.34	1.38%
OF 38	0.0493	10,000.00	202,839.76	2,839.76	1.40%
OF 37	0.0486	10,000.00	205,761.32	2,921.56	1.42%
OF 36	0.0478	10,000.00	209,205.02	3,443.70	1.65%
OF 35	0.047	10,000.00	212,765.96	3,560.94	1.67%
OF 34	0.0462	10,000.00	216,450.22	3,684.26	1.70%
OF 33	0.0453	10,000.00	220,750.55	4,300.34	1.95%
OF 32	0.0444	10,000.00	225,225.23	4,474.67	1.99%
OF 31	0.0435	10,000.00	229,885.06	4,659.83	2.03%
OF 30	0.0425	10,000.00	235,294.12	5,409.06	2.30%
OF 29	0.0415	10,000.00	240,963.86	5,669.74	2.35%
OF 28	0.0406	10,000.00	246,305.42	5,341.56	2.17%
OF 27	0.0397	10,000.00	251,889.17	5,583.75	2.22%
OF 26	0.0389	10,000.00	257,069.41	5,180.24	2.02%
OF 25	0.0383	10,000.00	261,096.61	4,027.20	1.54%
OF 24	0.0375	10,000.00	266,666.67	5,570.06	2.09%
OF 23	0.0365	10,000.00	273,972.60	7,305.94	2.67%
OF 22	0.0356	10,000.00	280,898.88	6,926.27	2.47%
OF 21	0.0346	10,000.00	289,017.34	8,118.46	2.81%
OF 20	0.0336	10,000.00	297,619.05	8,601.71	2.89%
OF 19	0.0325	10,000.00	307,692.31	10,073.26	3.27%
OF 18	0.0315	10,000.00	317,460.32	9,768.01	3.08%
OF 17	0.0305	10,000.00	327,868.85	10,408.53	3.17%
OF 16	0.0294	10,000.00	340,136.05	12,267.20	3.61%
OF 15	0.0284	10,000.00	352,112.68	11,976.62	3.40%
OF 14	0.0275	10,000.00	363,636.36	11,523.69	3.17%
12B	0.0269	10,000.00	371,747.21	8,110.85	2.18%
12A	0.0258	10,000.00	387,596.90	15,849.69	4.09%
12	0.0253	10,000.00	395,256.92	7,660.02	1.94%
11A	0.0243	10,000.00	411,522.63	16,265.72	3.95%
11	0.0236	10,000.00	423,728.81	12,206.18	2.88%
10A	0.0225	10,000.00	444,444.44	20,715.63	4.66%
10	0.0217	10,000.00	460,829.49	16,385.05	3.56%
9A	0.0205	10,000.00	487,804.88	26,975.38	5.53%
9	0.0196	10,000.00	510,204.08	22,399.20	4.39%
8A	0.0184	10,000.00	543,478.26	33,274.18	6.12%
8	0.0175	10,000.00	571,428.57	27,950.31	4.89%
7A	0.0163	10,000.00	613,496.93	42,068.36	6.86%
7	0.0153	10,000.00	653,594.77	40,097.84	6.13%
6A	0.0141	10,000.00	709,219.86	55,625.09	7.84%
6	0.0132	10,000.00	757,575.76	48,355.90	6.38%
5A	0.012	10,000.00	833,333.33	75,757.58	9.09%
5	0.0109	10,000.00	917,431.19	84,097.86	9.17%
4A	0.0097	10,000.00	1,030,927.84	113,496.64	11.01%
4	0.0087	10,000.00	1,149,425.29	118,497.45	10.31%
3A	0.0075	10,000.00	1,333,333.33	183,908.05	13.79%
3	0.0064	10,000.00	1,562,500.00	229,166.67	14.67%
2A	0.0052	10,000.00	1,923,076.92	360,576.92	18.75%
2	0.0043	10,000.00	2,325,581.40	402,504.47	17.31%
1A	0.0031	10,000.00	3,225,806.45	900,225.06	27.91%
1	0.0024	10,000.00	4,166,666.67	940,860.22	22.58%
1	0.0013	10,000.00	7,692,307.69	3,525,641.03	45.83%
PB'	0.0014	10,000.00	7,142,857.14	-549,450.55	-7.69%

**MENOR A
50% Y AL
100%**

Tabla 1.2 Obtención de rigidez en sentido longitudinal “X”.

Para la rigidez en el sentido transversal “Y” se tiene:

Nivel	Desplazamiento " Y " [m]	Fuerza [kg]	Rigidez [kg/m]	Diferencia ΔK	%
HELIP	0.0483	10,000.00	207,039.34		
CTOMAQ	0.0475	10,000.00	210,526.32	3,486.98	1.66%
OF 44	0.0464	10,000.00	215,517.24	4,990.93	2.32%
OF 43	0.0456	10,000.00	219,298.25	3,781.00	1.72%
OF 42	0.0447	10,000.00	223,713.65	4,415.40	1.97%
OF 41	0.0437	10,000.00	228,832.95	5,119.31	2.24%
OF 40	0.0427	10,000.00	234,192.04	5,359.09	2.29%
OF39	0.0417	10,000.00	239,808.15	5,616.12	2.34%
OF 38	0.0406	10,000.00	246,305.42	6,497.27	2.64%
OF 37	0.0395	10,000.00	253,164.56	6,859.14	2.71%
OF 36	0.0385	10,000.00	259,740.26	6,575.70	2.53%
OF 35	0.0373	10,000.00	268,096.51	8,356.26	3.12%
OF 34	0.0362	10,000.00	276,243.09	8,146.58	2.95%
OF 33	0.035	10,000.00	285,714.29	9,471.19	3.31%
OF 32	0.0338	10,000.00	295,857.99	10,143.70	3.43%
OF 31	0.0326	10,000.00	306,748.47	10,890.48	3.55%
OF 30	0.0314	10,000.00	318,471.34	11,722.87	3.68%
OF 29	0.0301	10,000.00	332,225.91	13,754.58	4.14%
OF 28	0.0288	10,000.00	347,222.22	14,996.31	4.32%
OF 27	0.0275	10,000.00	363,636.36	16,414.14	4.51%
OF 26	0.0262	10,000.00	381,679.39	18,043.03	4.73%
OF 25	0.0249	10,000.00	401,606.43	19,927.04	4.96%
OF 24	0.0235	10,000.00	425,531.91	23,925.49	5.62%
OF 23	0.0222	10,000.00	450,450.45	24,918.54	5.53%
OF 22	0.0209	10,000.00	478,468.90	28,018.45	5.86%
OF 21	0.0196	10,000.00	510,204.08	31,735.18	6.22%
OF 20	0.0182	10,000.00	549,450.55	39,246.47	7.14%
OF 19	0.0169	10,000.00	591,715.98	42,265.43	7.14%
OF 18	0.0156	10,000.00	641,025.64	49,309.66	7.69%
OF 17	0.0142	10,000.00	704,225.35	63,199.71	8.97%
OF 16	0.0129	10,000.00	775,193.80	70,968.45	9.15%
OF 15	0.0116	10,000.00	862,068.97	86,875.17	10.08%
OF 14	0.0104	10,000.00	961,538.46	99,469.50	10.34%
12B	0.0093	10,000.00	1,075,268.82	113,730.36	10.58%
12A	0.0075	10,000.00	1,333,333.33	258,064.52	19.35%
12.00	0.0074	10,000.00	1,351,351.35	18,018.02	1.33%
11A	0.0068	10,000.00	1,470,588.24	119,236.88	8.11%
11.00	0.0064	10,000.00	1,562,500.00	91,911.76	5.88%
10A	0.0061	10,000.00	1,639,344.26	76,844.26	4.69%
10.00	0.0057	10,000.00	1,754,385.96	115,041.70	6.56%
9A	0.0054	10,000.00	1,851,851.85	97,465.89	5.26%
9.00	0.005	10,000.00	2,000,000.00	148,148.15	7.41%
8A	0.0047	10,000.00	2,127,659.57	127,659.57	6.00%
8.00	0.0043	10,000.00	2,325,581.40	197,921.82	8.51%
7A	0.004	10,000.00	2,500,000.00	174,418.60	6.98%
7.00	0.0036	10,000.00	2,777,777.78	277,777.78	10.00%
6A	0.0033	10,000.00	3,030,303.03	252,525.25	8.33%
6.00	0.003	10,000.00	3,333,333.33	303,030.30	9.09%
5A	0.0027	10,000.00	3,703,703.70	370,370.37	10.00%
5.00	0.0024	10,000.00	4,166,666.67	462,962.96	11.11%
4A	0.0022	10,000.00	4,545,454.55	378,787.88	8.33%
4.00	0.0019	10,000.00	5,263,157.89	717,703.35	13.64%
3A	0.0016	10,000.00	6,250,000.00	986,842.11	15.79%
3.00	0.0014	10,000.00	7,142,857.14	892,857.14	12.50%
2A	0.0012	10,000.00	8,333,333.33	1,190,476.19	14.29%
2.00	0.001	10,000.00	10,000,000.00	1,666,666.67	16.67%
1A	0.0008	10,000.00	12,500,000.00	2,500,000.00	20.00%
1.00	0.0005	10,000.00	20,000,000.00	7,500,000.00	37.50%
1.00	0.0004	10,000.00	25,000,000.00	5,000,000.00	20.00%
PB'	0.0005	10,000.00	20,000,000.00	-5,000,000.00	-25.00%

MENOR A 50%
Y AL 100%

Tabla 1.3 Obtención de rigidez en sentido transversal “Y”.

Se comprueba que la rigidez en ambos sentidos cumple con el requisito de que la variación de rigideces sean menor que el 50%, por lo que este punto SI CUMPLE.

11. En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente, e_s , excede del diez por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

Con ayuda del programa ETABS, se pueden obtener los centros de masa y de rigideces dentro del menú “Display” → “Show Tables” → “Analysis Results” → “Building Output” → “Center Mass Rigidity”, con lo que podemos desglosar la siguiente tabla para revisar dicho punto.

Nivel	Planta		X	Y	Centro de Masa		Centro de Torsión		Excentricidad Torsional (e_s)		X	Y	$e_{xi}=\Delta XR/X$	$e_{yj}=\Delta YR/Y$		
	Dist X (m)	Dist Y (m)	0.1b	0.1b	XCM	YCM	XCR	YCR	XCM-XCR	YCM-YCR						
HELIP	24.40	23.20	2.44	2.32	50.73	16.41	49.95	16.42	0.77	-0.01	24.40	23.20	3%	0%	CUMPLE	CUMPLE
CTOMAQ	36.70	23.20	3.67	2.32	50.73	16.41	49.80	16.42	0.93	-0.01	36.70	23.20	3%	0%	CUMPLE	CUMPLE
OF 44	54.10	27.43	5.41	2.74	48.47	16.44	49.62	16.42	-1.15	0.02	54.10	27.43	2%	0%	CUMPLE	CUMPLE
OF 43	54.10	27.43	5.41	2.74	50.78	16.41	49.60	16.39	1.19	0.03	54.10	27.43	2%	0%	CUMPLE	CUMPLE
OF 42	54.10	27.43	5.41	2.74	50.71	16.41	49.57	16.37	1.14	0.04	54.10	27.43	2%	0%	CUMPLE	CUMPLE
OF 41	54.10	27.43	5.41	2.74	50.78	16.41	49.55	16.36	1.22	0.05	54.10	27.43	2%	0%	CUMPLE	CUMPLE
OF 40	54.10	27.43	5.41	2.74	50.72	16.41	49.53	16.34	1.19	0.07	54.10	27.43	2%	0%	CUMPLE	CUMPLE
OF39	54.10	27.43	5.41	2.74	50.78	16.41	49.50	16.32	1.28	0.09	54.10	27.43	2%	0%	CUMPLE	CUMPLE
OF 38	54.10	27.43	5.41	2.74	50.74	16.41	49.47	16.30	1.27	0.12	54.10	27.43	2%	0%	CUMPLE	CUMPLE
OF 37	54.10	27.43	5.41	2.74	50.81	16.41	49.44	16.28	1.37	0.13	54.10	27.43	3%	0%	CUMPLE	CUMPLE
OF 36	54.10	27.43	5.41	2.74	50.74	16.42	49.40	16.26	1.34	0.15	54.10	27.43	2%	1%	CUMPLE	CUMPLE
OF 35	54.10	27.43	5.41	2.74	50.81	16.41	49.36	16.24	1.45	0.18	54.10	27.43	3%	1%	CUMPLE	CUMPLE
OF 34	54.10	27.43	5.41	2.74	50.74	16.41	49.32	16.21	1.42	0.20	54.10	27.43	3%	1%	CUMPLE	CUMPLE
OF 33	54.10	27.43	5.41	2.74	50.81	16.41	49.27	16.19	1.53	0.22	54.10	27.43	3%	1%	CUMPLE	CUMPLE
OF 32	54.10	27.43	5.41	2.74	50.74	16.41	49.22	16.17	1.52	0.24	54.10	27.43	3%	1%	CUMPLE	CUMPLE
OF 31	54.10	27.43	5.41	2.74	50.81	16.41	49.16	16.15	1.65	0.27	54.10	27.43	3%	1%	CUMPLE	CUMPLE
OF 30	54.10	27.43	5.41	2.74	50.71	16.41	49.09	16.12	1.62	0.30	54.10	27.43	3%	1%	CUMPLE	CUMPLE
OF 29	54.10	27.43	5.41	2.74	50.50	16.41	49.01	16.10	1.50	0.32	54.10	27.43	3%	1%	CUMPLE	CUMPLE
OF 28	54.10	27.43	5.41	2.74	50.51	16.41	48.93	16.08	1.58	0.34	54.10	27.43	3%	1%	CUMPLE	CUMPLE
OF 27	54.10	27.43	5.41	2.74	50.51	16.41	48.85	16.06	1.65	0.35	54.10	27.43	3%	1%	CUMPLE	CUMPLE
OF 26	54.10	27.43	5.41	2.74	50.50	16.41	48.78	16.04	1.73	0.37	54.10	27.43	3%	1%	CUMPLE	CUMPLE
OF 25	54.10	27.43	5.41	2.74	50.51	16.41	48.66	16.02	1.85	0.40	54.10	27.43	3%	1%	CUMPLE	CUMPLE
OF 24	54.10	27.43	5.41	2.74	50.52	16.41	48.50	15.99	2.02	0.43	54.10	27.43	4%	2%	CUMPLE	CUMPLE
OF 23	54.10	27.43	5.41	2.74	50.52	16.41	48.31	15.95	2.21	0.46	54.10	27.43	4%	2%	CUMPLE	CUMPLE
OF 22	54.10	27.43	5.41	2.74	50.52	16.41	48.09	15.92	2.43	0.50	54.10	27.43	4%	2%	CUMPLE	CUMPLE
OF 21	54.10	27.43	5.41	2.74	50.52	16.41	47.82	15.87	2.70	0.55	54.10	27.43	5%	2%	CUMPLE	CUMPLE
OF 17	54.10	27.43	5.41	2.74	50.56	16.41	45.82	15.55	4.75	0.86	54.10	27.43	9%	3%	CUMPLE	CUMPLE
OF 16	54.10	27.43	5.41	2.74	50.58	16.41	45.00	15.43	5.58	0.99	54.10	27.43	10%	4%	CUMPLE	CUMPLE
OF 15	54.10	27.43	5.41	2.74	50.55	16.41	44.14	15.33	6.40	1.08	54.10	27.43	12%	4%	CUMPLE	CUMPLE
OF 14	54.10	27.43	5.41	2.74	50.63	16.41	43.41	15.23	7.22	1.19	54.10	27.43	13%	4%	CUMPLE	CUMPLE
12B	72.15	15.00	7.22	1.50	42.01	6.80	42.83	15.11	-0.82	-8.32	72.15	15.00	1%	55%	CUMPLE	NO CUMPLE
12A	75.80	15.00	7.58	1.50	44.38	23.09	42.65	15.13	1.73	7.96	75.80	15.00	2%	53%	CUMPLE	NO CUMPLE
12	75.80	15.00	7.58	1.50	40.83	8.15	42.46	15.09	-1.62	-6.94	75.80	15.00	2%	46%	CUMPLE	NO CUMPLE
11A	75.80	15.00	7.58	1.50	40.82	24.76	42.26	15.17	-1.44	9.59	75.80	15.00	2%	64%	CUMPLE	NO CUMPLE
11	75.80	15.00	7.58	1.50	40.81	8.14	42.07	15.02	-1.26	-6.87	75.80	15.00	2%	46%	CUMPLE	NO CUMPLE
10A	75.80	15.00	7.58	1.50	40.51	24.83	41.88	15.20	-1.37	9.63	75.80	15.00	2%	64%	CUMPLE	NO CUMPLE
10	75.80	15.00	7.58	1.50	40.81	8.14	41.69	14.96	-1.88	-6.82	75.80	15.00	1%	45%	CUMPLE	NO CUMPLE
9A	75.80	15.00	7.58	1.50	40.52	24.83	41.50	15.18	-0.98	9.66	75.80	15.00	1%	64%	CUMPLE	NO CUMPLE
9	75.80	15.00	7.58	1.50	40.92	8.12	41.31	14.88	-0.39	-6.76	75.80	15.00	1%	45%	CUMPLE	NO CUMPLE
8A	80.25	15.33	8.03	1.53	38.07	24.83	41.12	15.13	-3.05	9.69	80.25	15.33	4%	63%	CUMPLE	NO CUMPLE
8	80.25	15.33	8.03	1.53	38.37	8.16	40.92	14.78	-2.55	-6.61	80.25	15.33	3%	43%	CUMPLE	NO CUMPLE
7A	80.25	15.33	8.03	1.53	37.69	24.84	40.72	15.05	-3.03	9.79	80.25	15.33	4%	64%	CUMPLE	NO CUMPLE
7	80.25	15.33	8.03	1.53	38.06	8.14	40.54	14.63	-2.48	-6.49	80.25	15.33	3%	42%	CUMPLE	NO CUMPLE
6A	80.25	15.33	8.03	1.53	37.67	24.83	40.35	14.94	-2.69	9.90	80.25	15.33	3%	65%	CUMPLE	NO CUMPLE
6	80.25	15.33	8.03	1.53	38.21	8.14	40.19	14.41	-1.98	-6.27	80.25	15.33	2%	41%	CUMPLE	NO CUMPLE
5A	80.25	15.33	8.03	1.53	37.56	24.83	40.00	14.80	-2.44	10.03	80.25	15.33	3%	65%	CUMPLE	NO CUMPLE
5	80.25	15.33	8.03	1.53	38.06	8.15	39.85	14.07	-1.78	-5.92	80.25	15.33	2%	39%	CUMPLE	NO CUMPLE
4A	80.25	15.33	8.03	1.53	37.57	24.83	39.67	14.64	-2.11	10.19	80.25	15.33	3%	66%	CUMPLE	NO CUMPLE
4	80.25	15.33	8.03	1.53	38.01	8.15	39.53	13.54	-1.52	-5.39	80.25	15.33	2%	35%	CUMPLE	NO CUMPLE
3A	80.25	15.33	8.03	1.53	37.60	24.83	39.34	14.52	-1.73	10.31	80.25	15.33	2%	67%	CUMPLE	NO CUMPLE
3	80.25	15.33	8.03	1.53	37.97	8.15	39.19	12.61	-1.23	-4.46	80.25	15.33	2%	29%	CUMPLE	NO CUMPLE
2A	80.25	15.33	8.03	1.53	37.80	24.82	38.90	14.83	-1.11	10.00	80.25	15.33	1%	65%	CUMPLE	NO CUMPLE
2	80.25	15.33	8.03	1.53	38.28	8.18	38.77	10.67	-0.49	-2.49	80.25	15.33	1%	16%	CUMPLE	CUMPLE
1A	35.20	16.05	3.52	1.61	13.05	25.33	19.49	22.27	-6.43	3.06	35.20	16.05	18%	19%	CUMPLE	CUMPLE
1	35.20	16.05	3.52	1.61	13.30	7.74	18.09	7.01	-4.79	0.73	35.20	16.05	14%	5%	CUMPLE	CUMPLE
PB'	80.25	15.33	8.03	1.53	32.15	25.06	34.53	23.46	-2.38	1.60	80.25	15.33	3%	10%	CUMPLE	CUMPLE
PB	80.25	15.33	8.03	1.53	38.42	7.58	37.78	1.89	0.64	5.69	80.25	15.33	1%	37%	CUMPLE	NO CUMPLE
-1A	80.25	15.33	8.03	1.53	34.06	25.56	38.04	29.45	-3.98	-3.89	80.25	15.33	5%	25%	CUMPLE	NO CUMPLE
-1B	80.25	15.33	8.03	1.53	37.25	6.63	38.53	3.11	-1.28	3.52	80.25	15.33	2%	23%	CUMPLE	NO CUMPLE
-2A	80.25	15.33	8.03	1.53	37.55	26.15	38.28	28.30	-0.72	-2.15	80.25	15.33	1%	14%	CUMPLE	CUMPLE
-2B	80.25	15.33	8.03	1.53	34.71	7.09	39.29	4.21	-4.58	2.88	80.25	15.33	6%	19%	CUMPLE	CUMPLE
-3A	80.25	15.33	8.03	1.53	37.52	25.40	37.84	24.87	-0.32	0.53	80.25	15.33	0%	3%	CUMPLE	CUMPLE

Tabla 1.4 Obtención de excentricidad torsional mayor al 10%.

En algunos entrepisos, la excentricidad estática calculada supera el 20 % de la excentricidad torsional, por lo que NO SE CUMPLE con este punto.

12. La excentricidad torsional calculada estáticamente, e_s , excede en algún entrepiso de 20 por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso, medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

Nivel	Planta		X	Y	Centro de Masa		Centro de Torsión		Excentricidad Torsional (e_s)		X	Y	$e_{xi}=\Delta XR/X$	$e_{yj}=\Delta YR/Y$		
	Dist X (m)	Dist Y (m)			0.2 b	0.2 b	XCM	YCM	XCR	YCR						
HELIP	24.40	23.20	4.88	4.64	50.73	16.41	49.95	16.42	0.77	-0.01	24.40	23.20	3%	0%	CUMPLE	CUMPLE
CTO MAQ	36.70	23.20	7.34	4.64	50.73	16.41	49.80	16.42	0.93	-0.01	36.70	23.20	3%	0%	CUMPLE	CUMPLE
OF 44	54.10	27.43	10.82	5.49	48.47	16.44	49.62	16.42	-1.15	0.02	54.10	27.43	2%	0%	CUMPLE	CUMPLE
OF 43	54.10	27.43	10.82	5.49	50.78	16.41	49.60	16.39	1.19	0.03	54.10	27.43	2%	0%	CUMPLE	CUMPLE
OF 42	54.10	27.43	10.82	5.49	50.71	16.41	49.57	16.37	1.14	0.04	54.10	27.43	2%	0%	CUMPLE	CUMPLE
OF 41	54.10	27.43	10.82	5.49	50.78	16.41	49.55	16.36	1.22	0.05	54.10	27.43	2%	0%	CUMPLE	CUMPLE
OF 40	54.10	27.43	10.82	5.49	50.72	16.41	49.53	16.34	1.19	0.07	54.10	27.43	2%	0%	CUMPLE	CUMPLE
OF39	54.10	27.43	10.82	5.49	50.78	16.41	49.50	16.32	1.28	0.09	54.10	27.43	2%	0%	CUMPLE	CUMPLE
OF 38	54.10	27.43	10.82	5.49	50.74	16.41	49.47	16.30	1.27	0.12	54.10	27.43	2%	0%	CUMPLE	CUMPLE
OF 37	54.10	27.43	10.82	5.49	50.81	16.41	49.44	16.28	1.37	0.13	54.10	27.43	3%	0%	CUMPLE	CUMPLE
OF 36	54.10	27.43	10.82	5.49	50.74	16.42	49.40	16.26	1.34	0.15	54.10	27.43	2%	1%	CUMPLE	CUMPLE
OF 35	54.10	27.43	10.82	5.49	50.81	16.41	49.36	16.24	1.45	0.18	54.10	27.43	3%	1%	CUMPLE	CUMPLE
OF 34	54.10	27.43	10.82	5.49	50.74	16.41	49.32	16.21	1.42	0.20	54.10	27.43	3%	1%	CUMPLE	CUMPLE
OF 33	54.10	27.43	10.82	5.49	50.81	16.41	49.27	16.19	1.53	0.22	54.10	27.43	3%	1%	CUMPLE	CUMPLE
OF 32	54.10	27.43	10.82	5.49	50.74	16.41	49.22	16.17	1.52	0.24	54.10	27.43	3%	1%	CUMPLE	CUMPLE
OF 31	54.10	27.43	10.82	5.49	50.81	16.41	49.16	16.15	1.65	0.27	54.10	27.43	3%	1%	CUMPLE	CUMPLE
OF 30	54.10	27.43	10.82	5.49	50.71	16.41	49.09	16.12	1.62	0.30	54.10	27.43	3%	1%	CUMPLE	CUMPLE
OF 29	54.10	27.43	10.82	5.49	50.50	16.41	49.01	16.10	1.50	0.32	54.10	27.43	3%	1%	CUMPLE	CUMPLE
OF 28	54.10	27.43	10.82	5.49	50.51	16.41	48.93	16.08	1.58	0.34	54.10	27.43	3%	1%	CUMPLE	CUMPLE
OF 27	54.10	27.43	10.82	5.49	50.51	16.41	48.85	16.06	1.65	0.35	54.10	27.43	3%	1%	CUMPLE	CUMPLE
OF 26	54.10	27.43	10.82	5.49	50.50	16.41	48.78	16.04	1.73	0.37	54.10	27.43	3%	1%	CUMPLE	CUMPLE
OF 25	54.10	27.43	10.82	5.49	50.51	16.41	48.66	16.02	1.85	0.40	54.10	27.43	3%	1%	CUMPLE	CUMPLE
OF 24	54.10	27.43	10.82	5.49	50.52	16.41	48.50	15.99	2.02	0.43	54.10	27.43	4%	2%	CUMPLE	CUMPLE
OF 23	54.10	27.43	10.82	5.49	50.52	16.41	48.31	15.95	2.21	0.46	54.10	27.43	4%	2%	CUMPLE	CUMPLE
OF 22	54.10	27.43	10.82	5.49	50.52	16.41	48.09	15.92	2.43	0.50	54.10	27.43	4%	2%	CUMPLE	CUMPLE
OF 21	54.10	27.43	10.82	5.49	50.52	16.41	47.82	15.87	2.70	0.55	54.10	27.43	5%	2%	CUMPLE	CUMPLE
OF 17	54.10	27.43	10.82	5.49	50.56	16.41	45.82	15.55	4.75	0.86	54.10	27.43	9%	3%	CUMPLE	CUMPLE
OF 16	54.10	27.43	10.82	5.49	50.58	16.41	45.00	15.43	5.58	0.99	54.10	27.43	10%	4%	CUMPLE	CUMPLE
OF 15	54.10	27.43	10.82	5.49	50.55	16.41	44.14	15.33	6.40	1.08	54.10	27.43	12%	4%	CUMPLE	CUMPLE
OF 14	54.10	27.43	10.82	5.49	50.63	16.41	43.41	15.23	7.22	1.19	54.10	27.43	13%	4%	CUMPLE	CUMPLE
12B	72.15	30.00	14.43	6.00	42.01	6.80	42.83	15.11	-0.82	-8.32	72.15	30.00	1%	28%	CUMPLE	NO CUMPLE
12A	75.80	30.00	15.16	6.00	44.38	23.09	42.65	15.13	1.73	7.96	75.80	30.00	2%	27%	CUMPLE	NO CUMPLE
12	75.80	30.00	15.16	6.00	40.83	8.15	42.46	15.09	-1.62	-6.94	75.80	30.00	2%	23%	CUMPLE	NO CUMPLE
11A	75.80	30.00	15.16	6.00	40.82	24.76	42.26	15.17	-1.44	9.59	75.80	30.00	2%	32%	CUMPLE	NO CUMPLE
11	75.80	30.00	15.16	6.00	40.81	8.14	42.07	15.02	-1.26	-6.87	75.80	30.00	2%	23%	CUMPLE	NO CUMPLE
10A	75.80	30.00	15.16	6.00	40.51	24.83	41.88	15.20	-1.37	9.63	75.80	30.00	2%	32%	CUMPLE	NO CUMPLE
10	75.80	30.00	15.16	6.00	40.81	8.14	41.69	14.96	-0.88	-6.82	75.80	30.00	1%	23%	CUMPLE	NO CUMPLE
9A	75.80	30.00	15.16	6.00	40.52	24.83	41.50	15.18	-0.98	9.66	75.80	30.00	1%	32%	CUMPLE	NO CUMPLE
9	75.80	30.00	15.16	6.00	40.92	8.12	41.31	14.88	-0.39	-6.76	75.80	30.00	1%	23%	CUMPLE	NO CUMPLE
8A	80.25	30.66	16.05	6.13	38.07	24.83	41.12	15.13	-3.05	9.69	80.25	30.66	4%	32%	CUMPLE	NO CUMPLE
8	80.25	30.66	16.05	6.13	38.37	8.16	40.92	14.78	-2.55	-6.61	80.25	30.66	3%	22%	CUMPLE	NO CUMPLE
7A	80.25	30.66	16.05	6.13	37.69	24.84	40.72	15.05	-3.03	9.79	80.25	30.66	4%	32%	CUMPLE	NO CUMPLE
7	80.25	30.66	16.05	6.13	38.06	8.14	40.54	14.63	-2.48	-6.49	80.25	30.66	3%	21%	CUMPLE	NO CUMPLE
6A	80.25	30.66	16.05	6.13	37.67	24.83	40.35	14.94	-2.69	9.90	80.25	30.66	3%	32%	CUMPLE	NO CUMPLE
6	80.25	30.66	16.05	6.13	38.21	8.14	40.19	14.41	-1.98	-6.27	80.25	30.66	2%	20%	CUMPLE	NO CUMPLE
5A	80.25	30.66	16.05	6.13	37.56	24.83	40.00	14.80	-2.44	10.03	80.25	30.66	3%	33%	CUMPLE	NO CUMPLE
5	80.25	30.66	16.05	6.13	38.06	8.15	39.85	14.07	-1.78	-5.92	80.25	30.66	2%	19%	CUMPLE	CUMPLE
4A	80.25	30.66	16.05	6.13	37.57	24.83	39.67	14.64	-2.11	10.19	80.25	30.66	3%	33%	CUMPLE	NO CUMPLE
4	80.25	30.66	16.05	6.13	38.01	8.15	39.53	13.54	-1.52	-5.39	80.25	30.66	2%	18%	CUMPLE	CUMPLE
3A	80.25	30.66	16.05	6.13	37.60	24.83	39.34	14.52	-1.73	10.31	80.25	30.66	2%	34%	CUMPLE	NO CUMPLE
3	80.25	30.66	16.05	6.13	37.97	8.15	39.19	12.61	-1.23	-4.46	80.25	30.66	2%	15%	CUMPLE	CUMPLE
2A	80.25	30.66	16.05	6.13	37.80	24.82	38.90	14.83	-1.11	10.00	80.25	30.66	1%	33%	CUMPLE	NO CUMPLE
2	80.25	30.66	16.05	6.13	38.28	8.18	38.77	10.67	-0.49	-2.49	80.25	30.66	1%	8%	CUMPLE	CUMPLE
1A	35.20	32.10	7.04	6.42	13.05	25.33	19.49	22.27	-6.43	3.06	35.20	32.10	18%	10%	CUMPLE	CUMPLE
1	35.20	32.10	7.04	6.42	13.30	7.74	18.09	7.01	-4.79	0.73	35.20	32.10	14%	2%	CUMPLE	CUMPLE
PB'	80.25	30.66	16.05	6.13	32.15	25.06	34.53	23.46	-2.38	1.60	80.25	30.66	3%	5%	CUMPLE	CUMPLE
PB	80.25	30.66	16.05	6.13	38.42	7.58	37.78	1.89	0.64	5.69	80.25	30.66	1%	19%	CUMPLE	CUMPLE
-1A	80.25	30.66	16.05	6.13	34.06	25.56	38.04	29.45	-3.98	-3.89	80.25	30.66	5%	13%	CUMPLE	CUMPLE
-1B	80.25	30.66	16.05	6.13	37.25	6.63	38.53	3.11	-1.28	3.52	80.25	30.66	2%	11%	CUMPLE	CUMPLE
-2A	80.25	30.66	16.05	6.13	37.55	26.15	38.28	28.30	-0.72	-2.15	80.25	30.66	1%	7%	CUMPLE	CUMPLE
-2B	80.25	30.66	16.05	6.13	34.71	7.09	39.29	4.21	-4.58	2.88	80.25	30.66	6%	9%	CUMPLE	CUMPLE
-3A	80.25	30.66	16.05	6.13	37.52	25.40	37.84	24.87	-0.32	0.53	80.25	30.66	0%	2%	CUMPLE	CUMPLE

Tabla 1.5 Obtención de excentricidad torsional mayor al 20%.

Utilizando el mismo método del paso 11, se tiene la siguiente información. Este punto SI SE CUMPLE solo en el sentido transversal “Y”, en cambio en el sentido longitudinal “X” NO CUMPLE con ser mayor del 20% de la excentricidad torsional.

13. La rigidez o la resistencia al corte de algún entrepiso exceden en más de 100 por ciento a la del piso inmediatamente inferior.

El cumplimiento de este requisito se expuso en el punto 10 del apartado anterior. En el cual se muestran en las Tablas 1.2 y 1.3, que la diferencia de rigideces de pisos subsecuentes no es mayor al 100% en ningún caso, por lo que este punto NO SE CUMPLE.

Debido a lo antes expuesto, se concluye que al no cumplir con 2 ó más de los 11 apartados que exigen las NTC-DS (Ref. 3), para considerar a la estructura como irregular, el diseño se elaborará utilizando el factor de corrección por irregularidad de 0.8 en el sentido de longitudinal "X" al no satisfacer en más de dos puntos de los anteriores desglosados, mientras que en el sentido transversal "Y" se utilizará factor de 0.7 debido a que cumplió con uno de los puntos que establece que se trata de una estructura fuertemente irregular.

1.3.7 Graficación de Espectros de Diseño Sísmico.

A continuación se presentan los espectros de diseño del sitio en los sentidos longitudinal "X" y transversal "Y", considerando todos los parámetros y factores explicados con anterioridad:

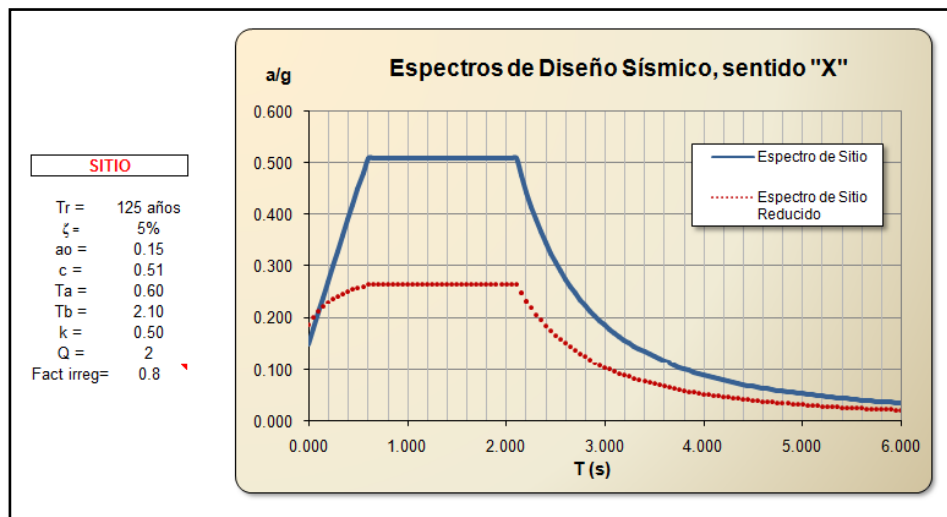


Figura 1.15 Espectros de Diseño de Sitio, en dirección "X" (Longitudinal al edificio).

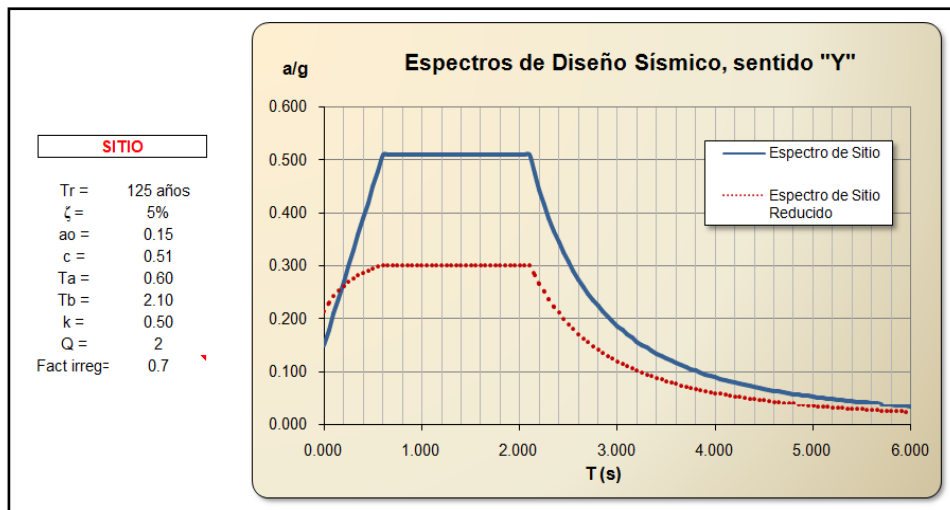


Figura 1.16 Espectros de Diseño de Sitio, en dirección "Y" (Transversal al edificio).

1.4 ANÁLISIS POR VIENTO.

El estudio y análisis por viento en la Ciudad de México, no suele ser muy importante, debido a que la mayoría de las estructuras (edificios con sistemas de entrepisos) son de características tales que las hacen ser lo suficientemente rígidas para no verse afectadas por las acciones del viento. Sin embargo, en edificios altos (como el caso del edificio descrito en este escrito) los efectos del viento se hacen considerables y las fuerzas internas por este efecto pueden regir el dimensionamiento de los elementos de la estructura principal, a menos que resulten todavía más críticos los efectos por casos de sismo.

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Viento, NTC-DV (Ref. 4), en su Capítulo 3, llamado “Métodos simplificados y estáticos para el diseño por viento”, donde se describen los parámetros y lineamientos que se deben seguir para realizar un análisis por viento, el cual tuvo la oportunidad de desarrollar para la aplicación a nuestra estructura. A continuación se desglosan los pasos necesarios.

1.4.1 Clasificación de la estructura de acuerdo a su importancia.

De acuerdo con el artículo 139 del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (Ref. 1), la estructura aquí tratada en este documento se encuentra en el “**Grupo B**”, que la definen como son las edificaciones comunes destinadas a vivienda, oficinas, locales comerciales, hoteles y construcciones industriales no incluidas en el Grupo A.

1.4.2 Clasificación de la estructura de acuerdo a su respuesta ante la acción del viento.

De acuerdo al apartado 2.2.2 de las NTC-DV (Ref. 4), se describen 4 tipos de estructuras de acuerdo al tipo de respuesta a la acción del viento. Nuestra estructura cae dentro de la clasificación de construcción del Tipo 2, debido a que la relación de esbeltez, definida como la relación entre la altura y la distancia mínima de la planta es mayor a 5.

La dimensión menor de la planta del edificio es de 31.8 metros y la altura desde el nivel de calle a nivel de Azotea es 176.08 metros, lo que nos da una relación de:

$$\frac{176.08}{31.8} = 5.54$$

Con lo que comprobamos que la estructura sea del **Tipo 2**.

1.4.3 Obtención de la velocidad regional (V_R)

En Las NTC-DV (Ref. 4) establecen que la velocidad regional, es la velocidad máxima del viento que se presenta a una altura de 10m sobre el lugar de desplante de una estructura.

De acuerdo a los datos, en la Tabla 3.1 llamada “Velocidades regionales, V_R , según la importancia de la construcción y zonificación eólica, m/s” de las NTC-DV (Ref. 4) que se muestra en la Figura 1.17, establecen velocidades regionales para el tipo de estructura según su importancia y localización. Ya que nuestra estructura es del grupo de importancia estructural del Grupo B y estando localizado en la delegación Cuauhtémoc, se tienen una Velocidad Regional de $V_R = 36 \text{ m/s}$.

Tabla 3.1 Velocidades regionales, V_R , según la importancia de la construcción y la zonificación eólica, m/s

Periodo de retorno, años	Importancia de la construcción		
	A	B	Temporal
200	39	36	31
50	35	32	28
10			

Figura 1.17 “Tabla 3.1 Velocidades regionales, V_{CR} ” (Ref. 9).

1.4.4 Factor de Variación de la velocidad del viento con respecto a la altura (F_a).

Este factor establece la variación de la velocidad del viento respecto a la altura del edificio (z) y depende de la rugosidad del terreno. Para obtener este factor se utilizan las ecuaciones 3.2, descritas en el punto 3.1 2 de las NTC-DV (Ref. 4), siendo las siguientes:

$$F_a = 1.0 ; \quad \text{si } z \leq 10$$

$$F_a = \left(\frac{z}{10}\right)^\alpha ; \quad \text{si } 10m < z < \delta$$

$$F_a = \left(\frac{\delta}{10}\right)^\alpha ; \quad \text{si } z \geq \delta$$

Dónde:

- z Es la altura del edificio, medida desde el nivel del terreno del desplante, [m].
- δ Altura gradiente, medida a partir del nivel del terreno de desplante, por encima de la cual la variación de la velocidad del viento no es importante y se puede suponer constante, [m].
- α Exponente adimensional que determina la forma de la variación de la velocidad del viento con la altura.

Con ayuda de la siguiente figura 3.1 y de la tabla 3.2 de las mismas normas, establecen los valores α y δ .

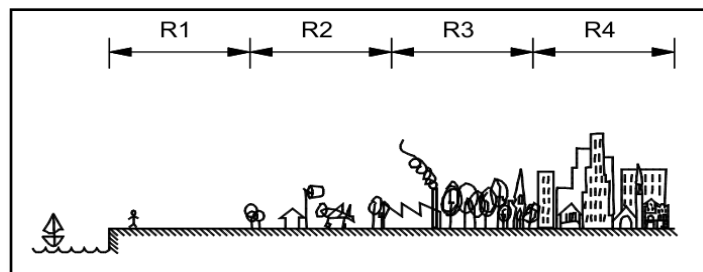


Figura 1.18 “Figura 3.1 Rugosidad del Terreno” (Ref. 4).

Tipos de terreno (fig. 3.1)		α	δ , m
R1	Escasas o nulas obstrucciones al flujo de viento, como en campo abierto	0.099	245
R2	Terreno plano u ondulado con pocas obstrucciones	0.128	315
R3	Zona típica urbana y suburbana. El sitio está rodeado predominantemente por construcciones de mediana y baja altura o por áreas arboladas y no se cumplen las condiciones del Tipo R4	0.156	390
R4	Zona de gran densidad de edificios altos. Por lo menos la mitad de las edificaciones que se encuentran en un radio de 500 m alrededor de la estructura en estudio tiene altura superior a 20 m	0.170	455

Figura 1.19 “Tabla 3.2 Rugosidad del terreno, α y δ ” (Ref. 4).

Considerando la edificación que rodea el predio del proyecto, se tienen edificaciones en un radio de 500 m con alturas mayores de 20m por lo que se define como el tipo de rugosidad del tipo **R4**, por lo que tenemos los factores $\alpha = 0.170$ y $\delta = 455$.

Se definirá el factor, $F\alpha = 1$, para las presiones ejercidas al edificio con alturas menores de 10m y en caso cuando la altura del edificio se encuentra entre los rangos de $10m \leq z \leq \delta$ siendo este nuestro caso, el factor variara de acuerdo a la expresión 3.2 de las NTC-DV (Ref. 4):

$$F\alpha = \left(\frac{z}{10}\right)^\alpha$$

1.4.5 Factor correctivo debido a la topografía y rugosidad del terreno (F_{TR}).

Este factor, como su nombre lo indica, toma en cuenta el efecto topográfico local del sitio en donde se desplanta la estructura y a su vez la variación de la rugosidad de sus alrededores. Para este caso se utilizara la Figura 3.2 y la Tabla 3.3 de las mismas NTC-DV (Ref. 4), que se presenta a continuación.

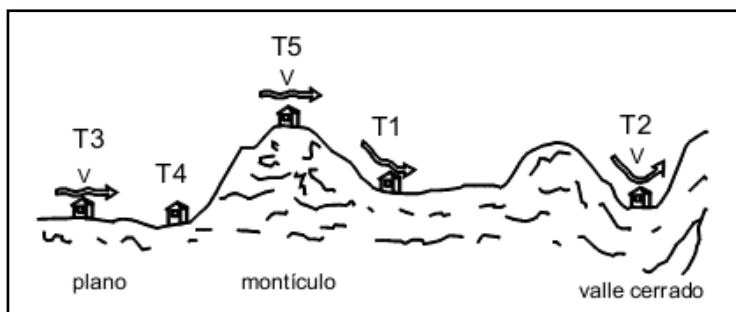


Figura 1.20 “Figura 3.2 Formas topográficas locales” (Ref. 4).

Tipos de topografía (fig. 3.2)	Rugosidad de terrenos en alrededores		
	Terreno tipo R2	Terreno tipo R3	Terreno tipo R4
T1 Base protegida de promontorios y faldas de serranías del lado de sotavento	0.80	0.70	0.66
T2 Valles cerrados	0.90	0.79	0.74
T3 Terreno prácticamente plano, campo abierto, ausencia de cambios topográficos importantes, con pendientes menores de 5 % (normal)	1.00	0.88	0.82
T4 Terrenos inclinados con pendientes entre 5 y 10 %	1.10	0.97	0.90
T5 Cimas de promontorios, colinas o montañas, terrenos con pendientes mayores de 10 %, cañadas o valles cerrados	1.20	1.06	0.98

En terreno de tipo R1, según se define en la tabla 3.2, el factor de topografía y rugosidad, F_{TR} , se tomará en todos los casos igual a 1.0.

Figura 1.21 “Tabla 3.3 Factor F_{TR} (Factor de topografía y rugosidad del terreno)”(Ref. 4).

Con la tabla anterior podemos establecer que según la rugosidad del terreno definido en el punto anterior como **R4** y de acuerdo a las definiciones de los tipos de topografías de la tabla anterior, podemos definir que la estructura se encuentra dentro del grupo **T3**, donde se menciona que prácticamente el terreno es plano, por lo que el factor $F_{TR} = 0.82$.

1.4.6 Determinación de la Velocidad de Diseño (V_D).

De acuerdo a la ecuación 3.1 de las NTC-DV (Ref. 4), establece que la velocidad de diseño se obtendrá por medio de la siguiente expresión:

$$V_D = V_{TR} F_{\alpha} V_R$$

Dónde:

- V_D Velocidad de diseño, [m/s].
- F_{TR} Factor correctivo debido a la topografía y rugosidad del terreno.
- F_{α} Factor de variación de la velocidad del viento con respecto la altura.
- V_R Velocidad regional [m/s].

Debido a que el factor F_{α} es variable respecto a la altura, se tienen diferentes velocidades de acuerdo a la altura de la estructura.

A continuación se presentan de manera graficas las velocidades de diseño en rangos de 10 metros de altura hasta alcanzar la altura máxima de la edificación.

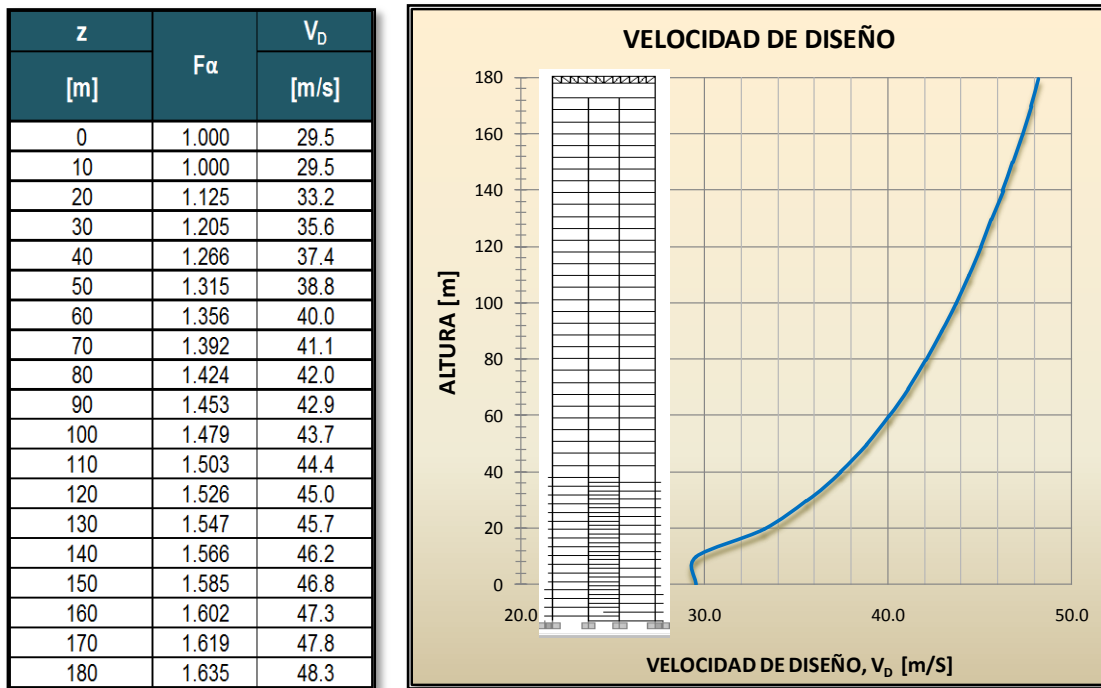


Figura 1.22 Tabla y gráfico de velocidades de diseño respecto su altura.

1.4.7 Determinación de la presión de diseño (p_z).

La presión que ejerce el fluido por causa del viento sobre una estructura, p_z , se obtiene tomando en cuenta la forma de la construcción y está dada por la ecuación 3.3 descrita en las NTC-DV (Ref. 4):

$$p_z = 0.048 C_p V_D^2$$

Dónde:

- p_z Es la presión de diseño, [Kg/m²].
- C_p Coeficiente local de presión, que depende de la forma de la estructura.
- V_D Es la velocidad de diseño, [m/s].

De acuerdo al punto 3.3 de las NTC-DV (Ref. 4), donde se definen los coeficientes locales de presión para los distintos tipos de edificaciones, y al considerar a nuestra estructura como cerrada, los coeficientes locales de presión que se aplicaron serán los descritos en la Tabla 1.6, siendo los siguientes:

Tipo de Presión	C_p
Barlovento	0.8
Sotavento	0.4
Paredes Laterales	-0.8
Techos Planos	-0.8

Tabla 1.6 “Tabla 3.4 Coeficientes Cp para construcciones cerradas” (Ref.4).

De acuerdo a la variación de las velocidades de diseño, las presiones de diseño para cada tipo de presión resultarían:

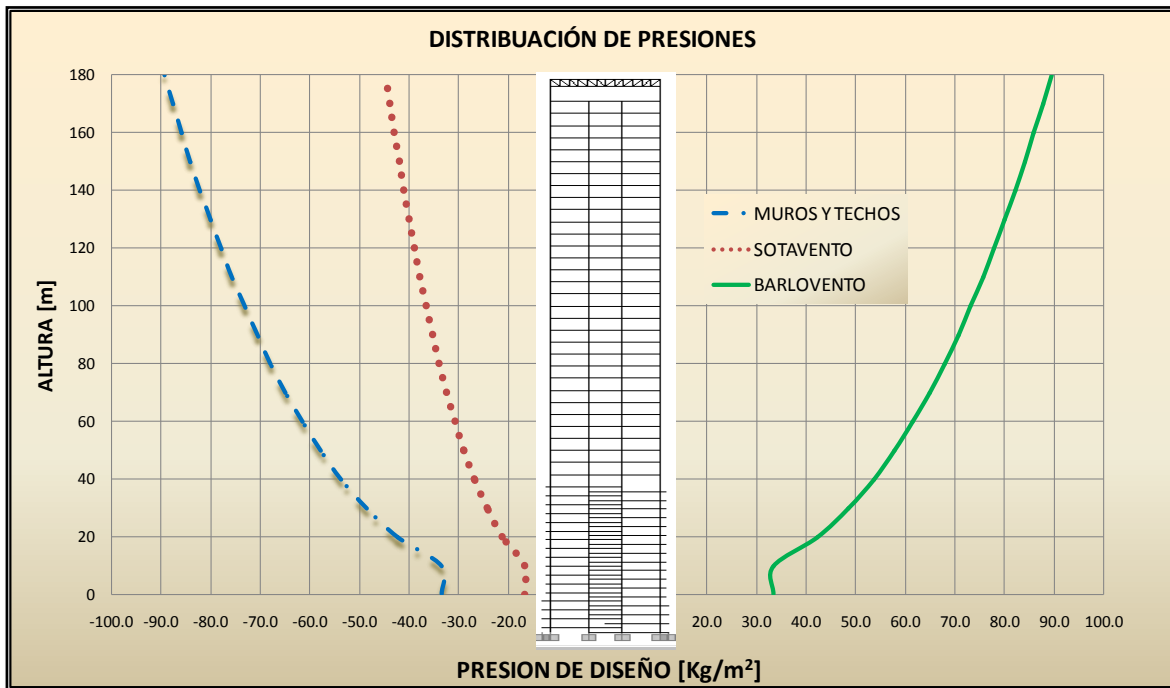


Figura 1.23 Gráficos de las presiones de viento en barlovento, sotavento, muros y techos.

Estas presiones serán las que actúan en todo lo alto del edificio, que al multiplicarlas contra el ancho tributario de cada elemento principal nos dará las fuerzas debidas al viento, mismas que se desarrollaran en el siguiente capítulo.

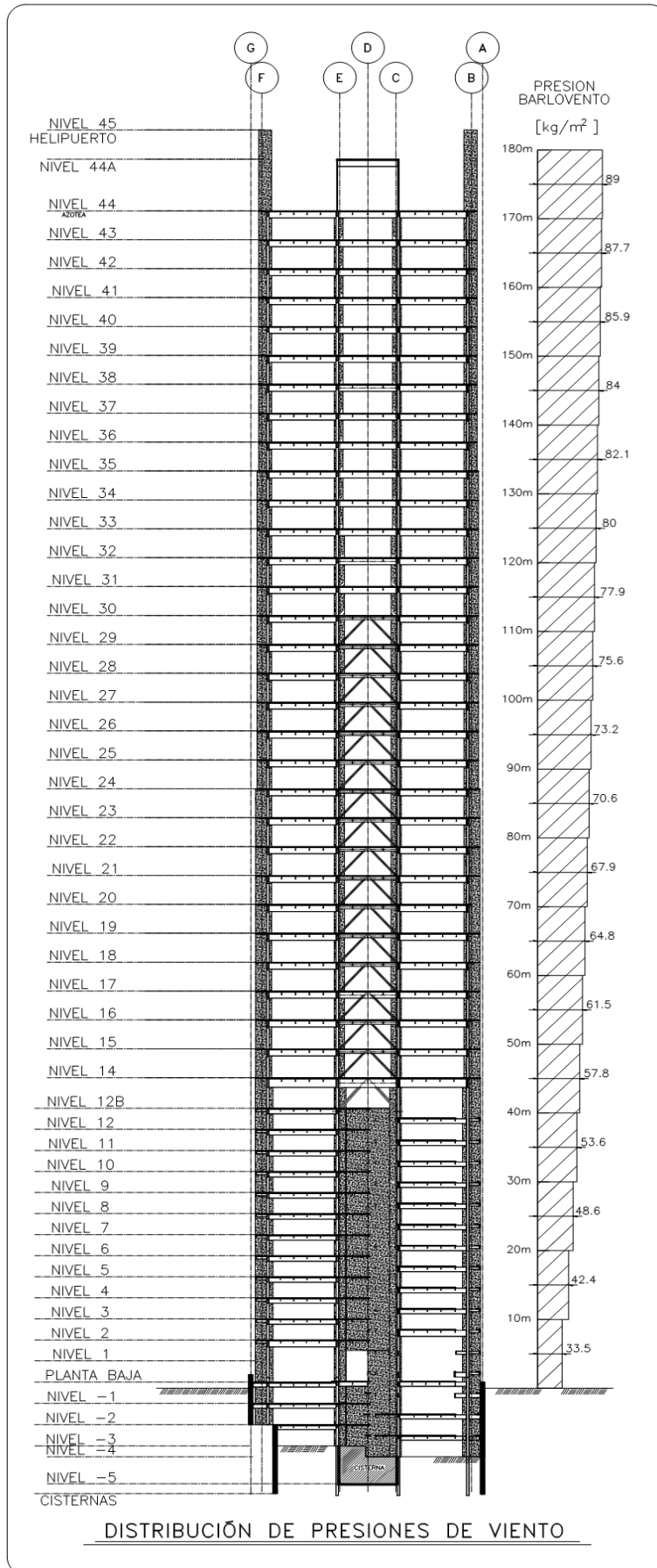
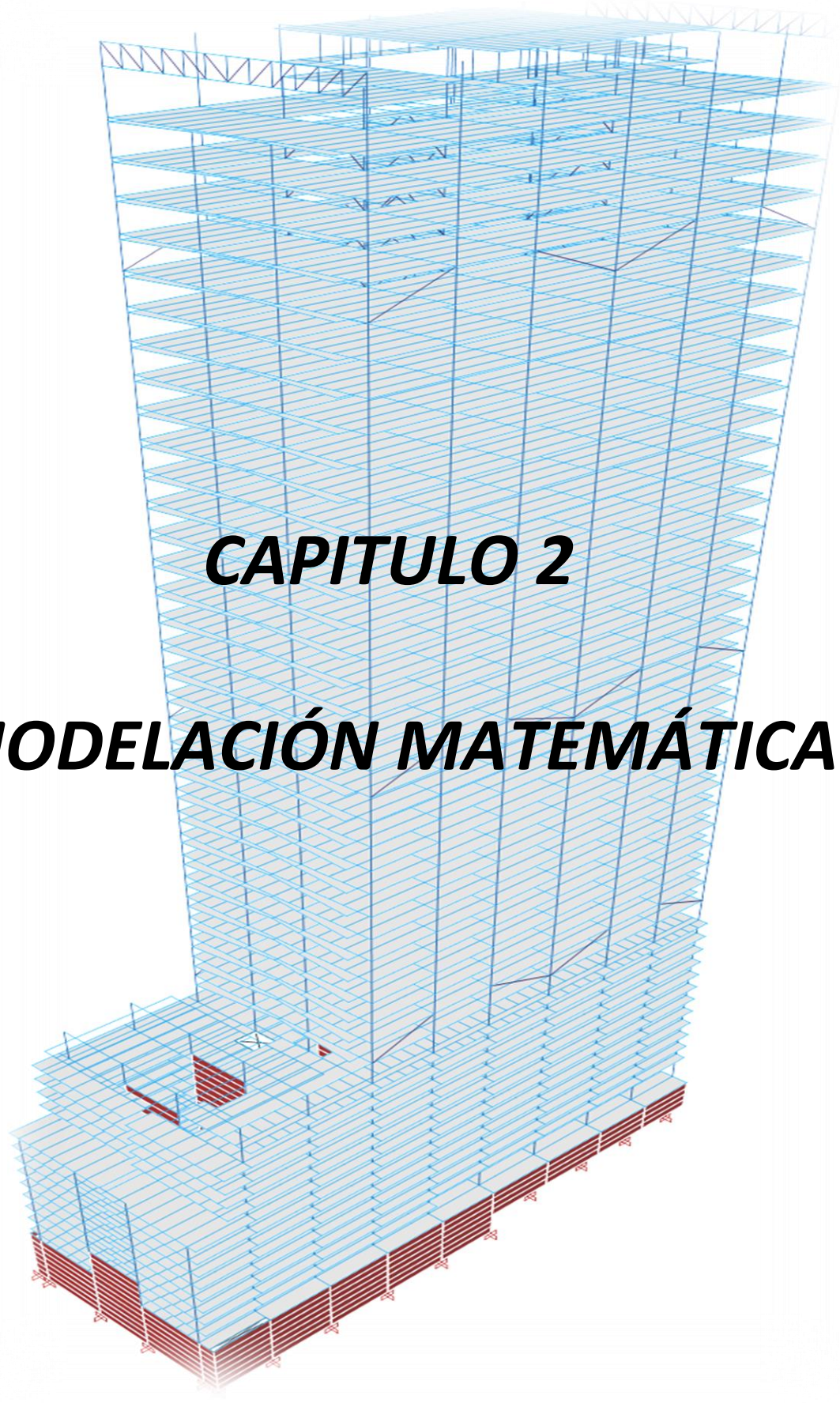


Figura 1.24 Representación de la presión de Barlovento en cada altura del edificio.

A 3D wireframe model of a tall building structure, rendered in blue lines. The model shows a complex grid of beams and columns, with a central core and multiple wings. The structure is shown from a perspective view, highlighting its height and the density of the structural members. The text "CAPITULO 2" and "MODELACIÓN MATEMÁTICA" is overlaid on the model.

CAPITULO 2

“MODELACIÓN MATEMÁTICA”

2.1 ELABORACIÓN DE MODELO MATEMÁTICO.

En el ámbito ingenieril, existen varios programas computacionales para la realización de modelos matemáticos en dos o tres dimensiones para el análisis y diseño de estructuras, como lo son SAP2000, ETABS, STAAD PRO, RISA 3D, RAM ADVANCE, entre otros.

El programa ETABS, Extended 3D Analysis of Buildings Systems (Análisis Extenso en 3D para Sistemas de Edificaciones) por sus siglas en inglés, cuyo desarrollo fue para dar una mejor solución a sistemas estructurales de Edificación, basándose en el método de las rigideces, mismo que es recomendable conocerlo para apreciar las capacidades y limitaciones de este programa, fue desarrollado por la compañía Computers and Structures, Inc., fundada en 1975, actualmente CSI, es reconocida a nivel mundial por los amplias herramientas de software para el análisis y diseño de estructuras civiles como puentes, presas, estadios, estructuras industriales y edificios. El desarrollo de la CSI comenzó sus orígenes con la investigación del doctor Edward L. Wilson, en la Universidad de California en Berkeley.

Las ventajas que tiene el programa ETABS son por ejemplo:

- Cálculo automático de coordenadas de centros de masas (X_m , Y_m).
- Cálculo automático de coordenadas de centros de rigideces (X_t , Y_t).
- Cálculo automático de fuerzas sísmicas, sus excentricidades y aplicación en el centro de masas.
- Cálculo automático de masas del edificio a partir de los casos de cargas elegidos.
- División automática de elementos (Auto Mesh), así se pueden definir elementos que se cruzan, y el programa los divide automáticamente en su análisis interno.
- Plantillas predefinidas de sistemas de losas planas, losas en una dirección (Losacero), losas reticulares o con nervaduras y casetonadas, cubiertas, etc.

Para la realización de este proyecto se utilizó la versión 9.5.0.Nonlinear (Figura 2.1).

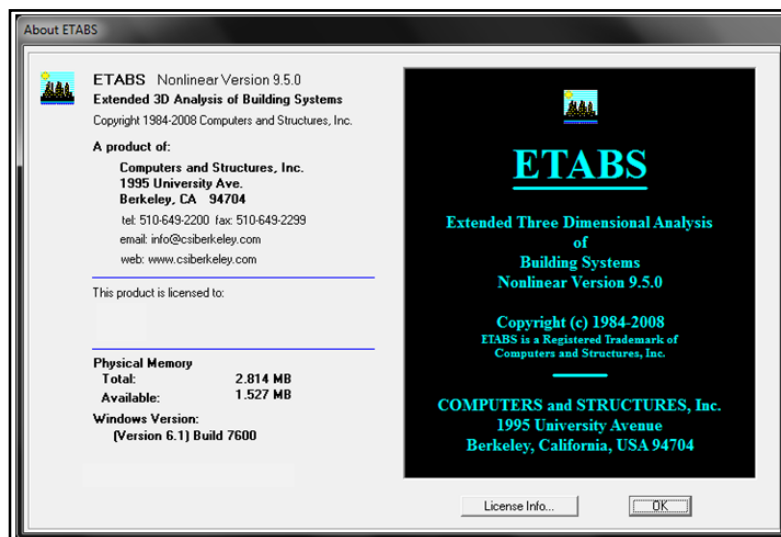


Figura 2.1 Programa ETABS.

Por tales características descritas anteriormente, se utilizó el programa ETABS, para la modelación, análisis y diseño del proyecto “LATINO TOWERS”, que como se mencionó anteriormente, está desarrollado para sistemas estructurales de tipo Edificación.

A continuación, en los siguientes subtemas, se desglosará de manera muy resumida la elaboración del modelo matemático en este programa.

2.1.1 ELABORACIÓN GEOMÉTRICA DEL MODELO MATEMÁTICO.

Como principio al abrir y crear un nuevo modelo es importante definir el sistema de unidades que se utilizarán, para definir distancias, sistemas de cargas, etc., en este caso nuestra modelación se realizó utilizando el sistema de unidades Kgf, m.

Después, es necesario definir los ejes cartesianos que servirán de guía para la geometría básica del proyecto, considerando las distancias establecidas previamente por el proyecto arquitectónico, todo esto dentro de la pestaña “Edit” → “Edit Grid Data” → “Define Grid Data” (Figura 2.2), el cual nos permite agregar todos los ejes principales y secundarios que se necesiten para el proyecto.

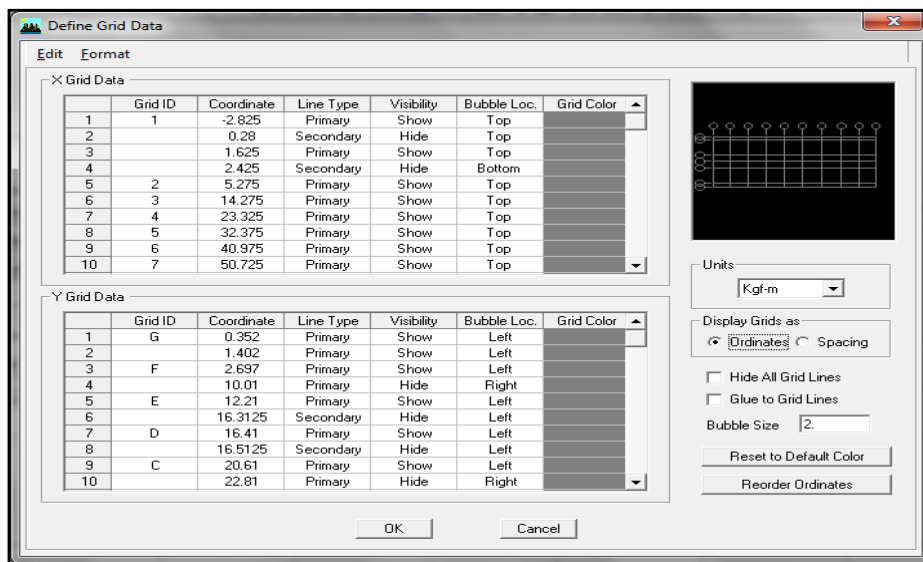


Figura 2.2 Definición de ejes arquitectónicos.

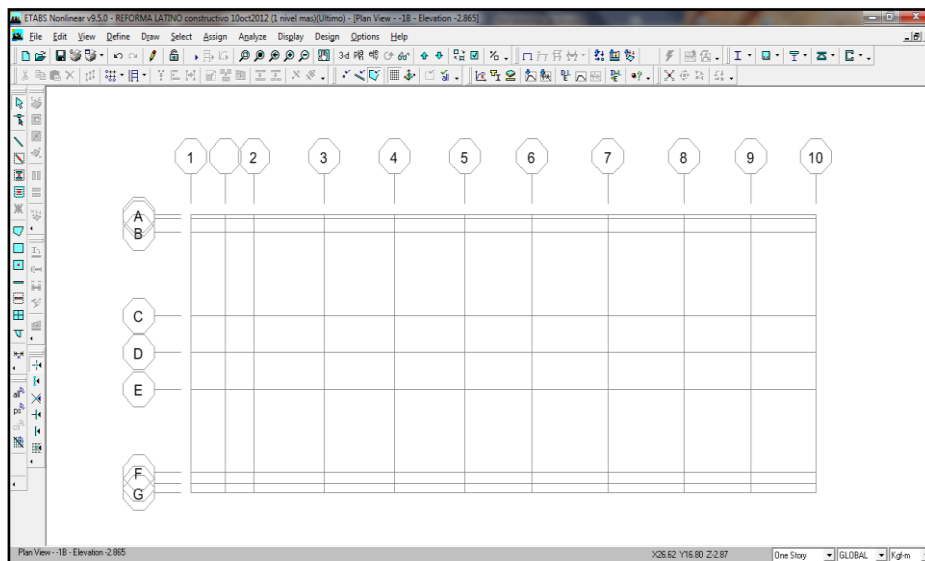


Figura 2.3 Representación de ejes arquitectónicos y menú principal.

Para definir las alturas de los entrepisos, entramos a la pestaña de “Edit” → “Edit Story Data” → “Edit Story” (Figura 2.4), en la cual podremos dar nombre al entrepiso, asignar la altura y el nivel de la base. Existe un opción en el programa ETABS sobre copiar todo lo que se genera en un entrepiso a todos los entrepisos que nosotros deseemos y es por medio de la columna “Master Story”, con la cual asignaremos cual nivel o entrepiso será nuestro nivel maestro y en la columna “Similar Story” asignaremos los niveles que a los cuales nos importan que se copien las mismas propiedades del nivel maestro antes definido.

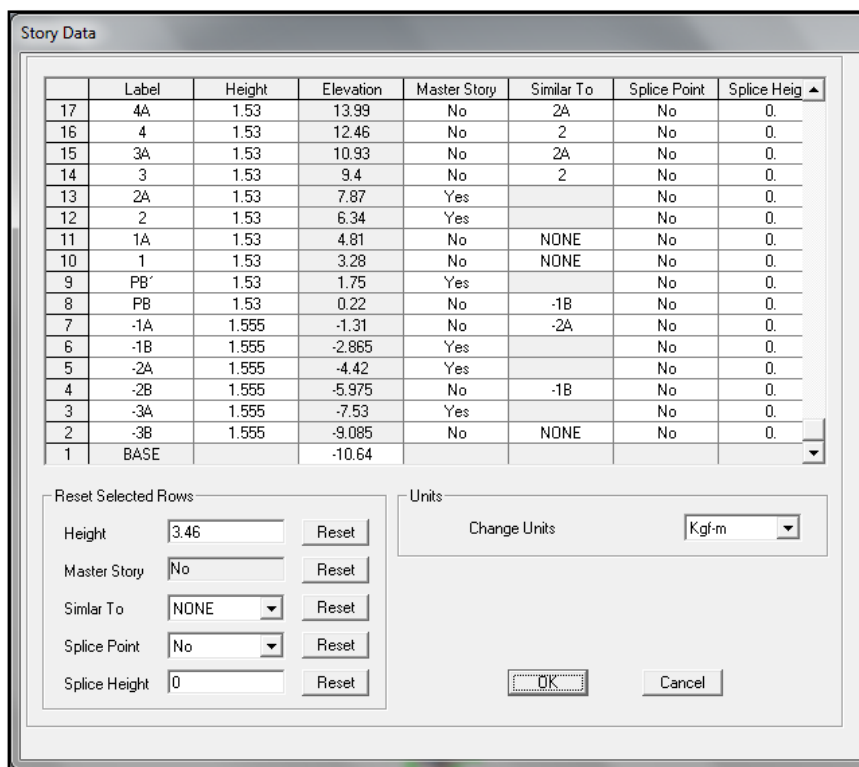


Figura 2.4 Definición de alturas de entrepiso.

2.1.2 DEFINICIÓN DE MATERIALES.

Es importante especificar las calidades y propiedades de los materiales que se utilizarán, como su peso volumétrico, Modulo de Young (Modulo de Elasticidad), resistencia de fluencia en el caso del acero o resistencia de compresión en el caso del concreto, etc.

A continuación se presenta como se idealizan los materiales en el programa ETABS, dentro de la pestaña “Define” → “Define Materials” → “Material Property Data”.

- **Definición de Concreto.**

En el caso del concreto, se deberá de definir peso volumétrico, la resistencia a la compresión y Modulo de Elasticidad, entre otros. Por lo que utilizaremos:

- Peso Volumétrico $\gamma = 2400 \text{ Kg/m}^3$.
- Resistencia a la compresión, en el caso de este proyecto se utilizará concreto con una resistencia de $f'c = 300 \text{ kg/cm}^2$.

- De acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, NTC-DCEC (Ref. 6), el cual especifica en su punto 1.5.1.4 llamado “Módulos de Elasticidad”, que concretos de clase 1 con agregados grueso calizo, el Modulo de Elasticidad se define como $14000 \sqrt{f'_c}$, teniendo como resultado un módulo de con el siguiente valor, $E = 242487.1 \text{ kg/cm}^2$.

A continuación en la Figura 2.5, se presenta la definición del concreto en el programa ETABS, en unidades de Kg, cm.

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box for material 'FC300'. The 'Material Name' is 'FC300'. The 'Type of Material' is 'Isotropic'. The 'Type of Design' is 'Concrete'. The 'Analysis Property Data' section includes: Mass per unit Volume (2.448E-06), Weight per unit Volume (2.403E-03), Modulus of Elasticity (242487.1), Poisson's Ratio (0.2), Coeff of Thermal Expansion (9.900E-06), and Shear Modulus (101036.292). The 'Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)' section includes: Specified Conc Comp Strength, f'c (300), Bending Reinf. Yield Stress, fy (4200), Shear Reinf. Yield Stress, fys (4200), and a checkbox for 'Lightweight Concrete' which is unchecked. There is also a 'Shear Strength Reduc. Factor' field.

Figura 2.5 Definición Material tipo Concreto.

- **Definición de Acero.**

En el caso del acero estructural, de la misma manera se define el peso volumétrico, esfuerzos de fluencia y de ruptura de acuerdo a la calidad del acero estructural, para nuestro caso se utilizará acero tipo A-992 Gr.50 el cual tiene las siguientes propiedades:

- Peso Volumétrico $\gamma = 7,980 \text{ Kg/m}^3$.
- Esfuerzo de Fluencia, $F_y = 3,515 \text{ kg/cm}^2$.
- Esfuerzo de Ruptura, $F_u = 4,920 \text{ kg/cm}^2$.
- Módulo de Elasticidad del Acero, $E = 2,039,000 \text{ kg/cm}^2$.

A continuación en la Figura 2.6, se presenta la definición del concreto en el programa ETABS, en unidades de Kg, cm.

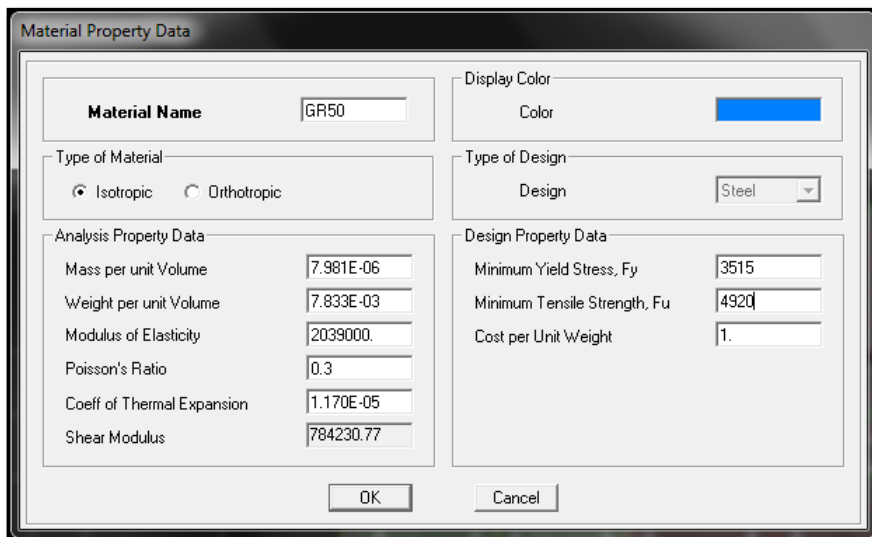


Figura 2.6 Definición Material tipo Acero Estructural.

2.1.3 DEFINICIÓN DE SECCIONES.

Después de definir los materiales, es importante definir las secciones que le darán la rigidez necesaria a la estructura, desde columnas, traveses, sistemas de piso como losas, muros, etc. todo esto con las dimensiones indicadas que después de acuerdo al análisis estructural se llegaran a las secciones finales del edificio.

Para definir los tipos de secciones, el programa ETABS tienen una gran variedad de tipo de secciones que podemos crear, desde secciones tipo W, Canales, Te, Ángulos, Cajones, Tubos, Rectangulares, Circulares, y la opción de crear secciones transversales como el diseño lo requiera, todo esto indicando solo dimensiones y espesores generales, calculando internamente las propiedades geométricas de la sección como área transversal, momentos de inercia, momentos plásticos, módulos de sección, área de cortante, etc.

Para definir las secciones se debe entrar dentro de la pestaña de **“Define”** → **“Frame Sections...”** → **“Define Frame Properties”**, seleccionando cualquiera de la sección transversal que deseemos crear para definir las propiedades geométricas y especificar el tipo de material considerado.

Por ejemplo, para definir una sección tipo W, se entra a la opción de **“Add I/Wide Flange”** y se definen las dimensiones de la sección (Figura 2.7), donde especificamos las dimensiones generales, espesores, calidad de materiales, etc., las unidades son cm.

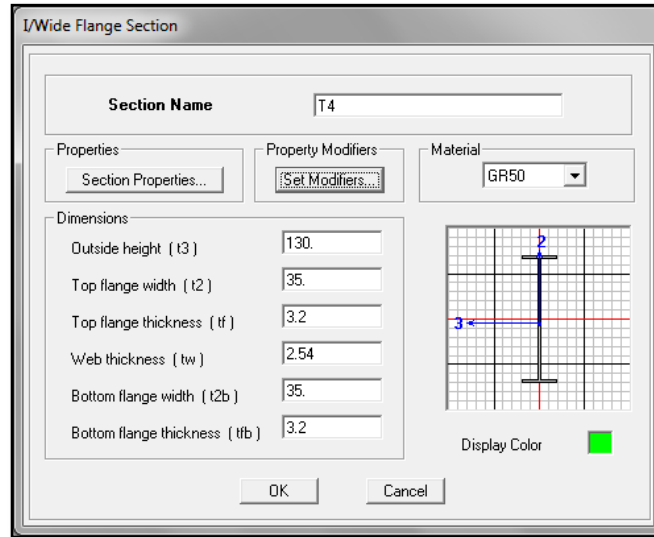


Figura 2.7 Definición de Secciones de los elementos estructurales.

En las estructuras metálicas, el sistema de piso convencional es a base de losacero, el cual permite diseñar vigas a sección compuesta, mismas que se detallaran en el siguiente capítulo.

El programa ETABS tiene la posibilidad de generar diferentes tipos de losas como macizas o losacero, para definir este tipo de losa se necesita entrar dentro de la pestaña “Define” → “Wall/Slab/Deck Sections” → “Add New Deck”, para poder especificar las características de la losacero.

En el caso de este proyecto, se utilizó el tipo de losacero tipo “*Ternium Losacero 25*” (Figura 2.8), cuya geometría, capa de compresión (*hr*) y calidad de materiales la definiremos dentro de la ventana “Deck Section” (Figura 2.9) del programa ETABS.

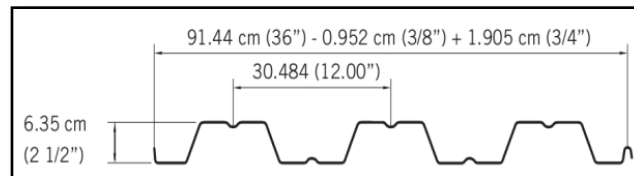


Figura 2.8 Características de Losacero Ternium 25.

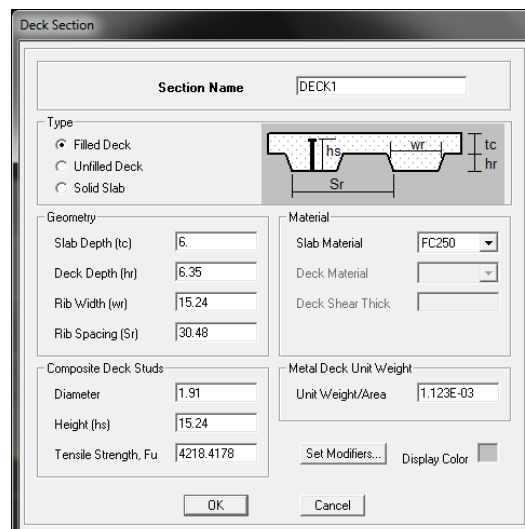


Figura 2.9 Definición del tipo de losa (Losacero).

2.1.4 TRAZO GEOMÉTRICO DE LA ESTRUCTURA.

Una vez definido los ejes principales de la estructura, los materiales y las secciones, se comienza con el trazo general de la estructura principal, indicando los perfiles que se consideren para su estructuración preliminar.

➤ Trazo de Vigas Principales

Para el trazo de las vigas principales, se necesita entrar a la pestaña de “Draw” → “Draw Line Objets” → “Draw Lines (Plan, Elev, 3D)”, señalando el tipo de elemento, el tipo de sección, las restricciones en sus nodos (al ser viga principal se elige la opción de “Continuous”), etc. como se observa en la Figura 2.10.

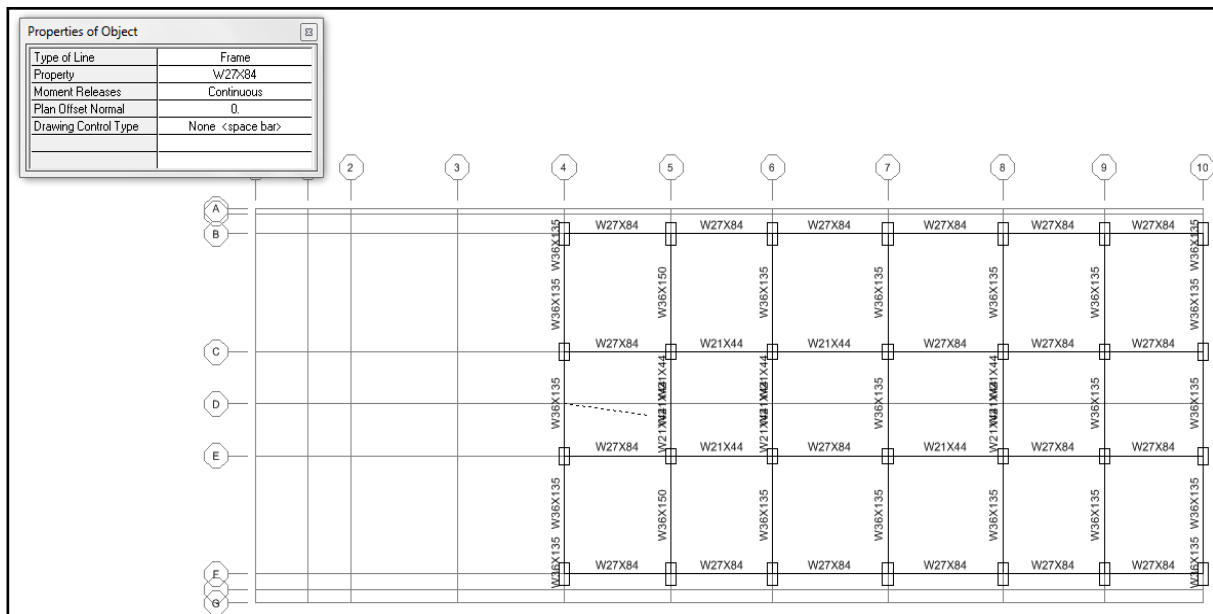


Figura 2.10 Trazo de Elementos Estructurales (Vigas Principales).

➤ Trazo de Vigas Secundarias

Para el trazo de las vigas secundarias, se necesita entrar a la pestaña de “Draw” → “Draw Line Objets” → “Creat Secondary Beams in Region or at Clicks (Plan)” señalando el tipo de elemento, el tipo de sección, el espaciamiento máximo o el número de largueros y automáticamente las restricciones en sus nodos articuladamente, como se observa en la Figura 2.11.

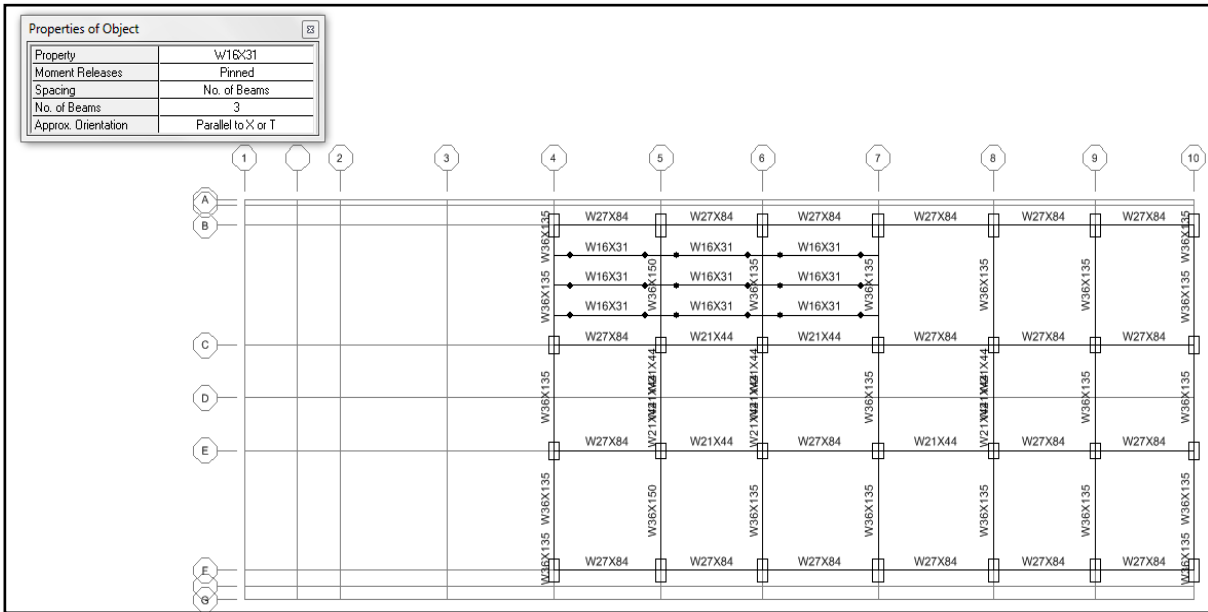


Figura 2.11 Trazo de Elementos Estructurales (Vigas Secundarias).

Otra forma de restringir algún elemento estructural, en este caso para dar el ejemplo de viga secundaria, se tienen que liberar los grados de libertad rotacionales para lograr una articulación, para ello se necesitan seleccionar las vigas que se quieren articular e ingresar a la pestaña “Assign” → “Frame/Line” → “Frame Releases/Partial Fixity...”, ahí se liberan los momentos en los dos sentidos tanto al inicio y final de la sección, como se muestra en la figura 2.12.

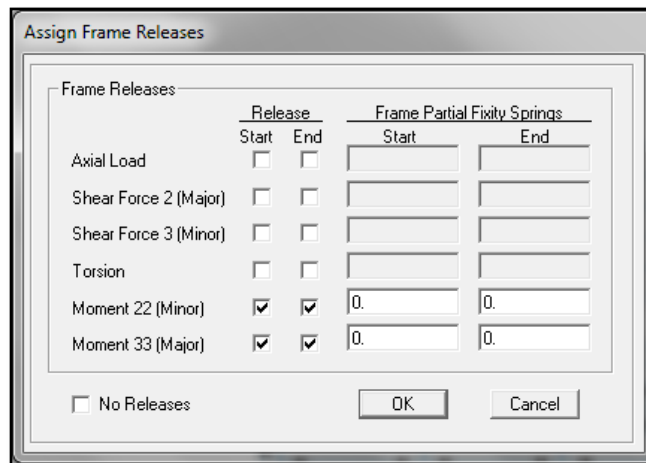


Figura 2.12 Asignación de grados de libertad en elementos barra.

✦ Trazo de Sistema de Piso

Para el trazo del sistema de piso, se necesita entrar a la pestaña de “Draw” → “Draw Area Objets” → “Draw Area (Plan, Elev, 3D)”, trazando las delimitaciones de la losa y seleccionando el tipo de sección a utilizar así como el sentido de la losa, en el caso de la losacero que siempre debe de ir perpendicular a la viga secundaria para trabajar en una dirección como se muestra en la Figura 2.13.

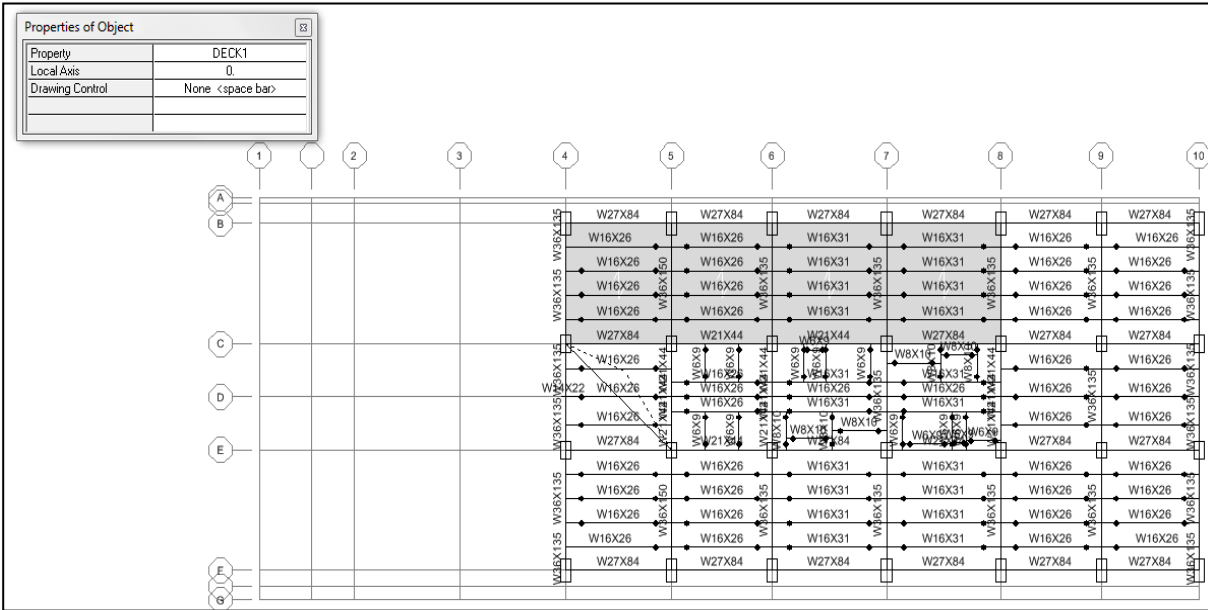


Figura 2.13 Trazo de sistema de piso (Losacero).

➤ Trazo de muros perimetrales.

Para el trazo de los muros perimetrales, se necesita entrar a la pestaña de “Draw” → “Draw Area Objets” → “Draw Wall (Plan)”, seleccionando el tipo de área, el tipo de sección, etc. y así trazando linealmente a nivel de planta, los muros necesarios en cada entrepiso. (Figura 2.14).

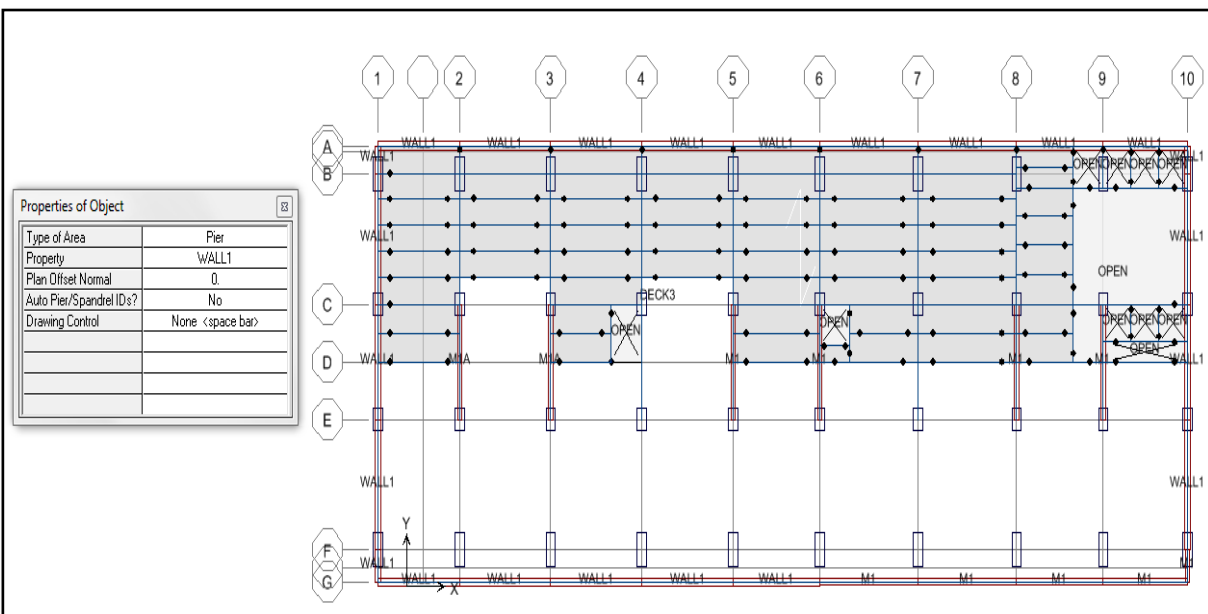


Figura 2.14 Trazo de muro perimetral en planta.

También se pueden trazar los muros de manera como elemento de área “**Draw Area (Plan, Elev, 3D)**”, trazando en las elevaciones correspondientes donde se ubicaran los muros. (Figura 2.15).

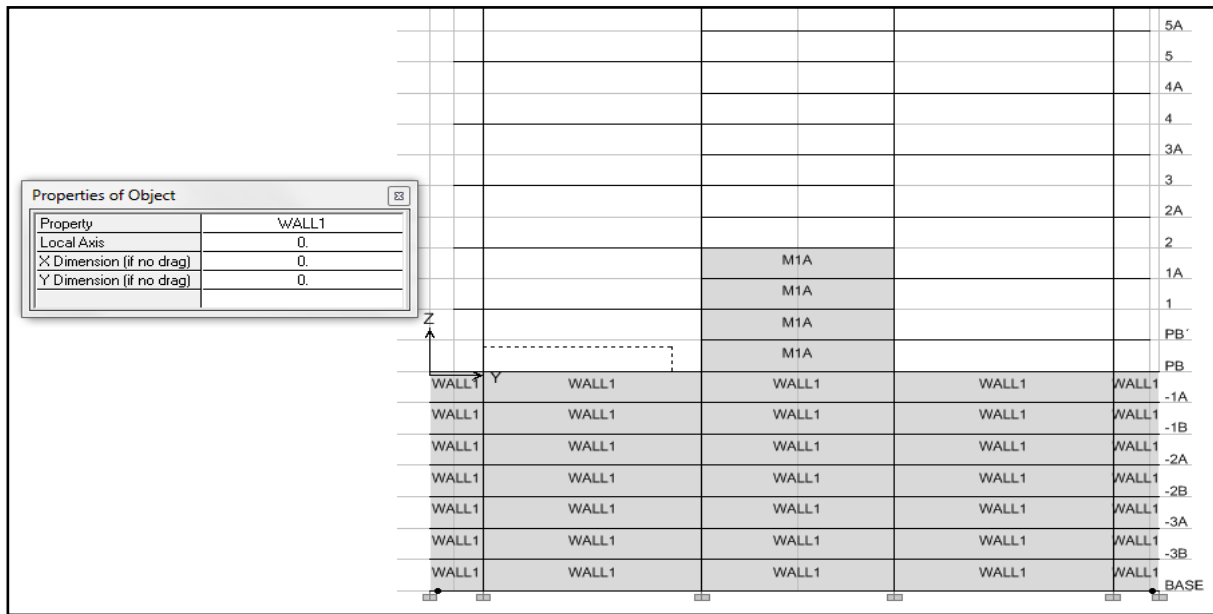


Figura 2.15 Trazo de muro perimetral en elevación.

➤ **Condiciones de frontera, tipos de apoyos.**

Es importante señalar las consideraciones de apoyo o condiciones de frontera que tendrá nuestra estructura, para indicar este tipo de restricciones es necesario seleccionar los nodos necesarios (principalmente los extremos de las columnas de la edificación a nivel de desplante, en el caso de este proyecto) e ingresar a la pestaña de “**Assing**” → “**Joint/Point**” → “**Restraints (Supports)...**”, seleccionando el tipo de apoyo o restricción a considerar. Para el caso de nuestra estructura se consideran empotrados, restringimos los movimientos de traslación y de rotación en los ejes globales X, Y y Z, como se observa en la Figura 2.16.

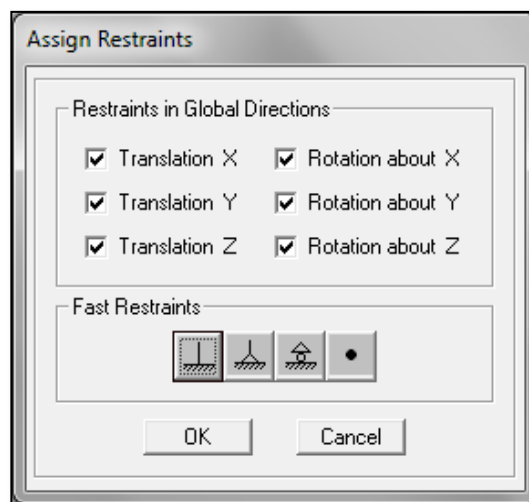


Figura 2.16 Asignación de restricciones en apoyos.

✦ **Trazo completo de Modelo Matemático**

De esta manera, siguiendo todos los requerimientos arquitectónicos de huecos y geometría se llega al trazo completo del edificio como se muestra en la Figura 2.17.

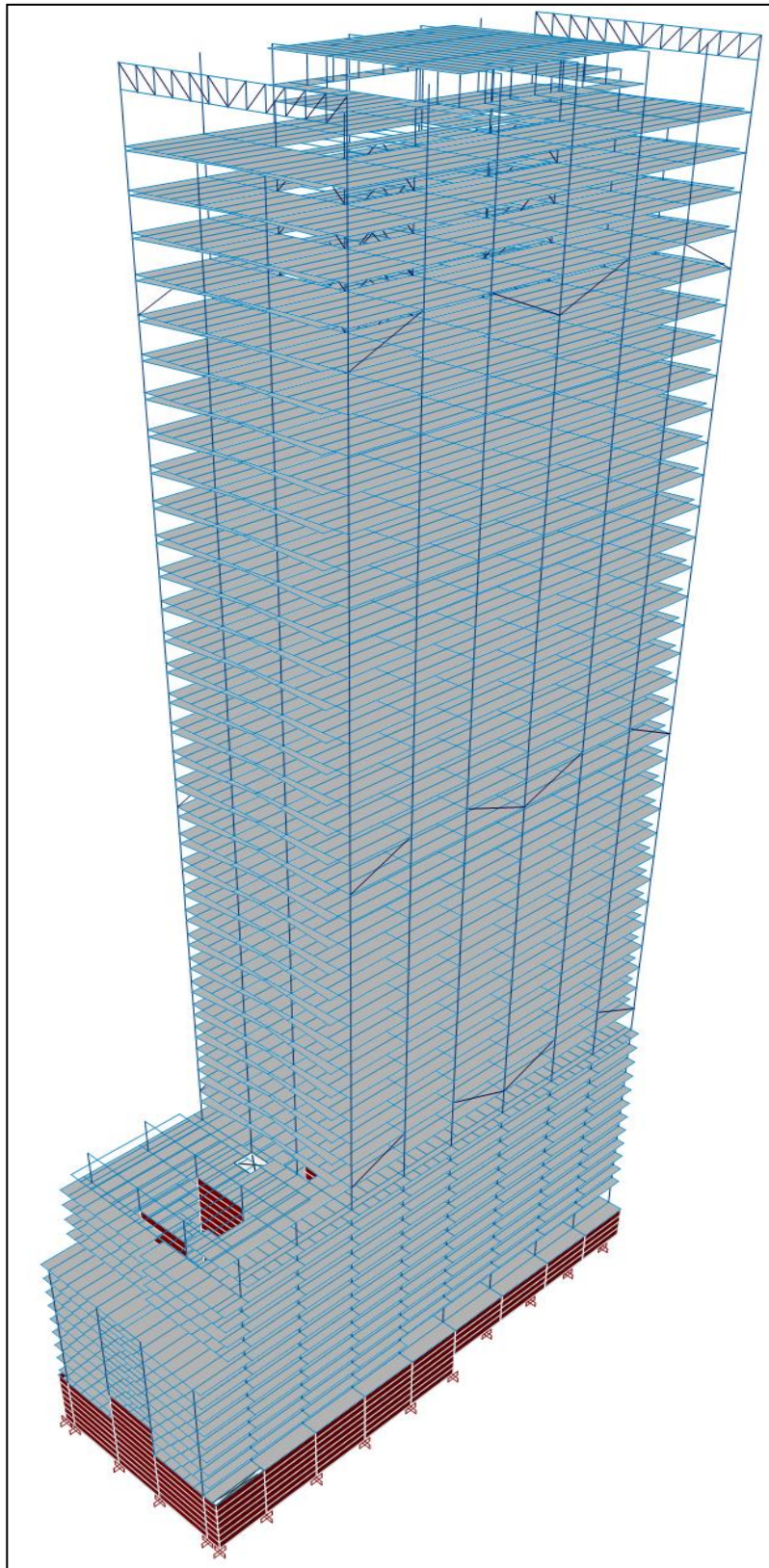


Figura 2.17 Vista 3D de Modelo Matemático.

2.1.5 DEFINICIÓN DE ESTADOS DE CARGAS.

Es preciso definir los estados de cargas, tanto gravitacionales como accidentales, para poder representar los efectos a las que estará solicitado el edificio y con forme a la reglamentación vigente del sitio, llevar a cabo las combinaciones de diseño establecidas para el diseño estructural y la revisión debido al comportamiento de los desplazamientos laterales del edificio.

En las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, NTC-CADEE (Ref. 2), establece los estados a las que estará sometido un edificio, siendo los siguientes conceptos:

- **Carga Muerta.**- son las acciones permanentes en cuanto a las geometría y pesos volumétricos de los materiales.
- **Cargas Variables.**- estas cargas consideran la probabilidad de carga a las que estará sometida la estructura, se divide en tres tipos:
 - a) *Vivas Máximas.*- Son las cargas con el valor máximo probable durante la vida esperada de la edificación.
 - b) *Vivas Instantáneas.*- Son las cargas con el valor máximo probable en el lapso en que se pueda presentar una acción accidental, como el sismo, viento, etc.
 - c) *Vivas Medias.*- Son las cargas con el valor medio que puede tomar la acción en un lapso de varios años y se empleará para estimar efectos a largo plazo.
- **Acciones Accidentales.**- Son las cargas que no se deben al funcionamiento normal de la edificación y que pueden alcanzar intensidades significativas solo durante lapsos breves. En esta categoría se encuentran los efectos por viento, sismo, granizo, nieve, explosiones, incendios y otros fenómenos que pueden presentarse en casos extraordinarios.

A continuación desglosaremos la nomenclatura de los estados de carga a las que estará sometida la estructura:

CM ;	Carga Muerta y peso propio de la estructura
FACH ;	Carga Muerta debido por efectos de Fachada.
CVM ;	Carga Viva Máxima.
CVR ;	Carga Viva Reducida o Instantánea.
SX ;	Fuerza Sísmica en Dirección X. (debida al Espectro de Diseño) **
SY ;	Fuerza Sísmica en Dirección Y. (debida al Espectro de Diseño) **
VX ;	Fuerza debidas al Viento en Dirección X.
VY ;	Fuerza debida al Viento en Dirección Y.
GRANIZO ;	Fuerza debida a causa de Granizo.

**En estos estados de carga, considera la aplicación de la fuerza sísmica con una excentricidad del 10% en la dirección perpendicular a la fuerza sísmica aplicada.

A continuación presentamos la definición de cada estado de carga en el programa ETABS, para ello entramos a la pestaña “Define” → “Static Load Cases...”, dentro de la ventana “Define Static Load Case Names” definimos los nombres y el tipo de cargas, recordando que para que considere el peso propio de los elementos estructurales debemos asignar el factor 1 al caso de carga muerta (CM) y seleccionando en la pestaña “Add New Load”, como se muestra en Figura 2.18.

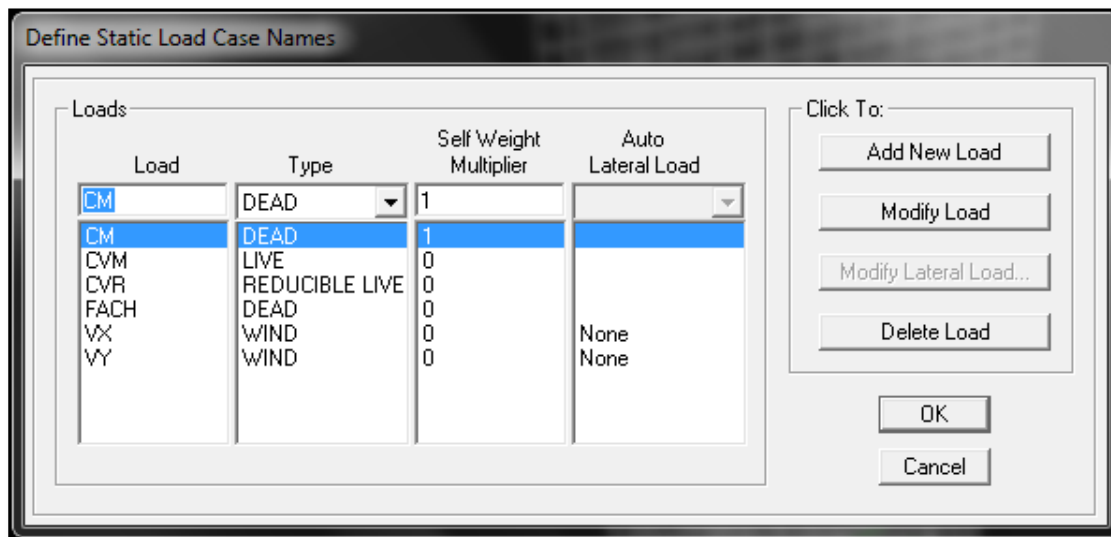


Figura 2.18 Definición de Casos de Carga.

En el caso de la definición de los efectos de Sismo, es necesario definir en primer lugar los espectros de diseño, mismos que definimos en el subcapítulo 1.3 de este escrito, para ello debemos de crear un archivo con extensión tipo “.prn o .txt” (Figura 2.19) para poder importar los valores del periodo (T), con su respectivo valor de ordenada del espectro de respuesta (a), con el propósito de evitar escribir valor por valor.

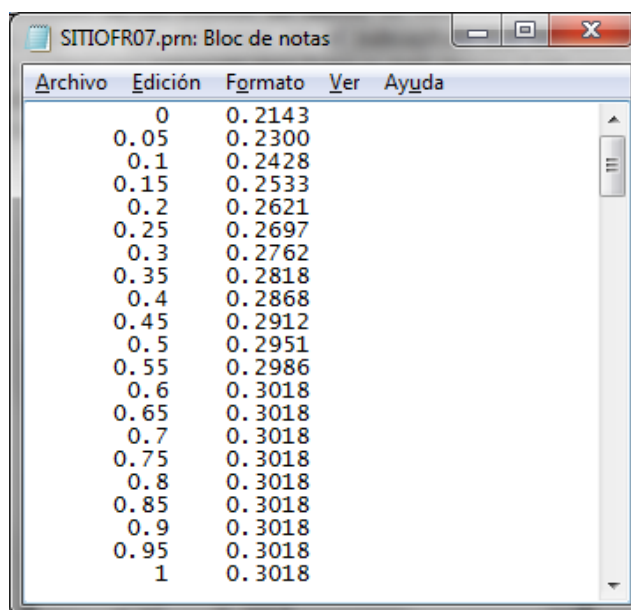


Figura 2.19 Generación del espectro en formato *.prn.

Una vez creado los archivos de los espectros necesarios para el proyecto, de la pestaña “Define” → “Response Spectrum Functions...”, dentro de la ventana “Define Response Spectrum Functions”, de la pestaña seleccionamos “Spectrum from File” → “Add New Function...”, seleccionamos la casilla “Period vs Value”, buscamos el archivo con la pestaña “Browse...” → “Display Graph” → “Convert to Used Defined”, de esta manera definimos los espectros de diseño, nombrando cada espectro y asignando una razón de amortiguamiento a los modos de vibrar, para ese caso utilizaremos un amortiguamiento del 5% (0.05), mismo que podemos observar en la Figura 2.20.

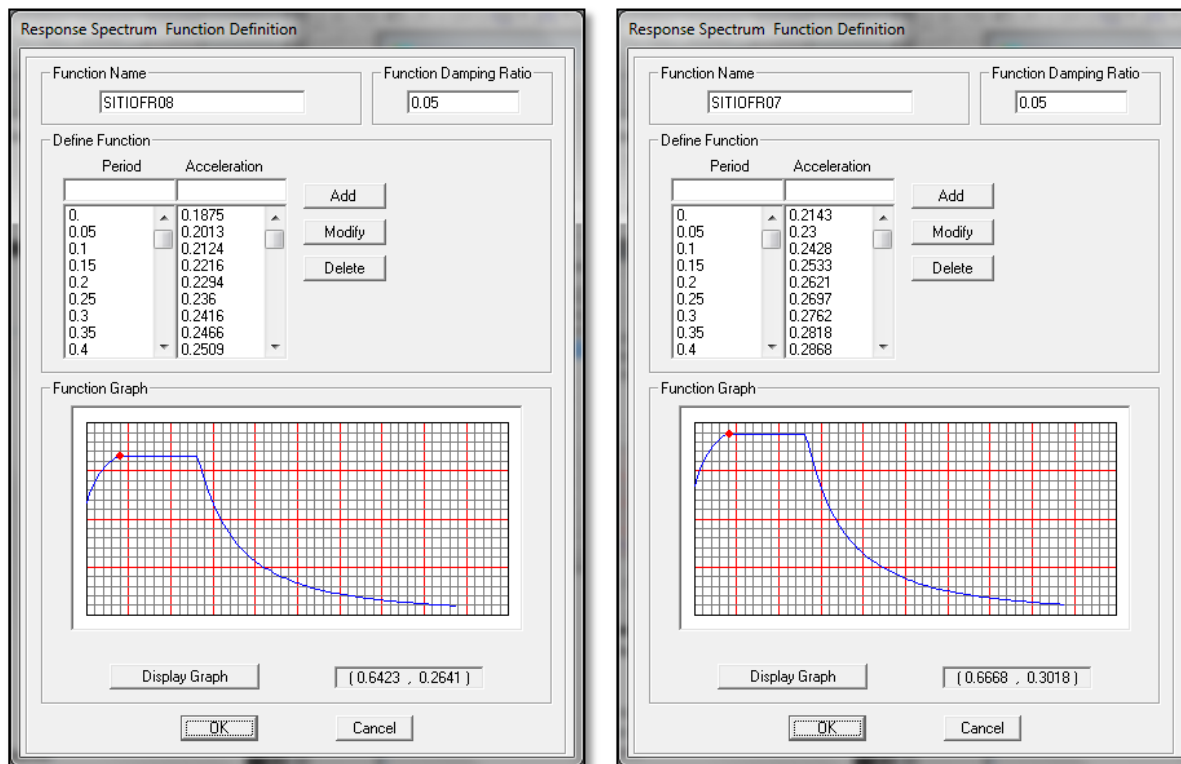


Figura 2.20 Definición de Espectro de Respuesta de Diseño.

Ya asignados los espectros de diseño en el sentido “X” y “Y”, definimos los casos de carga de los espectros de respuesta como aplicación de las fuerzas sísmicas a cada diafragma de cada entrepiso.

Para definir los espectros de respuesta, dentro de la pestaña “Define” → “Response Spectrum Cases...”, dentro de la ventana “Define Response Spectrum Functions” → “Add New Spectrum...”, dentro de la ventana “Response Spectrum Case Data” tenemos varias opciones:

En la casilla de “Spectrum Case Name” se coloca el nombre para cada respuesta, en este caso ya definimos las fuerzas sísmicas con el nombre de SX y SY.

En la casilla “Modal Combination” se selecciona el tipo de estadística de modos de combinación para el uso, siendo las abreviaturas siguientes:

- **CQC.**- Completa la Opción de combinaciones Cuadráticas. Es una combinación técnica que cuenta con amortiguamiento modal. Es lo mismo que si en SRSS el amortiguamiento es cero.
- **SRSS.**- Es la Raíz Cuadrada de Suma de Cuadrados. Una combinación modal técnica que no se cuenta con amortiguamiento modal o de acoplamiento transversal.
- **ABS.**- Opción Absoluta. Suma de los valores absolutos de los resultados modales.
- **GMC.**- Opción General de Combinación Modal conocido como el método de Gupta. Una combinación modal técnica que toma en cuenta los modos de amortiguamiento, y que asume la más alta correlación entre los modos de mayor frecuencia.

En la casilla **“Directional Combination”**, se selecciona el tipo de combinación para el uso de las diferentes direcciones de aceleración, siendo las abreviaturas siguientes:

- **SRSS**.- Raíz cuadrada de la suma de los cuadrados. Una combinación de dirección técnica que es independiente de la dirección de la carga.
- **ABS**.- Absoluta suma. Suma de los valores absolutos de los resultados causados por diferentes direcciones de carga.

En nuestro caso, utilizaremos las casillas **CQC** y **SRSS**, ya que se requieren conocer los valores de las respuestas modales como la suma de los cuadrados, de acuerdo a la ecuación 9.2 de las NTC-DS (Ref. 3), además de que previamente en la definición del espectro de respuesta hemos asignado un amortiguamiento modal del 5%.

En las opciones **“Input Response Spectra”**, se le asigna a cada dirección U1 (X), U2 (Y), U3 (Z) la aceleración que se tendrá en la dirección correspondiente asignando en la pestaña de **“Function”** los espectros de diseños correspondientes cada dirección.

En la casilla de **“Scale Factor”**, se asigna un factor de escala que multiplica cada aceleración de la carga, teniendo unidades de aceleración y debe ser coherente con las unidades actualmente en uso.

Este factor en nuestro caso es igual a **9.81** dado que la aceleración de los espectros de diseño “a”, son fracción de la gravedad.

Así mismo, en la casilla **“Ecc. Radio (All Diaph.)”**, se le asigna la excentricidad considerada para la aplicación de la fuerza sísmica en cada diafragma de cada entrepiso (mismos que se definirán el siguiente subtema 2.2 de este escrito), considerando una excentricidad del 10% en dirección perpendicular a la fuerza actuante, misma que establecen las NTC-DS (Ref. 3) en su punto 9.1 llamado “Análisis modal”.

Todos estos parámetros se pueden apreciar en la imagen Figura 2.22 definiendo las fuerzas sísmicas por respuesta espectral.

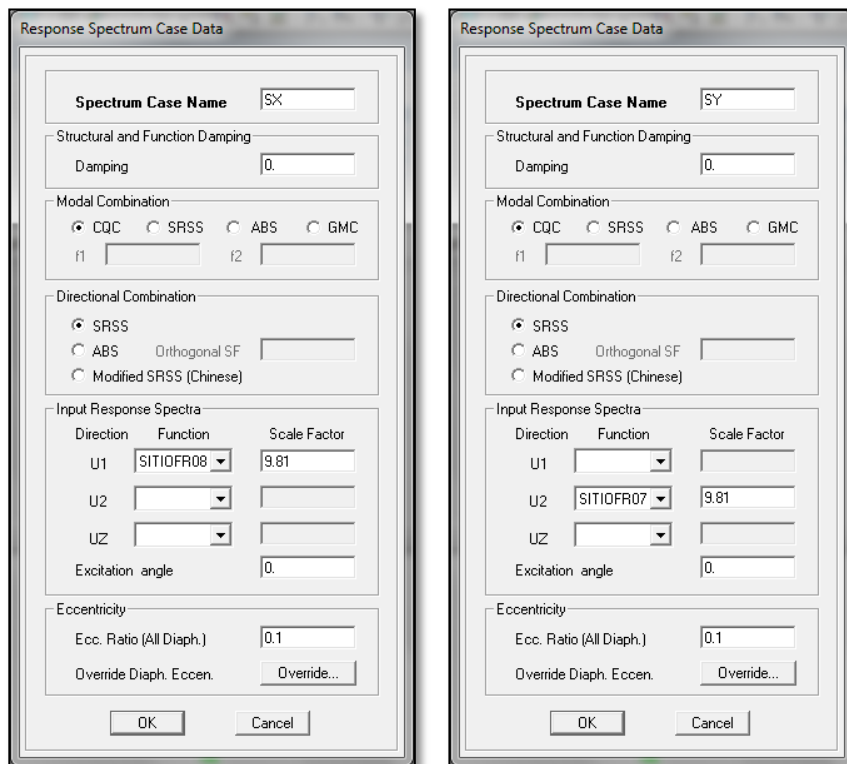


Figura 2.22 Definición de Caso de Carga Sísmicas por Espectros de Respuesta.

2.1.6 COMBINACIONES DE DISEÑO

A continuación se desglosan las combinaciones de cargas descritas en las NTC-CADEE (Ref. 2), donde en el punto 3.4 nombrado “Factores de carga”, indican los factores de carga a considerar de acuerdo al tipo de carga considerada complementado con el punto 2.2 nombrado “Intensidades de diseño”.

Además en las especificaciones de las NTC-DS (Ref. 3) en el punto 8.7 “Efectos bidireccionales” el cual especifica que los efectos de las fuerzas sísmicas se combinaran tomando el 100% de los efectos sísmicos en una dirección y el 30% en la otra dirección.

También en el punto 1.8 nombrado “Revisión de desplazamientos laterales”(Ref.3), establece que para el cálculo y revisión de los desplazamientos laterales se deberá de multiplicar la combinación correspondiente de acuerdo a la dirección que se analice por el factor de comportamiento sísmico Q, esto es debido a que el coeficiente sísmico fue reducido por dicho factor debido al comportamiento inelástico de la estructura lo que fue valido para el cálculo de las fuerzas para las que hay que diseñar, pero para las deformaciones que se presentarán en la estructura serán aproximadamente Q veces las que se han determinado con en análisis elástico bajo esas fuerzas reducidas.

A continuación se presentan las combinaciones de carga más significativas para el análisis y diseño de este proyecto, descritas por el RCDF-04 (Ref. 1).

COMBINACIONES DE CARGA	
COMB1 =	1.4 CM + 1.4 CVM + 1.4 FACH
COMB2 =	1.1 CM + 1.1 FACH + 1.1 CVR + 1.1 SX + 0.33 SY
COMB3 =	1.1 CM + 1.1 FACH + 1.1 CVR + 1.1 SX - 0.33 SY
COMB4 =	1.1 CM + 1.1 FACH + 1.1 CVR + 0.33 SX + 1.1 SY
COMB5 =	1.1 CM + 1.1 FACH + 1.1 CVR + 0.33 SX - 1.1 SY
COMB6 =	1.1 CM + 1.1 FACH + 1.1 CVR - 1.1 SX + 0.33 SY
COMB7 =	1.1 CM + 1.1 FACH + 1.1 CVR - 1.1 SX - 0.33 SY
COMB8 =	1.1 CM + 1.1 FACH + 1.1 CVR - 0.33 SX + 1.1 SY
COMB9 =	1.1 CM + 1.1 FACH + 1.1 CVR - 0.33 SX - 1.1 SY
COMB10 =	1.1 CM + 1.1 FACH + 1.1 CVR + 1.1 VX
COMB11 =	1.1 CM + 1.1 FACH + 1.1 CVR + 1.1 VY
COMB12 =	0.9 CM + 0.9FACH + 0.9CVR + 1.1 VX
COMB13 =	0.9 CM + 0.9FACH + 0.9CVR + 1.1 VY
COMB14 =	1.1 CM + 1.1 FACH + 1.1 CVR +1.1 GRANIZO
DESP X =	1.0 CM + 1.0FACH + 1.0CVR + 2.0 SX + 0.6 SY
DESP Y =	1.0 CM + 1.0FACH + 1.0CVR + 0.6 SX + 2.0 SY
FLECHAS =	1.0 CM + 1.0CVM + 1.0FACH

Tabla 2.1 Combinaciones de Cargas dadas por RCDF-04 (Ref. 1).

Una vez establecidas las combinaciones para el análisis y diseño de la edificación es necesario definirlos en la modelo matemático para ello, dentro de la pestaña “Define” → “Load Combinations...” → “Add New Combo...” y en la ventana de “Load Combination Data” nombramos cada combinación agregando los casos de carga y los factores de carga correspondientes, como se ilustra en la Figura 2.23 al definir la combinación nombrada COMB1 y de la misma manera se agregarán las restantes.

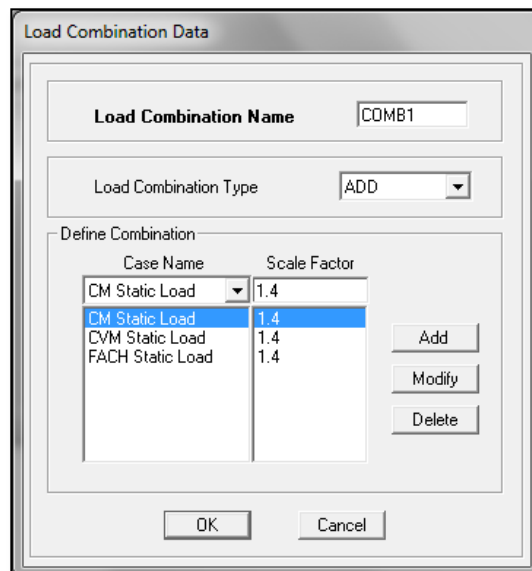


Figura 2.23 Definición de Combinaciones de carga.

A continuación se presenta la aplicación de solicitaciones por cargas gravitacionales, sísmicas y por efectos de viento, siendo estas las principales para el análisis y diseño del edificio.

➤ **Aplicación de Cargas gravitacionales.**

De acuerdo al punto 1.2 nombrado “Análisis de Cargas” del capítulo anterior de este escrito, se desglosaron las cargas a considerar para el diseño de la estructura, a continuación se muestra como se aplican al modelo matemático las cargas debidas a cargas gravitacionales como lo son las cargas muertas, cargas vivas máximas, cargas vivas instantáneas y debidas por el tipo de fachadas.

a) Aplicación de cargas gravitacionales en losas.

Para la aplicación de las cargas gravitacionales sobre elementos áreas, estas se aplicarán directamente sobre cada losa como carga de unidad de área [kg/m^2], para ello se seleccionan las losas que a las cuales se pretende aplicar las cargas y se ingresa a la pestaña de “Assign” → “Shell/Area Loads” → “Uniform”, y dentro de la ventana “Uniform Surface Loads” se especifica el tipo de caso de carga, las unidades como dato muy importante, la carga por unidad de área y la dirección en que se aplicará dicha carga.

Como ejemplo, se muestra en la Figura 2.24 la aplicación por concepto de Carga Viva Máxima (CVM) a un entrepiso destinado a uso de oficina.

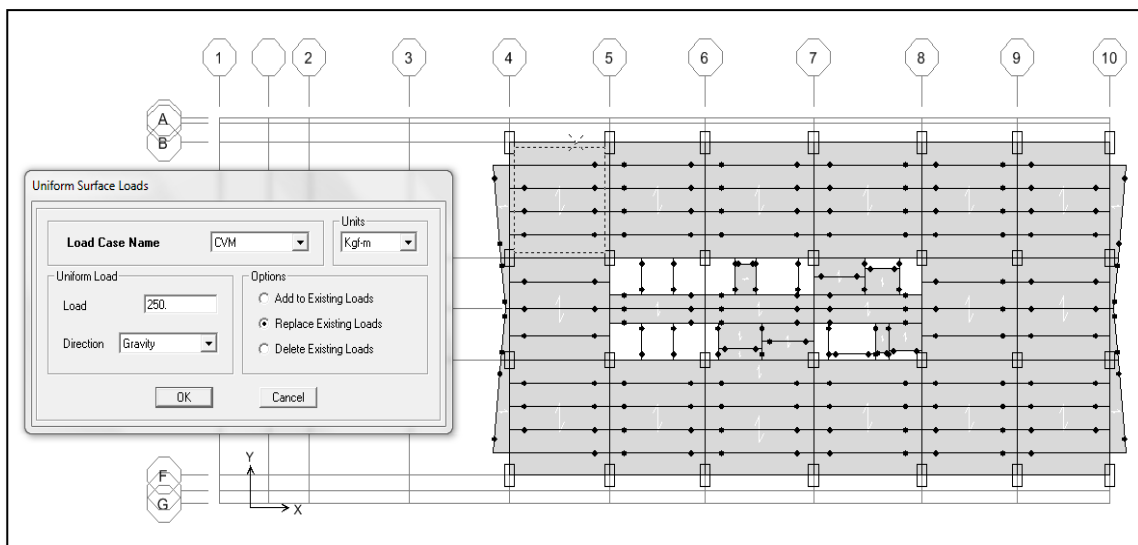


Figura 2.24 Aplicación de carga sobre elemento área.

b) Aplicación de cargas gravitacionales en vigas.

Para poder aplicar las cargas gravitacionales por concepto de fachada, barandales, etc., estas se aplicaran directamente sobre vigas como carga linealmente distribuida [kg/m], para ello se seleccionan los elementos lineales que se requieran aplicar las cargas y se ingresa a la pestaña “Assign” → “Frame/Line Loads” → “Distributed...”, y dentro de la ventana “Frame Distributed Loads”, se especifica el caso de carga, las unidades como dato importante, el tipo de carga y dirección del mismo y se tienen varias opciones para aplicar fuerzas o momentos distribuidos a lo largo de la sección, así mismo se puede crear fuerzas trapezoidales indicando la variación de la misma carga o

como en nuestro caso únicamente asignar una carga linealmente repartida en toda su longitud del elemento.

Como ejemplo, se muestra en la Figura 2.25 la aplicación por concepto de fachada de cristalería (FACHADA) a un entrepiso.

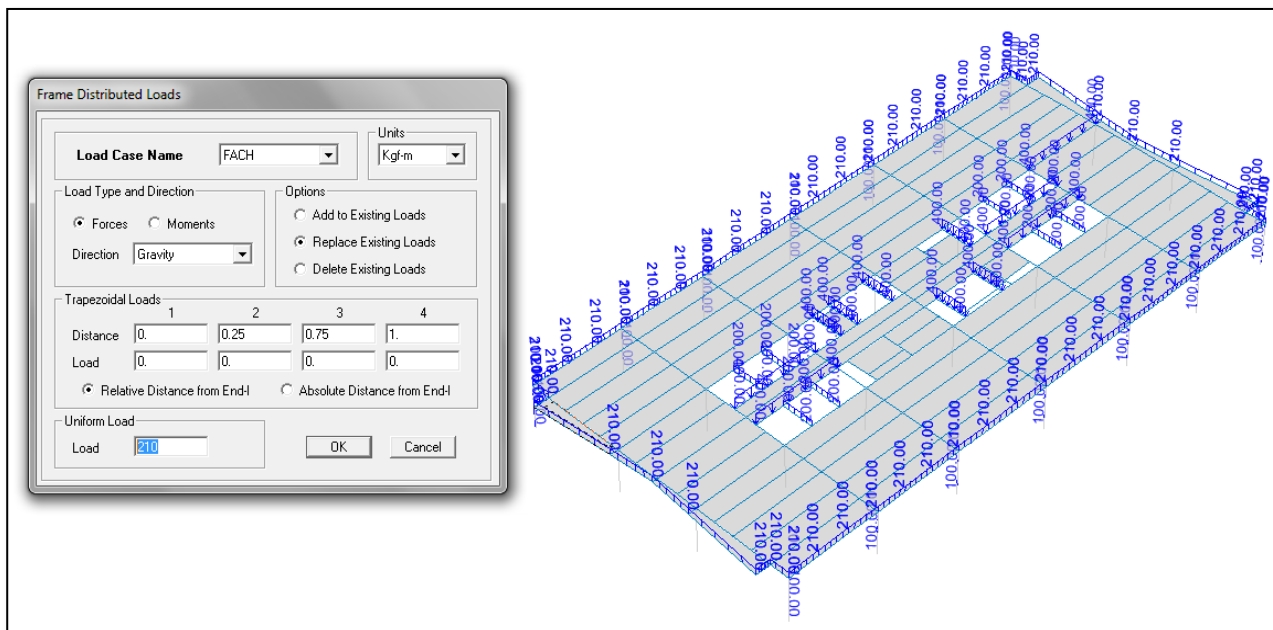


Figura 2.25 Aplicación de carga sobre un elemento lineal.

✦ **Aplicación de cargas por efectos de Sismo.**

Como ya se mencionó en el capítulo 1.3 de este escrito, para esta edificación fue necesario realizar un análisis modal debido a que la edificación es mayor a 30 metros como limitación del análisis estático, además de que se encuentra en la **zona IIIb** de la zonificación sísmica del Valle de México.

Para aplicar las fuerzas sísmicas definidas por los espectros de respuesta en el subtema 2.1.5 de este escrito, es necesario especificar los diafragmas rígidos de cada entrepiso donde se aplicaran dichas fuerzas de tal forma que se cumpla con la hipótesis de que cada nivel se moverá de manera uniforme.

Con la definición de los diafragmas, el programa ETABS calcula automáticamente los centros de masa y rigideces de cada entre piso, para considerar la fuerza sísmica y excentricidad de cada entrepiso. Para asignar los diafragmas a cada entrepiso, seleccionamos todos los elementos conformados por dicho entrepiso y dentro de la pestaña “Assing” → “Joint/Point” → “Diaphragm”, definiremos los diafragmas necesarios para cada sistema de entrepiso, definiéndolos como sistemas rígidos, como se muestra en la Figura 2.26.

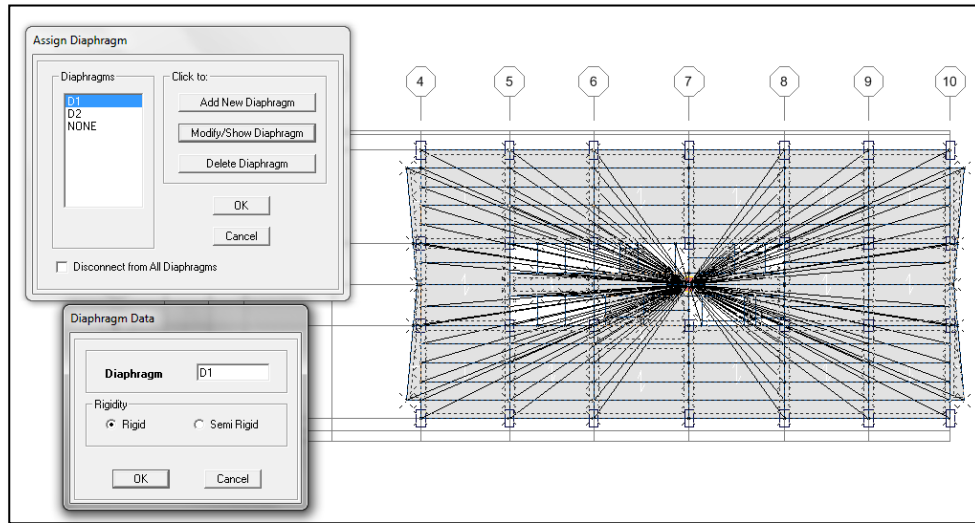


Figura 2.26 Definición de diafragmas rígidos.

También es importante asignarle al programa las masas que se acelerarán para el análisis sísmico, para ello, dentro de la pestaña “Define” → “Mass Source...”, dentro de la ventana “Define Mass Source” (Figura 2.27) seleccionamos la pestaña de “Form Loads”, ya que hemos definido las cargas que consideraremos que se acelerarán, utilizando como factor de participación 1, para las cargas muertas (CM), cargas vivas reducidas (CVR) y por fachada (FACH).

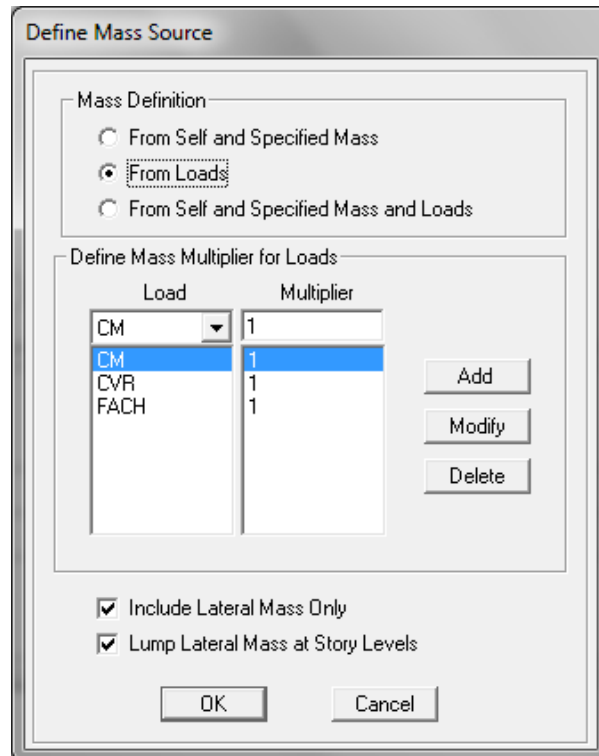


Figura 2.27 Definición de masas que se acelerarán.

De esta manera ya están asignadas las fuerzas sísmicas de manera automática por medio de los espectros de respuesta.

➤ **Aplicación de cargas por efectos de Viento.**

Para la aplicación de las fuerzas debidas por efectos de viento, es necesario obtener los anchos tributarios de las columnas para poder aplicar linealmente las fuerzas ocasionadas por las presiones del viento.

En los casos en que no coincidan exactamente los anchos tributarios, pero sean muy semejantes entre sí con diferencias menores a un metro, se obtendrá el ancho tributario promedio para dicho análisis, con el propósito de simplificar dicho análisis.

A continuación se presentan los anchos tributarios en los sentidos transversal y longitudinal con ayuda de las Figuras 2.28 y 2.29 respectivamente.

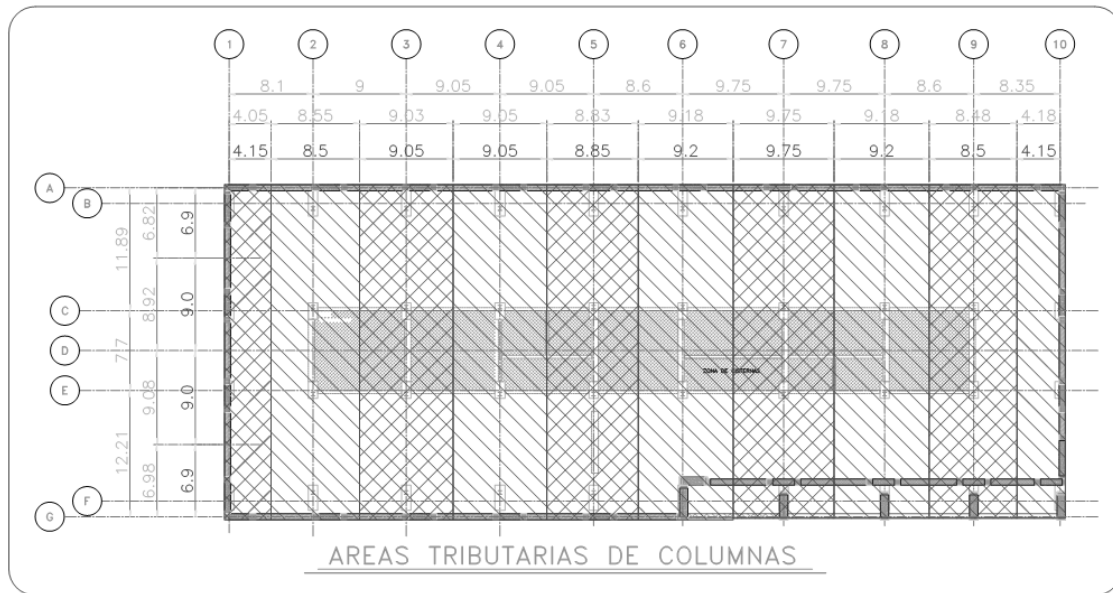


Figura 2.28 Áreas tributarias Transversales.

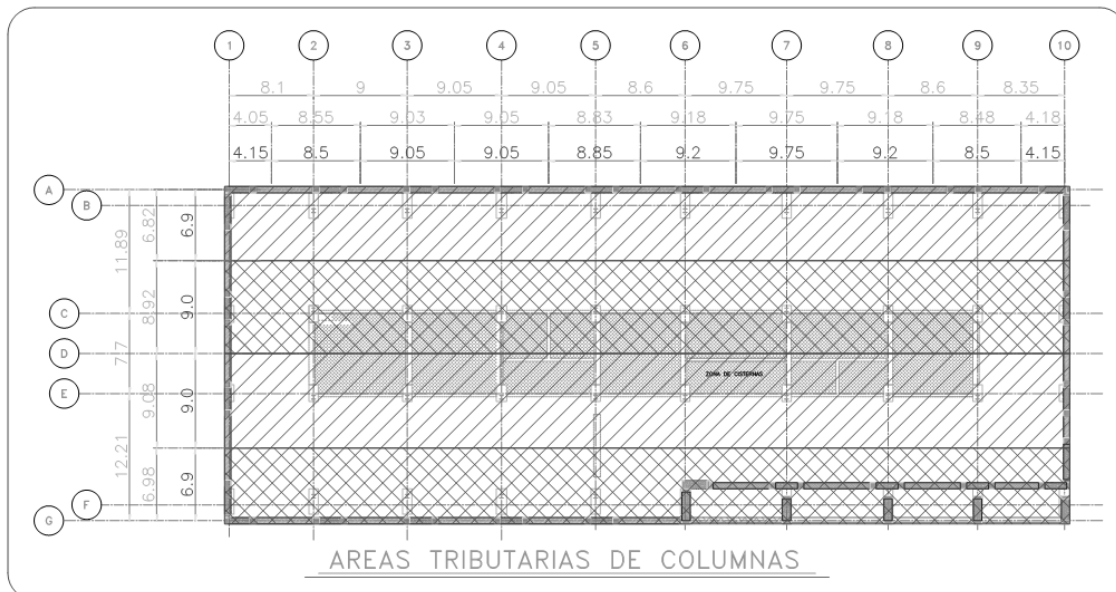


Figura 2.29 Áreas tributarias Longitudinales.

Una vez obtenidos los anchos tributarios, se presentan las fuerzas linealmente repartidas debidas a las presiones del viento calculadas en el capítulo 1.4 de este mismo escrito, aplicándolas en ambas direcciones de acuerdo al tipo de presión ejercida y el ancho tributario de cada columna.

a) Presiones de viento en dirección longitudinal (sentido X).

Debido a las presiones del viento en sentido longitudinal, se presentan en la Tabla 2.2 el cálculo de las fuerzas distribuidas linealmente en rangos de 10 metros de altura para aplicarlas sobre las columnas correspondientes.

FUERZAS EN BARLOVENTO Pz [kg/m]			FUERZAS EN SOTAVENTO Pz [kg/m]		
ANCHOS TRIBUTARIOS SOBRE EJE 1 [m]			ANCHOS TRIBUTARIOS SOBRE EJE 10 [m]		
Altura, z	EJES A Y G	EJES C Y E	Altura, z	EJES A Y G	EJES C Y E
[m]	6.9	9	[m]	6.9	9
0	231	301	0	-115	-151
10	231	301	10	-115	-151
20	292	381	20	-146	-191
30	335	438	30	-168	-219
40	370	483	40	-185	-241
50	399	521	50	-200	-260
60	425	554	60	-212	-277
70	447	584	70	-224	-292
80	468	611	80	-234	-305
90	487	636	90	-244	-318
100	505	659	100	-253	-329
110	522	681	110	-261	-340
120	537	701	120	-269	-351
130	552	720	130	-276	-360
140	566	739	140	-283	-369
150	580	756	150	-290	-378
160	593	773	160	-296	-387
170	605	789	170	-303	-395
180	617	805	180	-308	-402

FUERZAS EN MUROS LATERALES Pz [kg/m]						
ANCHOS TRIBUTARIO SOBRE EJES A Y G [m]						
Altura, z	EJES 1 Y 10	EJES 2 Y 9	EJES 3 Y 4	EJE 5	EJES 6 Y 8	EJE 7
[m]	4.15	8.5	9.05	8.85	9.2	9.75
0	-139	-284	-303	-296	-308	-326
10	-139	-284	-303	-296	-308	-326
20	-176	-360	-383	-375	-390	-413
30	-202	-413	-440	-430	-447	-474
40	-222	-456	-485	-474	-493	-523
50	-240	-492	-523	-512	-532	-564
60	-255	-523	-557	-545	-566	-600
70	-269	-551	-587	-574	-597	-632
80	-282	-577	-614	-601	-624	-662
90	-293	-600	-639	-625	-650	-689
100	-304	-622	-663	-648	-674	-714
110	-314	-643	-684	-669	-696	-737
120	-323	-662	-705	-689	-717	-759
130	-332	-680	-724	-708	-736	-780
140	-341	-698	-743	-726	-755	-800
150	-349	-714	-760	-744	-773	-819
160	-356	-730	-777	-760	-790	-837
170	-364	-745	-794	-776	-807	-855
180	-371	-760	-809	-791	-823	-872

Tabla 2.2 Fuerzas lineales por efecto de viento en dirección longitudinal (sentido X).

b) Presiones de viento en dirección transversal (Sentido Y).

Debido a las presiones del viento en sentido transversal, se presentan en la Tabla 2.3 el cálculo de las fuerzas distribuidas linealmente en rangos de 10 metros de altura para aplicarlas sobre las columnas correspondientes.

Altura, z [m]	FUERZAS EN BARLOVENTO Pz [kg/m]					
	ANCHOS TRIBUTARIOS SOBRE EJE G [m]					
	EJES 1 Y 10	EJES 2 Y 9	EJES 3 Y 4	EJE 5	EJES 6 Y 8	EJE 7
	4.15	8.5	9.05	8.85	9.2	9.75
0	139	284	303	296	308	326
10	139	284	303	296	308	326
20	176	360	383	375	390	413
30	202	413	440	430	447	474
40	222	456	485	474	493	523
50	240	492	523	512	532	564
60	255	523	557	545	566	600
70	269	551	587	574	597	632
80	282	577	614	601	624	662
90	293	600	639	625	650	689
100	304	622	663	648	674	714
110	314	643	684	669	696	737
120	323	662	705	689	717	759
130	332	680	724	708	736	780
140	341	698	743	726	755	800
150	349	714	760	744	773	819
160	356	730	777	760	790	837
170	364	745	794	776	807	855
180	371	760	809	791	823	872

Altura, z [m]	FUERZAS EN SOTAVENTO, Pz [kg/m]					
	ANCHOS TRIBUTARIOS SOBRE EJE A [m]					
	EJES 1 Y 10	EJES 2 Y 9	EJES 3 Y 4	EJE 5	EJES 6 Y 8	EJE 7
	4.15	8.5	9.05	8.85	9.2	9.75
0	-69	-142	-151	-148	-154	-163
10	-69	-142	-151	-148	-154	-163
20	-88	-180	-192	-187	-195	-206
30	-101	-207	-220	-215	-224	-237
40	-111	-228	-243	-237	-247	-261
50	-120	-246	-262	-256	-266	-282
60	-128	-262	-278	-272	-283	-300
70	-135	-276	-293	-287	-298	-316
80	-141	-288	-307	-300	-312	-331
90	-147	-300	-320	-313	-325	-344
100	-152	-311	-331	-324	-337	-357
110	-157	-321	-342	-335	-348	-369
120	-162	-331	-352	-345	-358	-380
130	-166	-340	-362	-354	-368	-390
140	-170	-349	-371	-363	-378	-400
150	-174	-357	-380	-372	-387	-410
160	-178	-365	-389	-380	-395	-419
170	-182	-373	-397	-388	-403	-427
180	-186	-380	-405	-396	-411	-436

Altura, z [m]	FUERZAS EN MUROS LATERALES, Pz [kg/m]	
	EJES A Y G	EJES C Y E
	6.9	9
0	-231	-301
10	-231	-301
20	-292	-381
30	-335	-438
40	-370	-483
50	-399	-521
60	-425	-554
70	-447	-584
80	-468	-611
90	-487	-636
100	-505	-659
110	-522	-681
120	-537	-701
130	-552	-720
140	-566	-739
150	-580	-756
160	-593	-773
170	-605	-789
180	-617	-805

Tabla 2.3 Fuerzas lineales por efecto de viento en dirección transversal (sentido Y).

Una vez establecidas las fuerzas por efecto de viento, se aplican de la misma manera como se definió en el inciso b) del subtema 2.2 de este escrito, definiendo las cargas de viento y las direcciones correspondientes según sea la dirección de análisis, como se muestran en las Figuras 2.30 y 2.31 al aplicar fuerzas en sotavento en columnas sobre ejes 10.

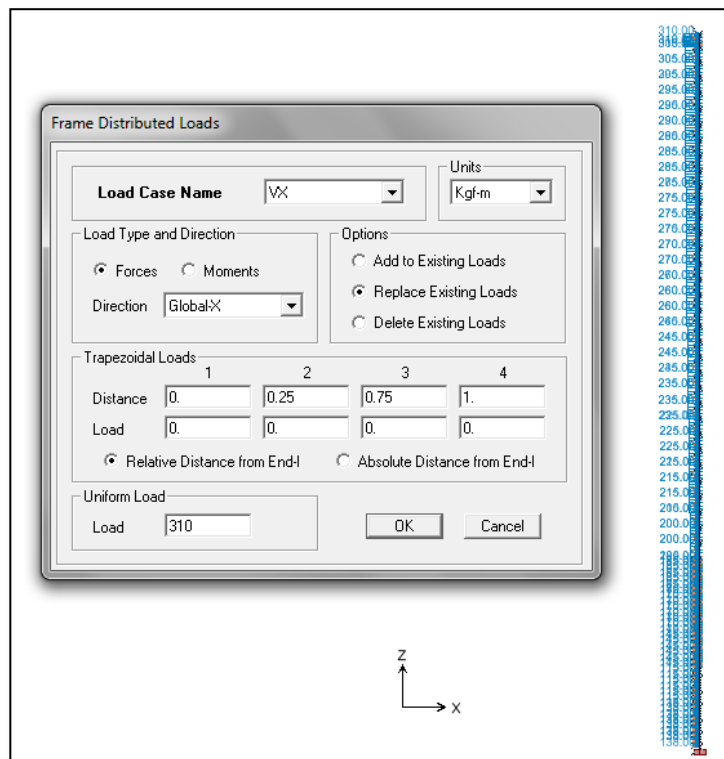


Figura 2.30 Aplicación de fuerzas lineales por efectos de viento en dirección “X”.

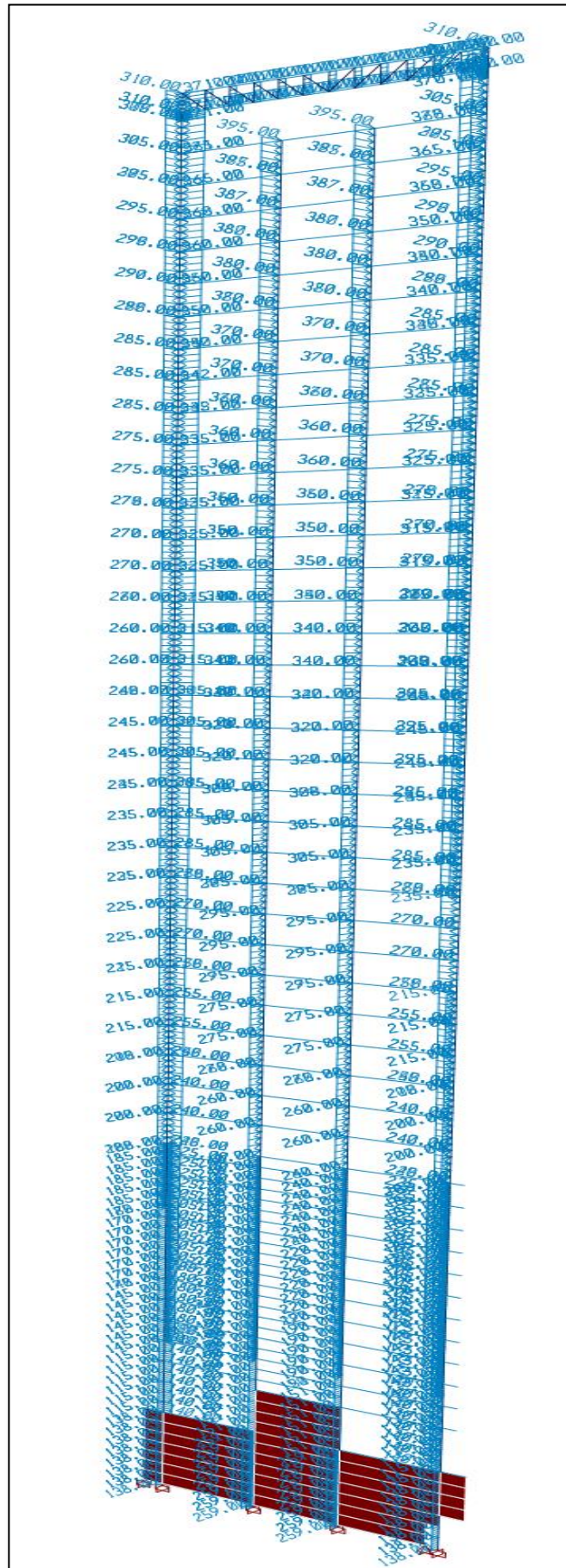


Figura 2.31 Aplicación de fuerzas de sotavento por efectos de viento en eje 10.

2.2 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

El programa ETABS programa idealiza los materiales en su comportamiento elástico lineal y considera las deformaciones por efectos de flexión, carga axial, cortante y torsión, (a menos que se le indique lo contrario) lo que permitirá conocer el comportamiento del edificio en base a las solicitaciones que estará expuesta.

El análisis estructural nos permitirá revisar periodos de vibrar, los elementos mecánicos de cada elemento estructural del edificio y así podremos proponer y diseñar cada uno de los elementos estructurales de la edificación de acuerdo al proyecto arquitectónico.

También nos permitirá conocer los desplazamientos horizontales y verticales que sufrirá la estructura al actuar las cargas gravitacionales y accidentales, mismas que tendremos que compararlos con los máximos permisibles descritos en las NTC-CADEE , NTC-DS y NTC-DV (Ref.s 2, 3 y 4 respectivamente).

De acuerdo al tipo estructura, la altura del edificio, estructuración y características del proyecto, se eligió que la estructuración principal fuera mixta, es decir; una combinación entre elementos estructurales de concreto y de acero, conformado principalmente a base de columnas de concreto con secciones rectangulares, formando marcos ortogonales con trabes de acero y con algunos ejes contraventeados, todo esto para dar la rigidez necesaria y con el objetivo de cumplir con los estados límites de servicio y de falla establecidos.

A continuación mostraremos la revisión de estos límites para cumplir con normativa y comenzar con el diseño estructural.

2.2.1 OPCIONES DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Una vez definido las características geométricas, materiales, tipo de secciones, condiciones de frontera y aplicado los estados de cargas con las correspondientes combinaciones de carga, con ayuda del programa ETABS se procede a realizar el análisis estructural, para ello dentro de la pestaña **“Analyze”** → **“Set Analysis Options”**, dentro de la ventana de **“Analysis Options”**, donde se pueden seleccionar las componentes de desplazamientos independientes o grados de libertad que se consideraran para el análisis, debido a que en nuestro caso realizaremos una análisis tridimensional seleccionamos la casilla de **“Full 3D”** y **“Dynamic Analysis”** como se muestra en la figura 2.32.

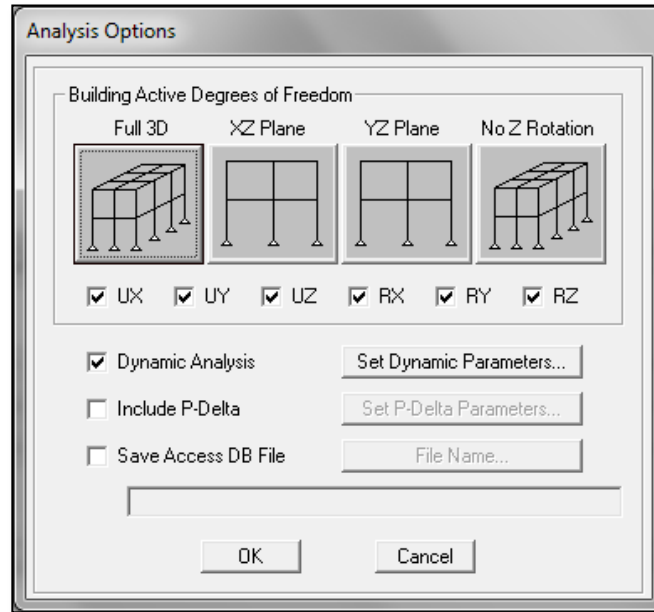


Figura 2.32 Definición del tipo de análisis estructural.

Una vez ingresado a la opción de la imagen anterior, se tienen que establecer los modos mínimos de vibrar de la estructura, siguiendo la hipótesis de que se tienen 3 grados de libertad por nivel (desplazamiento en “X”, desplazamiento en “Y” y giro en “Z”) se propone considerar 3 modos por cada entrepiso.

Para nuestra edificación se tienen 45 niveles, por lo que consideraremos **132** modos de vibrar, y el procedimiento para asignarlos es utilizando la casilla “**Set Dynamic Parameters**” y entraremos una ventana como se muestra en la figura 2.33, donde en la casilla de “**Number of Modes**” asignamos el número de modos que requerimos, el tipo de análisis “Ritz Vector” por utilizar un análisis espectral, y seleccionamos las cargas que se aceleran con la aplicación de sismo, en este caso solo la aceleración en sentido “X” y “Y”.

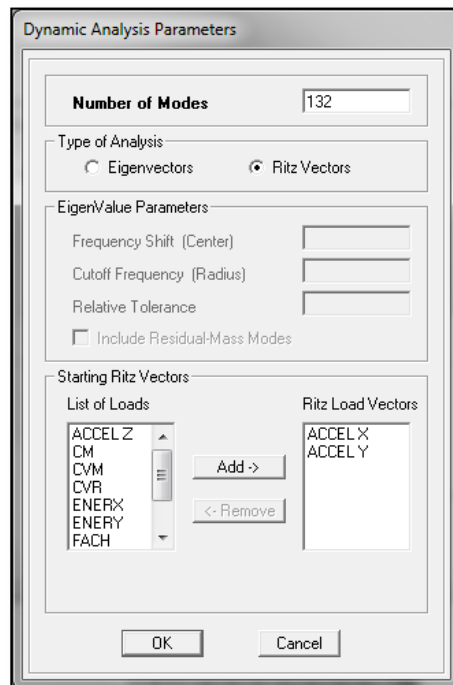


Figura 2.33 Asignación de modos de vibrar.

Antes de ejecutar el programa para que analice la estructura realizada, es necesario saber si se tiene algún tipo de error o inestabilidad en el modelo matemático, con el propósito de no generar resultados erróneos. Para ello, ETABS tiene la función de revisar el modelo con la siguiente dirección “Analyze” → “Check Model”, marcando las casillas que queremos que el programa revise.

Para nuestro caso seleccionamos todas las casillas con el propósito de verificar que el modelo no tenga errores geométricos, asignando la tolerancia de error como se muestra en la figura 2.34.

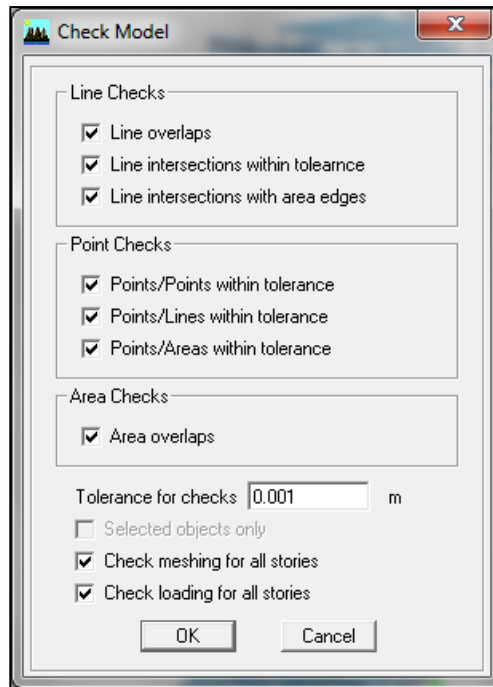


Figura 2.34 Revisión de errores en la modelación matemática.

Una vez que el programa analice y revise el trazo geométrico del modelo, nos aparecerá una ventana la cual nos indicara si existe algún tipo de error especificando el tipo de error con ayuda de las coordenadas para su localización exacta. En caso de que no exista algún tipo de error aparecerá un mensaje como la figura 2.35.

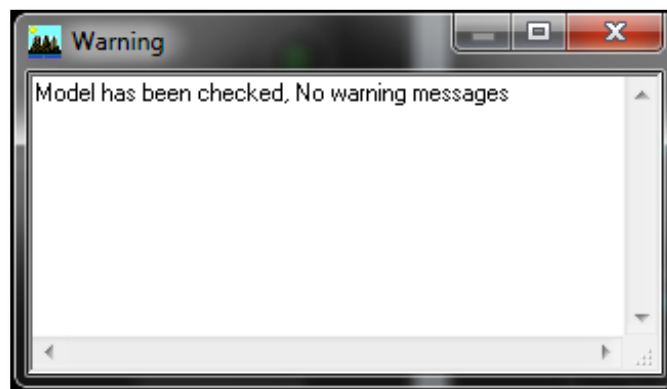


Figura 2.35 Mensaje sin errores en el modelo.

Ya establecido el tipo de análisis dinámico, se procede a que el programa ejecute el análisis, para ello se recurre a “Analyze” → “Run Model...”.

2.2.2 REVISIÓN DE PARTICIPACIÓN MODAL

Una vez que el programa ejecuta el análisis sin que haya generado errores, podemos seleccionar varias opciones del menú **“Display”** con lo que podemos comprobar y revisar de manera numérica y gráfica los resultados de dicho análisis.

Para revisar la participación modal y cumplir con lo establecido en el Capítulo 9.1 de las NTC-DS (Ref. 3), el cual indica que la comparativa entre el porcentaje de participación modal del método estático contra el dinámico debe ser igual o mayor que el 90%.

Para ello ingresamos al menú **“Display”** → **“Show Tables”**, y nos desplegará una serie de listados con lo que podemos revisar las definiciones de entrada del modelo (materiales, secciones, tipos de carga, combinaciones, etc.), así como los resultados del análisis, que en este caso nos interesa saber la participación modal del análisis modal, por lo que tendremos que seleccionar dentro de la pestaña de **“Analysis Results”** → **“Modal Information”** → **“Building Modal Information”** → **“Modal Load Participation Ratios”** como se muestra en la figura 2.36.

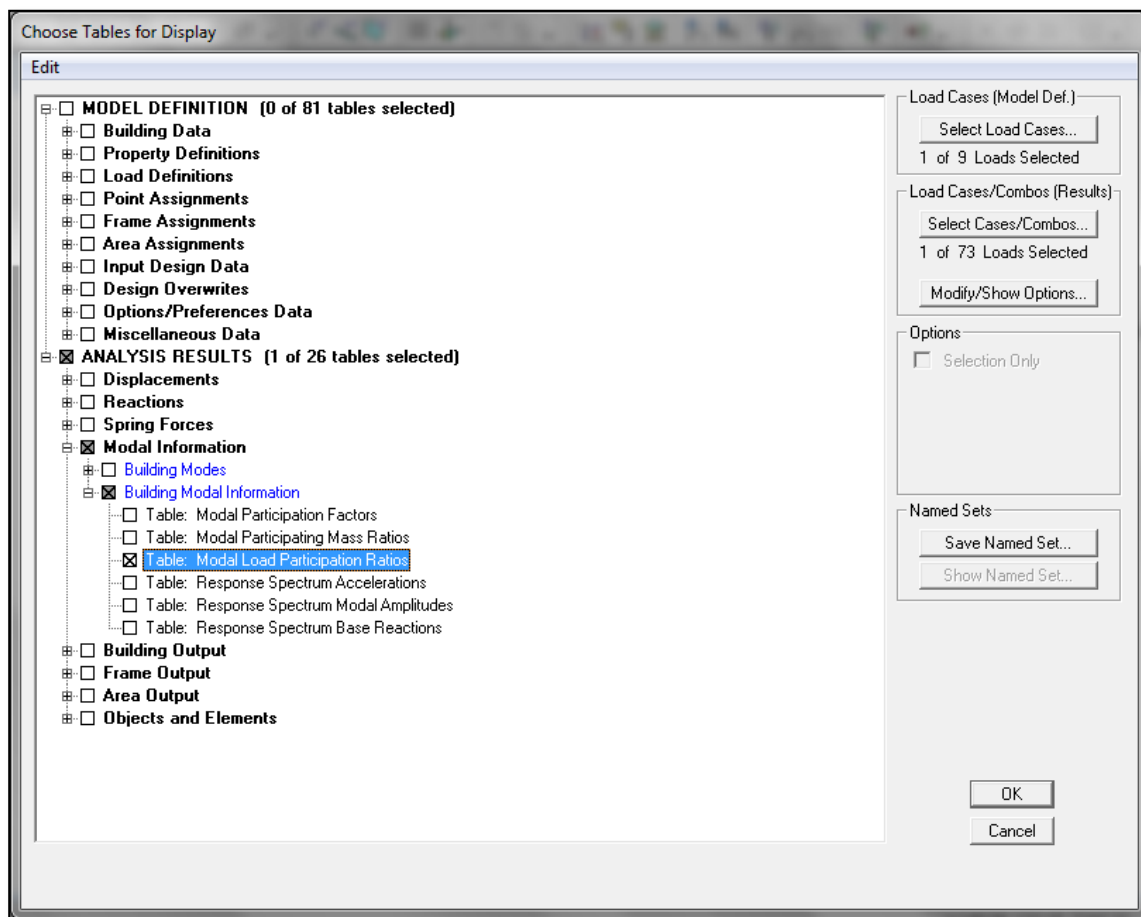


Figura 2.36 Selección de la información que se desea conocer.

Una vez seleccionado lo que se desea visualizar de manera numérica en formato de tablas, aparecerá la información solicitada, en este caso nos interesa conocer la participación modal como se muestra en la figura 2.37, en la cual podemos comparar que la participación modal en sentido “X” y “Y” son mayores al 90%, por lo tanto cumplimos con dicho requisito.

Type	Load	Accel	Story	Link	DOF	StatPercent	DynPercent
Load	CM					0.0000	26.0510
Load	CVM					0.0001	0.0000
Load	CVR					0.0001	0.0000
Load	FACH					0.0000	0.0000
Load	ENERX					99.9988	70.0798
Load	ENERY					99.9989	67.7934
Load	PRESION					0.3499	0.0000
Load	VX					99.9723	20.8548
Load	VY					99.9988	70.3685
Accel		UX				100.0000	99.9850
Accel		UY				100.0000	99.9483
Accel		UZ				0.0000	0.0000
Accel		RX				108.5251	99.9999
Accel		RY				90.5027	99.9981
Accel		RZ				48.3288	83.2658

Figura 2.37 Resultados en forma tabular de la participación modal.

2.2.3 REVISIÓN DE PERIODO DE VIBRAR

La determinación del periodo de vibrar de la estructura es el resultado del análisis dinámico de la misma, sin embargo, para establecer un rango del periodo se recurren a expresiones aproximadas sencillas con el propósito de detectar errores en el cálculo del modelo matemático. A continuación se presentan dos expresiones populares (Ref. 8) para el cálculo aproximado del periodo de vibrar de un edificio.

La expresión más popular, es la que estima el periodo, en segundos, como la décima parte del número de niveles del edificio:

$$T = \frac{n}{10} = 0.1n$$

Donde:

- T** Es el periodo de la estructura [s].
- n** Número de niveles del edificio.

La expresión anterior, es muy aceptable para suelos firmes, mientras que para suelos blandos como los de la ciudad de México suelen incrementarse entre un 20 y 30 por ciento.

Existe otra expresión un poco más refinada que toma en cuenta la estructuración del edificio y hacen depender el periodo de la altura del edificio (H)

$$T = \alpha H^{3/4}$$

Donde:

- α** Coeficiente que depende del tipo de estructuración:
 - 0.085, para edificios a base de marcos de acero.
 - 0.075, para edificios a base de marcos de concreto.
 - 0.050, para edificios con muros de rigidez o contravientos.

H Altura del edificio [m].

Haciendo los cálculos correspondientes para nuestro edificio con las dos expresiones antes mencionadas, se tienen los siguientes periodos aproximados.

$$T = 0.1 (45 \text{ niveles}) = 4.5 \text{ s}$$

$$T = 0.085 (176 \text{ m})^{3/4} = 4.1 \text{ s}$$

Para compararlo con el resultado del análisis del modelo, ingresamos al menú “Display” → “Show Tables” → “Analysis Results” → “Modal Information” → “Building Modal Information” → “Modal Participating Mass Ratios”, la cual nos desglosará la participación modal de las masas en cada dirección con los respectivos periodos dominantes (Figura 2.38) y cómo podemos comparar tenemos un periodo dominante de **T = 4.659s** que es muy aproximado a lo calculado con las expresiones empíricas, lo que es un índice que no se tienen errores en el análisis.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	4.659429	62.4235	1.4460	0.0000	62.4235	1.4460	0.0000	2.8051
2	4.285942	1.9651	48.4254	0.0000	64.3886	49.8714	0.0000	93.7954
3	3.228080	0.0011	0.3465	0.0000	64.3897	50.2179	0.0000	0.7714
4	1.708695	8.4053	0.0491	0.0000	72.7950	50.2670	0.0000	0.0200
5	1.317101	0.0358	12.6053	0.0000	72.8308	62.8724	0.0000	1.2021
6	1.110310	0.0008	0.8392	0.0000	72.8316	63.7116	0.0000	0.1869
7	0.904614	2.3439	0.0805	0.0000	75.1754	63.7921	0.0000	0.0135
8	0.721445	0.0189	6.1056	0.0000	75.1944	69.8977	0.0000	0.6638
9	0.685432	0.0000	0.0001	0.0000	75.1944	69.8978	0.0000	0.0002
10	0.683890	0.0001	0.5068	0.0000	75.1945	70.4046	0.0000	0.0889
11	0.634032	0.0000	0.0011	0.0000	75.1945	70.4057	0.0000	0.0000
12	0.624726	1.4895	0.0442	0.0000	76.6840	70.4500	0.0000	0.0040
13	0.514820	1.4472	0.0201	0.0000	78.1312	70.4701	0.0000	0.0013
14	0.506036	0.0102	1.6774	0.0000	78.1414	72.1474	0.0000	0.1036
15	0.484253	0.0018	1.2659	0.0000	78.1432	73.4133	0.0000	0.0438
16	0.477664	0.0000	0.0000	0.0000	78.1432	73.4133	0.0000	0.0000
17	0.472126	0.1443	0.0157	0.0000	78.2875	73.4290	0.0000	0.0005
18	0.452128	0.0000	0.0516	0.0000	78.2875	73.4806	0.0000	0.0030
19	0.446108	0.0083	0.0001	0.0000	78.2958	73.4807	0.0000	0.0000
20	0.446069	0.0000	0.0000	0.0000	78.2958	73.4807	0.0000	0.0000

Figura 2.38 Periodos dominantes de la estructura.

2.2.4 REVISIÓN DE CORTANTE BASAL

De acuerdo con el capítulo 9.3 de las NTC-DS, establece que se debe de cumplir con la condición de que las fuerzas provocadas por el análisis dinámico, deben ser al menos 80% de las fuerzas sísmicas dadas por el método estático, utilizando la expresión 9.3 de dichas normas que se expresa a continuación.

$$V_o = 0.8 a \frac{W_o}{Q'}$$

Donde:

- V_o Fuerza cortante basal.
- a Ordenada de los espectros de diseño.
- W_o Peso total de la estructura en la base del edificio, considerando las cargas vivas que especifica las NTC-CADEE.

Q' Factor de reducción de las fuerzas sísmicas con fines de diseño en la dirección del análisis.

Además, las normas en su Sección 9.3 del cuerpo principal indican que en ningún caso se tomara V_0 menor que $a_0 W_0$.

En el caso del uso del Apéndice A en su sección A.3, mencionan que el valor mínimo de a_0 será igual a 0.03 cuando el periodo dominante del suelo (T_s), sea $T_s < 1$ s. y de 0.05 cuando sea $T_s \geq 1$ s.

$$\begin{array}{ll} V_0 \geq a_0 W_0 & \text{Sección 9.3 de las NTC-DS.} \\ V_0 \geq a_{min} W_0 & \text{En Apéndice A, sección A.3 de las NTC-DS.} \end{array}$$

A continuación se describen los pasos necesarios para la revisión del cortante basal, siendo los siguientes:

1) Obtención de W_0

Para comenzar con el análisis obtendremos el peso total de la estructura, para ello se necesitan saber las reacciones en la base de los siguientes estados de carga: carga muerta (CM), carga viva reducida (CVR) y carga por fachada (FACH).

Para ello tendríamos que estar seleccionando dentro del menú “**Show Table**”, cada apartado necesario para obtener los datos requeridos para tal revisión, como son la obtención de las reacciones para los estados de carga arriba mencionados, la obtención de los periodos dominantes de la estructura y obtención de los cortantes basales dinámicos de la estructura, haciendo el procedimiento más extenso y trabajoso. Sin embargo, existe una manera más sencilla de llegar a los mismos valores necesarios para dicha revisión y es por medio del archivo de salida del análisis que arroja el programa ETABS, el cual se encontrará siempre ubicado en la misma carpeta donde ejecutamos el modelo, dicho archivo tendrá una extensión “**____.OUT**”, el cual lo podremos abrir con cualquier procesador de texto: Word, WordPad, Block de Notas, etc.

Para la obtención del peso total de la estructura, dentro del archivo de salida (*.OUT) y buscamos en el apartado “**GLOBAL FORCE BALANCE**” las cargas definidas como CM, CVR, FACH, las cuales nos desglosa las reacciones globales por medio del renglón “**REACTNS**” mismas que utilizaremos las indicadas en la columna “**FZ**” como se indica en la Figura 2.39, para los casos de carga ya mencionados y así obtener el peso total de la estructura.

GLOBAL FORCE BALANCE						
TOTAL FORCE AND MOMENT AT THE ORIGIN, IN GLOBAL COORDINATES						
LOADCM	-----					
	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	4.22E-15	-3.25E-13	-5.6728E+07	-9.3077E+08	2.6328E+09	-1.13E-11
INERTIA	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
REACTNS	0.005935	-5.77E-07	5.6728E+07	9.3077E+08	-2.6328E+09	0.321854
CONSTRS	-0.004648	1.11E-06	.000000	-0.000130	-0.459153	-0.346218
TOTAL	0.001287	5.29E-07	-4.46E-06	-0.000174	0.110484	-0.024364
LOADCVR	-----					
	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	.000000	.000000	-1.1237E+07	-1.8531E+08	5.1685E+08	.000000
INERTIA	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
REACTNS	0.000125	-1.38E-07	1.1237E+07	1.8531E+08	-5.1685E+08	0.079604
CONSTRS	3.13E-05	2.54E-07	.000000	-2.96E-05	0.010668	-0.082630
TOTAL	0.000156	1.16E-07	-8.72E-07	-3.39E-05	0.011887	-0.003026
LOADFACH	-----					
	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	.000000	.000000	-3.5019E+06	-5.8393E+07	1.7245E+08	.000000
INERTIA	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
REACTNS	0.004923	1.49E-07	3.5019E+06	5.8393E+07	-1.7245E+08	-0.087355
CONSTRS	-0.004811	-2.76E-07	.000000	3.21E-05	-0.571626	0.085163
TOTAL	0.000112	-1.27E-07	-3.50E-07	9.90E-06	0.012340	-0.002192

Figura 2.39 Obtención de reacciones por tipo de carga.

Cabe mencionar que las unidades del archivo de salida siempre serán las mismas señaladas en el archivo de entrada, el cual tiene una extensión “ .SET”.

Con lo anterior, sumamos los valores para obtener W_0 .

CM =	56,728,000.00	Kgf
CVR =	11,237,000.00	Kgf
FACH =	3,501,900.00	Kgf
$\Sigma = W_0 =$	71,466,900.00	Kgf

2) Obtención de cortantes basales dinámicos.

Para la obtención de los cortantes basales en las dos direcciones de análisis, dentro del archivo de salida (*.OUT), buscamos en el apartado “GLOBAL FORCE BALANCE” las reacciones dadas por la aplicación de las fuerzas sísmicas definido por el espectro de respuesta de diseño descrito en la sección 2.1.5 de este escrito.

Los cortantes basales serán los indicados en el renglón de “REACTNS” según sea el caso de carga analizado.

```

LATINO TOWER

GLOBAL FORCE BALANCE

TOTAL FORCE AND MOMENT AT THE ORIGIN, IN GLOBAL COORDINATES

SPEC SX -----
          FX          FY          FZ          MX          MY          MZ
APPLIED  .000000    .000000    .000000    .000000    .000000    .000000
INERTIA  2.9311E+06  656395.627 .000000    7.4509E+07  2.0748E+08  6.8315E+07
REACTNS  2.9411E+06  656644.271 6.84E-07    7.4509E+07  2.0748E+08  6.8319E+07
CONSTRS  6527.653     8344.753   .000000    158634.092  263966.124  371061.127

TOTAL    31926.260   14671.212  6.84E-07    159469.010  285786.261  601937.062

SPEC SY -----
          FX          FY          FZ          MX          MY          MZ
APPLIED  .000000    .000000    .000000    .000000    .000000    .000000
INERTIA  749806.163  4.0130E+06 .000000    2.3070E+08  7.2623E+07  1.7303E+08
REACTNS  750580.895  4.0131E+06 1.77E-06    2.3070E+08  7.2623E+07  1.7311E+08
CONSTRS  11882.784   26167.477 .000000    257530.460  762882.978  1.1714E+06

TOTAL    48660.133   46074.897  1.77E-06    271674.159  792980.521  1.9368E+06
    
```

Figura 2.40 Obtención de cortantes basales dinámicos.

3) *Obtención de periodos dominantes de la estructura.*

Dentro del mismo archivo de salida (*.OUT), podemos obtener los periodos dominantes de la estructura, buscamos el apartado de “MODAL PARTICIPATION FACTORS”, el cual nos indica los periodos dominantes de acuerdo a la participación modal de la estructura en los sentidos “X” y “Y”.

```

LATINO TOWER

MODAL PARTICIPATION FACTORS

FOR UNIT ACCELERATION LOADS IN GLOBAL COORDINATES

MODE    PERIOD    UX          UY          UZ
1       4.521317  -2308.143   490.660391  .000000
2       4.043319  -581.851546 -1976.889   .000000
3       3.552138  -21.156192 -293.222937 .000000
4       1.777564  836.552206 -83.962155  .000000
5       1.415846  -68.765999 -943.240163 .000000
6       1.199868  19.628626  321.228122  .000000
7       0.926600  435.281525 -96.577605  .000000
8       0.812262  41.062823  489.854323  .000000
9       0.708443  29.686679  528.086885  .000000
10      0.687057  -0.035276  10.433371   .000000
    
```

Figura 2.41 Obtención de periodos dominantes de la estructura.

4) *Obtención de factor a/Q’*

Una vez obtenidos los periodos dominantes de la estructura en los dos sentidos del análisis, se procede buscar las ordenadas correspondientes a/Q' , mismas que obtendremos con ayuda del espectro de diseño ya graficado en la sección 1.3.7, obteniendo los siguientes valores:

$$T_1 (x-x) = 4.521 \text{ seg}$$

$$T_2 (y-y) = 4.043 \text{ seg}$$

$$a/Q' (x-x) = 0.0399 \text{ *Espectro sentido X.}$$

$$a/Q' (y-y) = 0.0584 \text{ *Espectro sentido Y.}$$

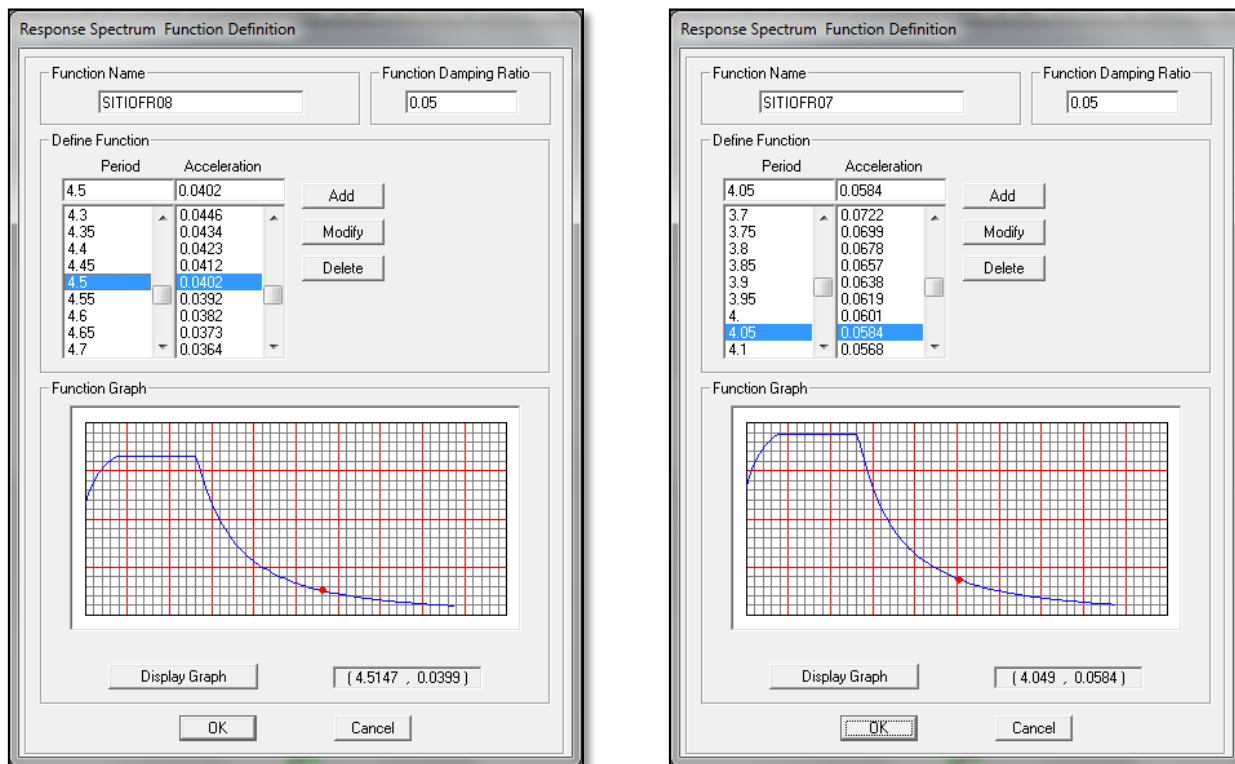


Figura 2.42 Obtención de los periodos con los espectros de diseño.

5) **Obtención de cortante basal estático.**

Para la obtención del cortante basal estático, utilizaremos la expresión:

$$V_o = a \frac{W_o}{Q'}$$

Que bastaría con multiplicar el peso total de la estructura W_o , con los valores de las ordenadas del espectro de diseño a/Q' , obtenido en el punto 1 y 4 respectivamente.

$$V_o \text{ est. } (x-x) = W_o (a/Q') = 2,851,529.31 \text{ Kgf}$$

$$V_o \text{ est. } (y-y) = W_o (a/Q') = 4,173,666.96 \text{ Kgf}$$

6) **Comparación entre cortante basal estático y dinámico.**

Como se mencionó al inicio de este subcapítulo, es necesario que el cortante basal dinámico sea por lo menos el 80% del análisis estático. Por lo que se tiene:

$$0.80 * V_o \text{ est. } (x-x) = 2,281,223.45 \text{ Kgf}$$

$$0.80 * V_o \text{ est. } (y-y) = 3,253,173.29 \text{ Kgf}$$

Y los cortantes basales dinámicos, obtenidos en el punto 3:

$$V_o \text{ din. } (x-x) = 2,941,100.00 \text{ Kgf}$$

$$V_o \text{ din. } (y-y) = 4,013,100.00 \text{ Kgf}$$

Como podemos observar, el cortante basal dinámico es mayor que el 80% del cortante basal estático, por lo que no es necesario escalar.

En el caso de que el cortante basal dinámico no cumpliera con la condición anterior, es necesario escalar el espectro de respuesta, considerando el factor de escala como:

$$F_{esc.} = \frac{0.8 V_o est.}{V_o din.}$$

El factor de escala obtenido, se multiplica por la gravedad (9.81 m/s^2) para obtener la aceleración de respuesta del suelo, misma que se ajustará en la casilla de “**Scale Factor**” de la Figura 2.22, en cada dirección.

7) Revisión de cortante basal mínimo.

Las NTC-DS (Ref. 3) mencionan que los cortantes basales obtenidos del análisis sísmico no deben ser menores a:

$$V_0 \geq a_0 W_0 \quad \text{Sección 9.3 de las NTC-DS.}$$

$$V_0 \geq a_{min} W_0 \quad \text{En Apéndice A, sección A.3 de las NTC-DS.}$$

Ya que este proyecto se realizó considerando las especificaciones de sitio, se utilizará el *Apéndice A* de dichas normas para revisar dicha limitación. El sitio de acuerdo al estudio de Mecánica de Suelos, tiene un periodo dominante del suelo de $T_s=1.82s$, lo cual indica que el $a_{min} = 0.05$, por ser $T_s \geq 1$. Con lo anterior descrito tendremos el siguiente cortante basal mínimo:

$$V_{o min} = a_o W_o = 3,573,345.00 \text{ Kgf}$$

De acuerdo con el paso 6 de esta sección, únicamente los cortantes basales dinámicos obtenidos en dirección “X” son menores que el $V_{o min}$, por lo que es necesario escalar las fuerzas de diseño (factores de carga) en proporción tal que V_o iguale el valor de $V_{o min}$ en este sentido, quedando los siguientes factores de carga:

	Factor de Carga	
F _{esc. X} =	1.253	0.33
	1.378	0.414

Mismos que se deberán modificar en las combinaciones de carga donde se involucren los efectos de sismo en dirección “X”.

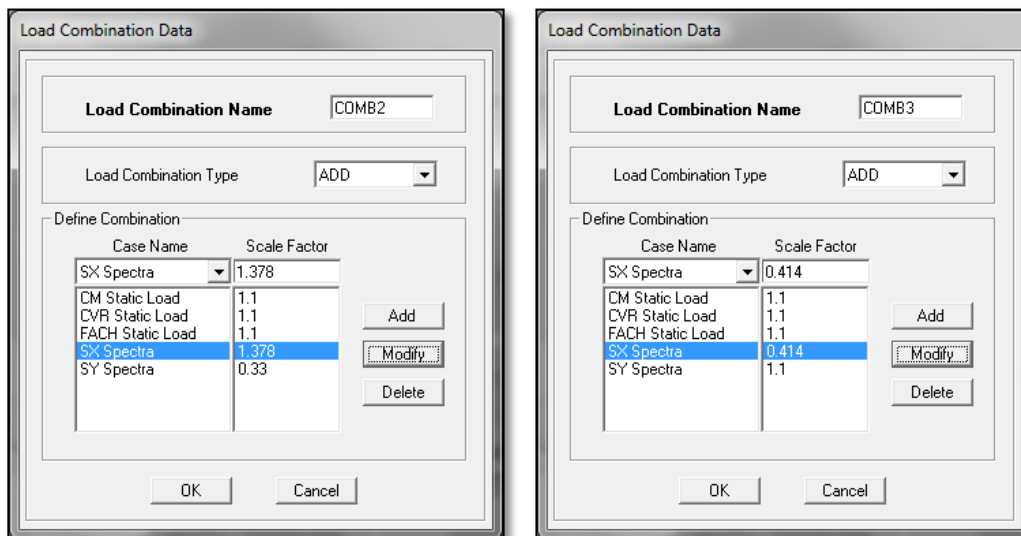


Figura 2.43 Modificación de factores de carga por efectos de cortante basal mínimo, $V_{0\ min}$.



REVISIÓN DE CORTANTE BASAL



PROYECTO: LATINO TOWERS

<p>Datos del Espectro de Diseño Sísmico</p> <p>$c = 0.51$ $a_0 = a_{min} = 0.05$ ** De Apéndice A $T_a = 0.6$ seg $T_b = 2.1$ seg $Q = 2$</p> <p>Factores de Irregularidad</p> <p>$FR_x = 0.8$ $FR_y = 0.7$</p> <p>Factor de Corrección (Q') (Sección 4.1 NTC-DS)</p> <p>$Q' = Q$; si se desconoce T, o si $T \geq T_a$ $Q' = 1 + \frac{T}{T_a}(Q-1)$; si $T < T_a$</p> <p>$Q'(x-x) = 1.6$ $Q'(y-y) = 1.4$</p> <p>1) Obtención de W_o</p> <p>$CM = 56,728,000.00$ Kgf $CVR = 11,237,000.00$ Kgf $FACH = 3,501,900.00$ Kgf $\Sigma = W_o = 71,466,900.00$ Kgf</p> <p>Comparativa de Masas</p> <p>Área Estructural = $79,189.16$ m² Masa = $7,268,400.00$ Kgm. $W_o / 9.81 = 7,285,107.03$ Kgm. Dif = 1.00% Carga prom = 902.48 kg/m²</p>	<p>2) Obtención Cortantes Dinámicos ($V_o\ din.$)</p> <p>$V_o\ din. (x-x) = 2,941,100.00$ Kgf $V_o\ din. (y-y) = 4,013,100.00$ Kgf</p> <p>3) Obtención Periodos dominantes.</p> <p>$T_1 (x-x) = 4.521$ seg $T_2 (y-y) = 4.043$ seg</p> <p>4) Obtención de ordenadas a/Q'</p> <p>$a/Q' (x-x) = 0.0399$ *Espectro sentido X. $a/Q' (y-y) = 0.0584$ *Espectro sentido Y.</p> <p>5) Obtención de Cortantes Estáticos ($V_o\ est.$)</p> <p>$V_o\ est. (x-x) = W_o (a/Q') = 2,851,529.31$ Kgf $V_o\ est. (y-y) = W_o (a/Q') = 4,173,666.96$ Kgf</p> <p>6) 80% de Cortante Basal Estático</p> <p>$0.80 * V_o\ est. (x-x) = 2,281,223.45$ Kgf $0.80 * V_o\ est. (y-y) = 3,338,933.57$ Kgf</p> <p>7) Comparación entre Cortante Basal Estático y Dinámico</p> <p>Sentido X; $V_o\ din. > 0.8 V_o\ est.$ Cumple Sentido Y; $V_o\ din. > 0.8 V_o\ est.$ Cumple</p> <p>8) Factor de Escala para Fuerzas y Desplazamientos $F_{esc.} = \frac{0.8 V_o\ est.}{V_o\ din.}$</p> <p>Fesc. X = 0.78 FX = 7.61 Fesc. Y = 0.83 FY = 8.16</p> <p>9) Revisión de Cortante Basal Límite $V_0 \geq a_0 W_o$ $V_0 \geq a_{min} W_o$</p> <p>$V_o\ min = a_o W_o = 3,573,345.00$ Kgf</p> <p>Sentido X; $V_o\ din. > V_o\ min.$ Necesario Escalar Sentido Y; $V_o\ din. > V_o\ min.$ Cumple</p> <p>10) Factor de Escala para Combinaciones de carga</p> <table border="1"> <tr> <td></td> <td colspan="2">Factor de Carga</td> </tr> <tr> <td></td> <td>1.1</td> <td>0.33</td> </tr> <tr> <td>Fesc. X = 1.253</td> <td>1.378</td> <td>0.414</td> </tr> <tr> <td>Fesc. Y = 0.856</td> <td>0.942</td> <td>0.283</td> </tr> </table>		Factor de Carga			1.1	0.33	Fesc. X = 1.253	1.378	0.414	Fesc. Y = 0.856	0.942	0.283
	Factor de Carga												
	1.1	0.33											
Fesc. X = 1.253	1.378	0.414											
Fesc. Y = 0.856	0.942	0.283											

2.2.5 REVISIÓN DE ESTADOS DE SERVICIOS (DEFORMACIONES)

Como lo indicamos en el Capítulo 1, toda edificación tiene que cumplir con dos tipos de estados límites; los de servicio y los de falla. Los primeros, están dedicados a dar un confort y evitar pánico a los usuarios por la generación de grandes deformaciones en los elementos estructurales y/o daños a los elementos no estructurales. Los segundos, son los dedicados a dar seguridad a la supervivencia de las vidas humanas ante alguna solicitud accidental, considerando que los elementos estructurales pudieron alcanzar más allá de su capacidad última de diseño, pero se sigue conservando la estabilidad general de la estructura evitando el colapso.

Los estados de límite de servicio limitados según las NTC-CADEE en su Capítulo 4 (Ref. 2), son los desplazamientos los cuales se anuncian a continuación:

- a) Un **desplazamiento vertical (δ_v)**, en el centro de las trabes en el que se incluyen efectos a largo plazo será igual al *claro entre 240 mas 5mm*; además, en miembros que afecten elementos no estructurales, como muros de mampostería, que no sean capaces de soportar desplazamientos apreciables, se considerará como estado límite a un desplazamiento vertical, medido después de colocar los elementos no estructurales, igual *al claro de la trabe entre 480 mas 3mm*. Para elementos en voladizo los límites anteriores se duplicaran.
- b) Un **desplazamiento horizontal (δ_H)**, relativo entre dos niveles sucesivos de la estructura, igual a la altura del entrepiso dividido entre 500, para edificaciones en las cuales se hayan unido los elementos no estructurales capaces de sufrir daños bajo pequeños desplazamientos; en otros casos, el límite será igual a la altura del entrepiso dividido entre 250. Para diseño sísmico o por viento se observara lo dispuesto en las Normas correspondientes.

Como comentario a los dos tipos de desplazamientos antes mencionados, del inciso a), existen otros parámetros y restricciones de acuerdo al tipo de uso de los elementos, por ejemplo, si son sistemas de pisos rígidos o ligeros, sistema de techos rígidos o ligeros, soportarías de trabes carril, soportarías para grúas, entre otras.

El manual del “American Institute of Steel Construction INC.”, AISC por sus siglas en inglés (Ref. 10), señala las deformaciones que recomienda como límites para garantizar las condiciones de servicio de una edificación de acero en su guía de diseño número 3 (Steel Design Guide 3 -“Serviceability Design Considerations for Steel Buildings”) (Ref. 11), mismas que se presentan en la siguiente tabla.

CONSTRUCTION	LIVE	SNOW OR WIND	DEAD + LIVE
Roof members:			
Supporting plaster ceiling	// 360	// 360	// 240
Supporting nonplaster ceiling	// 240	// 240	// 180
Not supporting ceiling	// 180	// 180	// 120
Roof members supporting metal roofing:	// 150	-	// 60
Floor Members	// 360	-	// 240
Exterior walls and interior partitions:			
With brittle finishes	-	// 240	-
With flexible finishes	-	// 120	-
Secondary wall members supporting metal siding	-	// 90	-

Tabla 2.4 “Table 1. Deflection Limits,...” (Ref 11) Deflexiones Límites.

De acuerdo al inciso b), anterior descrito, los desplazamientos horizontales se tendrán que revisar de acuerdo a las normas correspondientes al tipo de elemento estructural y al tipo de solicitud expuesta, en caso de nuestra estructura debemos seguir los lineamientos marcados en las NTC-DS (Ref. 3) y las NTC-DV (Ref. 4).

A continuación se presentan los análisis de desplazamientos máximos causados efectos gravitacionales, sísmicos y por efectos por viento.

2.2.5.1 REVISIÓN DE DESPLAZAMIENTOS VERTICALES (δ_v)

A continuación revisaremos con ayuda del programa ETABS las deformaciones que se presentan en las vigas principales a causa de las cargas gravitacionales que tendrán, para realizar dicha revisión, se realizó una combinación de carga donde se involucren los conceptos de cargas muertas y vivas máximas, que son los estados de carga que darán hincapié para determinar dichos desplazamientos, como se describió en la tabla 2.1, misma que en el modelo matemático se definió como se indica en la figura 2.44.

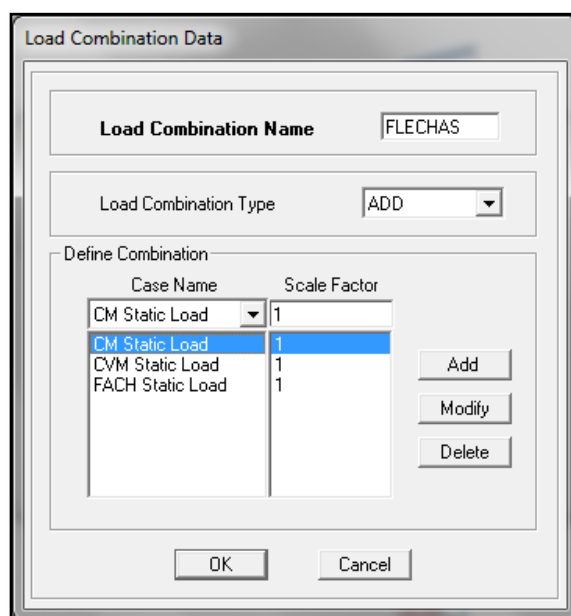


Figura 2.44 Definición de combinación de carga “FLECHAS” para revisión de desplazamientos.

Como ejemplo, revisaremos las deformaciones de la viga principal del nivel 28, ubicada sobre el eje 7 entre los ejes B-C (Figura 3.3), causadas por los largueros secundarios que soportará.

Considerando las deformaciones máximas verticales (δ_v) descritas en el inciso a), del subcapítulo 2.3.5 de este escrito, se tiene como expresión general para revisión de estos la siguiente expresión:

$$\delta_{v\text{máx}} = \frac{L}{240} + 0.5$$

Donde:

- $\delta_{v\text{máx}}$ Desplazamiento vertical máximo. [cm]
- L Claro de la viga. [cm]

En esta revisión, se tiene una viga con un claro de 9.75m se tiene una deformación máxima de:

$$\delta_{v\text{máx}} = \frac{L}{240} + 0.5 = \frac{975}{240} + 0.5 = 4.53 \text{ cm}$$

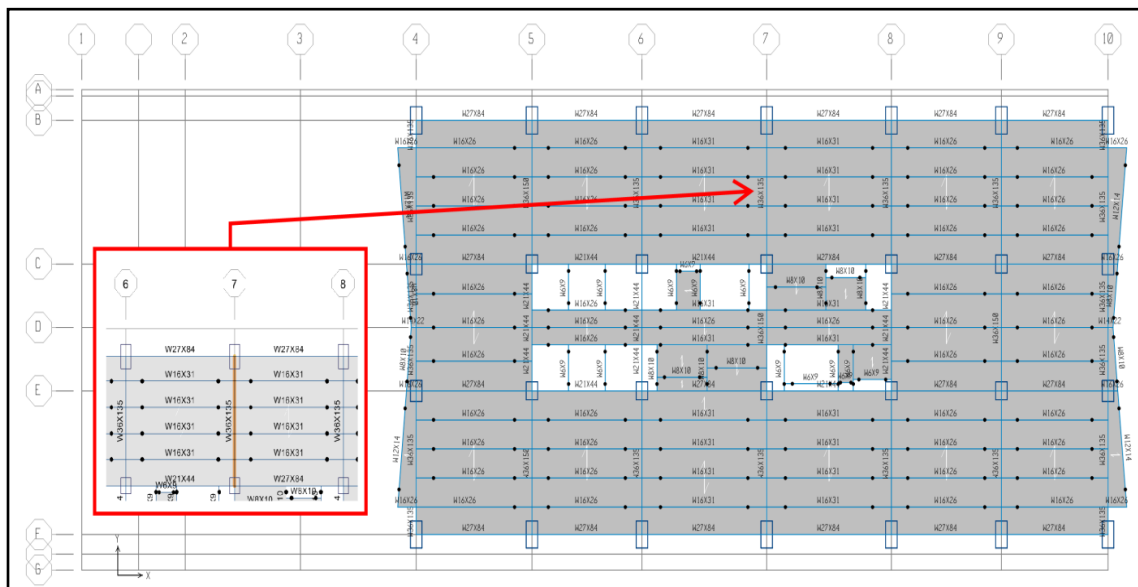


Figura 2.45 Selección de revisión de viga principal.

Para visualizar en el modelo las deformaciones posibles que se presentarán debido a cargas gravitacionales u otro tipo de combinación de carga de interés, dentro del menú “Display” → “Show Deformed Shape”, seleccionamos el tipo de carga o combinación que necesitemos revisar, en nuestro caso el combo de “FLECHAS”, como se muestra en la figura 2.46.

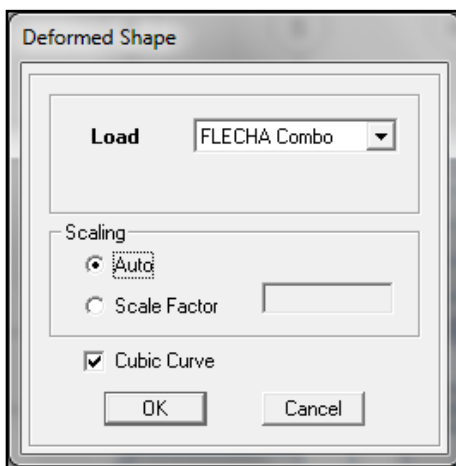


Figura 2.46 Selección de tipo de carga o combinación para revisión de deformaciones.

Una vez seleccionado el tipo o combinación de carga para la revisión de las deformaciones, podemos revisar del modelo seleccionando cualquier nodo del elemento estructural de interés con el click derecho y nos aparecerá una tabla como la mostrada en la figura 2.47, desglosando los elementos mecánicos y deformaciones en las unidades utilizadas.

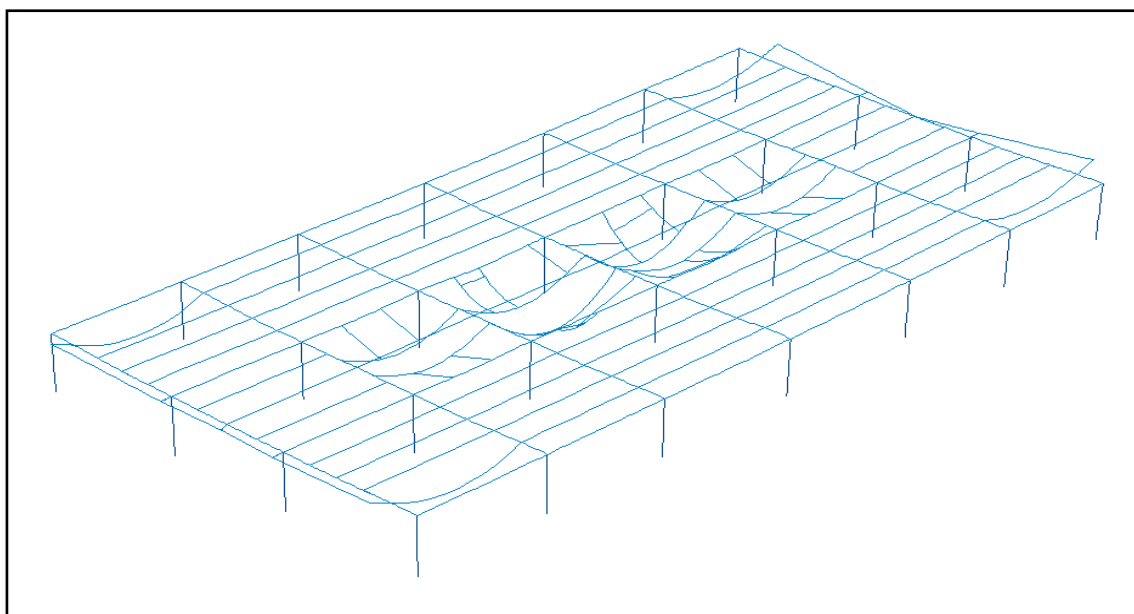


Figura 2.47 Deformaciones globales de los elementos estructurales.

Es importante señalar, que las deformaciones globales incluyen las deformaciones acumuladas de cada entrepiso, por lo que estaríamos hablando de “deformaciones absolutas”, para revisar las deformaciones relativas de cualquier sección podemos realizar la diferencia de las deformaciones entre nodos de interés o podemos revisar las deformaciones ingresando al menú “**Display**” → “**Show Member Forces/Stress Diagram**”, y seleccionando el elemento de interés tendremos una ventana como la mostrada en la figura 2.48, en la cual podemos observar los elementos mecánicos y deformaciones por tipo de cargas o combinación, con lo cual escogiendo la opción de “**Relative to Beam Ends**” podemos comprobar que la deflexión máxima es del orden de 0.17 cm, que es mucho menor a lo máximo permitido, por lo cual cumplimos dicho requisito.

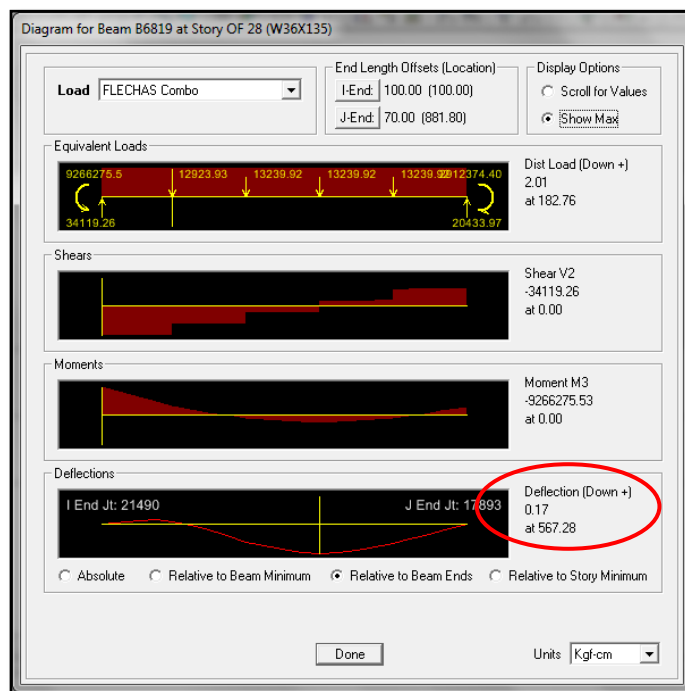


Figura 2.48 Revisión de deflexiones máximas.

De la misma manera se verifican todas las vigas principales, ya que los largueros o vigas secundarias, trabajan en sección compuesta, lo que estaremos revisando en el subcapítulo 3.4.

2.2.5.2 REVISIÓN DE DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES POR EFECTOS DE SISMO

Las NTC-DS (Ref.3) establecen los desplazamientos horizontales relativos entre dos pisos sucesivos, o distorsión, causados por las fuerzas de inercia o sísmicas calculadas con alguno de los métodos descritos en dicha norma, dichos desplazamientos no rebasarán los siguientes valores de acuerdo al tipo de estructuración de los muros que se tienen en la edificación, siendo de 0.006 veces la diferencia de elevaciones de los entrepisos correspondientes cuando haya muros ligados a la estructura principal, y de 0.012 veces la diferencia de elevaciones de los entrepisos cuando existan muros ligados a la estructura, estos como se muestran en la figura 2.49.

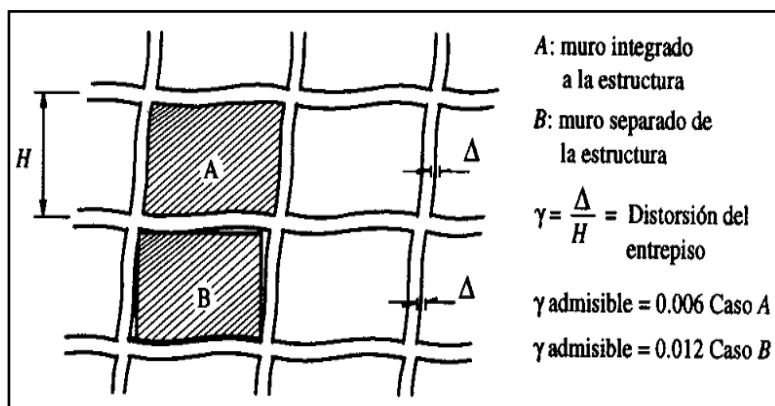


Figura 2.49 Distorsiones máximas permisibles

De acuerdo a pruebas experimentales, los muros de mampostería y en recubrimientos frágiles de paredes divisorias se provocan agrietamientos cuando las distorsiones exceden de 0.002, por lo que podríamos decir que el RCDF (Ref. 1) pretende evitar estas deformaciones en orden de tres veces mayor a lo que se quiere controlar.

A continuación revisaremos los desplazamientos horizontales (δ_H) relativos en cada entrepiso (distorsiones) causados por efectos de sismo, para poder verificar y cumplir con lo requerido de acuerdo con lo estipulado en las NTC-DS (Ref. 3).

Con ayuda del programa ETABS desglosaremos las distorsiones de cada diafragma calculados con el análisis dinámico modal espectral en los sentidos de “X” y en “Y” utilizando las combinaciones DESPX y DESPY respectivamente descritas en el subcapítulo 2.1.6. y revisando que no se rebasen los valores máximos descritas por reglamentación siendo de 0.012 debido a que la estructuración es a base de marcos rígidos sin ligar muros a la estructura.

Para revisar las distorsiones, podemos seleccionar en planta cualquier nudo de columna de interés con click derecho y seleccionar la opción de “**Lateral Drifts...**” y nos desglosará las distorsiones de cada entrepiso del elemento seleccionado, como se muestra en la Figura 2.50.

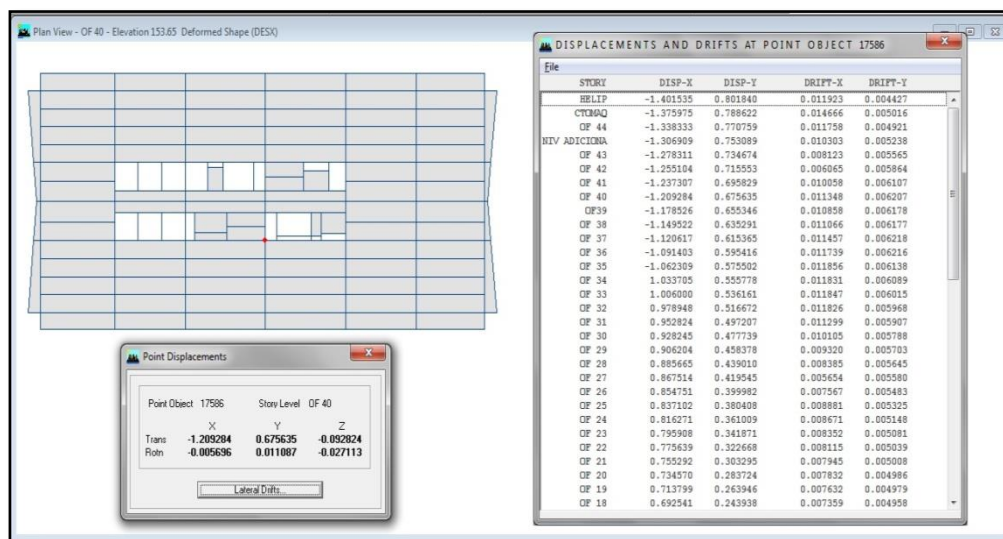


Figura 2.50 Distorsiones por elemento seleccionado.

Otra manera de obtener las distorsiones máximas de todos los entrepisos y diafragmas definidos, es por medio de las tablas que el programa genera, para ello ingresamos al menú “**Display**” → “**Show Tables**” y seleccionamos los apartados de “**Analysis Results**” → “**Displacements**” → “**Displacements Data**” → “**Diaphragm Drifts**”, seleccionando los casos de carga correspondientes desglosará una tabla como la mostrada en la Figura 2.51 misma que utilizamos para revisar que las distorsiones calculadas no rebasen los límites permisibles.

Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
OF 30	Diaph D1 X	DESX	22060	74.642	2.697	111.650	0.011859	
OF 30	Diaph D1 Y	DESX	21484	78.873	4.524	111.650		0.011131
OF 29	Diaph D1 X	DESX	22065	66.208	30.128	107.450	0.011054	
OF 29	Diaph D1 Y	DESX	21484	78.873	4.524	107.450		0.010941
OF 28	Diaph D1 X	DESX	22065	66.208	30.128	103.250	0.010025	
OF 28	Diaph D1 Y	DESX	21484	78.873	4.524	103.250		0.010555
OF 27	Diaph D1 X	DESX	22065	66.208	30.128	99.050	0.007152	
OF 27	Diaph D1 Y	DESX	21484	78.873	4.524	99.050		0.009971
OF 26	Diaph D1 X	DESX	22065	66.208	30.128	94.850	0.009321	
OF 26	Diaph D1 Y	DESX	21484	78.873	4.524	94.850		0.010709
OF 25	Diaph D1 X	DESX	22065	66.208	30.128	90.650	0.010822	
OF 25	Diaph D1 Y	DESX	21484	78.873	4.524	90.650		0.011142
OF 24	Diaph D1 X	DESX	22065	66.208	30.128	86.450	0.010705	
OF 24	Diaph D1 Y	DESX	21484	78.873	4.524	86.450		0.011199
OF 23	Diaph D1 X	DESX	22065	66.208	30.128	82.250	0.010457	
OF 23	Diaph D1 Y	DESX	21484	78.873	4.524	82.250		0.011311
OF 22	Diaph D1 X	DESX	22065	66.208	30.128	78.050	0.010271	
OF 22	Diaph D1 Y	DESX	21484	78.873	4.524	78.050		0.011414
OF 21	Diaph D1 X	DESX	22065	66.208	30.128	73.850	0.010165	
OF 21	Diaph D1 Y	DESX	21484	78.873	4.524	73.850		0.011517
OF 20	Diaph D1 X	DESX	22065	66.208	30.128	69.650	0.010133	
OF 20	Diaph D1 Y	DESX	21484	78.873	4.524	69.650		0.011626
OF 19	Diaph D1 X	DESX	22065	66.208	30.128	65.450	0.009972	
OF 19	Diaph D1 Y	DESX	21484	78.873	4.524	65.450		0.011704
OF 18	Diaph D1 X	DESX	22065	66.208	30.128	61.250	0.009673	
OF 18	Diaph D1 Y	DESX	21482	78.873	28.300	61.250		0.011659
OF 17	Diaph D1 X	DESX	22065	66.208	30.128	57.050	0.009391	
OF 17	Diaph D1 Y	DESX	21484	78.873	4.524	57.050		0.011370
OF 16	Diaph D1 X	DESX	22065	66.208	30.128	52.850	0.008384	
OF 16	Diaph D1 Y	DESX	21484	78.873	4.524	52.850		0.010557

Figura 2.51 Distorsiones máximas por efectos de sismo en diafragmas de entrepiso.

Por último, el desplazamiento máximo que se puede presentar en la altura máxima del edificio será el resultado de $\Delta = 0.012H$, recordando que tenemos una altura total de 176.08m, se tiene:

$$\Delta_{perm} = 0.012(176.08m) = 2.11m.$$

Para revisar dicho desplazamiento, basta con seleccionar los puntos del último nivel de entrepiso por medio de las tablas que ofrece el programa, obtener los valores máximos y revisar dicho requisito, para ello entramos al menú “Display” → “Show Tables” y seleccionamos los apartados de “Analysis Results” → “Displacements” → “Displacements Data” → “Point Displacements”, y se desglosará una tabla como la Figura 2.52, la cual muestra los desplazamientos máximos de cada nodo seleccionado.

Story	Point	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
HELIP	21562	DESX MIN	-1.5188	-1.5749	-0.1071	-0.00382	-0.01353	-0.05900
HELIP	21563	DESX MAX	1.4795	1.5691	0.0236	0.00411	0.01249	0.05348
HELIP	21563	DESX MIN	-1.4787	-1.5745	-0.1024	-0.00367	-0.01259	-0.05380
HELIP	21564	DESX MAX	1.4345	1.5691	0.0184	0.00390	0.01204	0.04282
HELIP	21564	DESX MIN	-1.4344	-1.5743	-0.0979	-0.00364	-0.01214	-0.04313
HELIP	21565	DESX MAX	1.3800	1.5692	0.0139	0.00378	0.01183	0.03131
HELIP	21565	DESX MIN	-1.3806	-1.5741	-0.0938	-0.00378	-0.01193	-0.03163
HELIP	21566	DESX MAX	1.4249	1.5693	0.0172	0.00363	0.01205	0.04289
HELIP	21566	DESX MIN	-1.4262	-1.5740	-0.0967	-0.00390	-0.01216	-0.04321
HELIP	21567	DESX MAX	1.4688	1.5696	0.0245	0.00366	0.01249	0.05357
HELIP	21567	DESX MIN	-1.4708	-1.5740	-0.1032	-0.00412	-0.01260	-0.05388
HELIP	21568	DESX MAX	1.5094	1.5700	0.0330	0.00381	0.01342	0.05877
HELIP	21568	DESX MIN	-1.5112	-1.5741	-0.1105	-0.00447	-0.01353	-0.05909
HELIP	21569	DESX MAX	1.5499	1.5704	0.0426	0.00437	0.01477	0.05599
HELIP	21569	DESX MIN	-1.5534	-1.5744	-0.1185	-0.00499	-0.01488	-0.05631
HELIP	21570	DESX MAX	1.5976	1.5710	0.0534	0.00425	0.01595	0.04355
HELIP	21570	DESX MIN	-1.6019	-1.5749	-0.1276	-0.00531	-0.01607	-0.04386
HELIP	4172	DESX MAX	1.5453	0.9327	-0.0117	0.00316	0.01530	0.03038
HELIP	4172	DESX MIN	-1.5425	-0.9261	-0.0848	-0.00131	-0.01786	-0.03069
HELIP	4173	DESX MAX	1.5453	1.0864	-0.0021	0.00342	0.01933	0.03038
HELIP	4173	DESX MIN	-1.5425	-1.0859	-0.0850	-0.00121	-0.01680	-0.03069
HELIP	4175	DESX MAX	1.5453	0.8018	-0.0084	0.00837	0.01845	0.03038
HELIP	4175	DESX MIN	-1.5425	-0.7883	-0.0907	-0.00642	-0.01846	-0.03069
HELIP	4179	DESX MAX	1.5453	0.8683	-0.0372	0.00711	0.00437	0.03038
HELIP	4179	DESX MIN	-1.5425	-0.8626	-0.0846	0.00184	-0.00274	-0.03069
HELIP	4180	DESX MAX	1.5453	0.8362	-0.0285	0.00987	0.00345	0.03038
HELIP	4180	DESX MIN	-1.5425	-0.8309	-0.1006	-0.00183	-0.00294	-0.03069
HELIP	4181	DESX MAX	1.5453	0.8041	-0.0362	0.00716	0.00258	0.03038
HELIP	4181	DESX MIN	-1.5425	-0.7992	-0.0905	0.00047	-0.00339	-0.03069
HELIP	4182	DESX MAX	1.5453	0.7220	-0.0255	0.01036	0.00220	0.03038

Figura 2.52 Desplazamientos máximos por efectos de sismo en último nivel.

Revisando ambas direcciones de análisis, obteniendo los valores máximos se tienen los siguientes desplazamientos:

$$\Delta_{\text{máx}} \text{ “X”} = 1.67 \text{ m.} < \Delta_{\text{perm}} = 2.11\text{m.}$$

$$\Delta_{\text{máx}} \text{ “Y”} = 1.95 \text{ m.} < \Delta_{\text{perm}} = 2.11\text{m.}$$

Por lo que podemos resumir y concluir que tanto la revisión de distorsiones por entrepiso y desplazamiento máximo cumplen con lo establecido en el capítulo 1.8 de las NTC-DS (Ref. 3).

2.2.5.3 REVISIÓN DE DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES POR EFECTO DE VIENTO

Las NTC-DV (Ref.4) establecen los desplazamientos relativos entre niveles consecutivos de edificios o entre secciones transversales de torres, causados por las fuerzas de diseño por viento, los cuales no tienen que exceder los valores siguientes, expresados como fracción de la diferencia entre los niveles de piso o de las secciones transversales mencionadas:

$$\gamma_{adm} = \frac{\Delta}{H}$$

- a) Cuando no existan elementos de relleno que puedan dañarse como consecuencia de las deformaciones angulares: $\gamma_{adm} = 0.005$.
- b) Cuando existan elementos de relleno que puedan dañarse como consecuencia de las deformaciones angulares: $\gamma_{adm} = 0.002$.

Debido a que la soportería de fachada es a base de cristalería, se considera que serian muy susceptibles a daños, por lo que se considerara como desplazamiento máximo el marcado en el inciso b, recordando que tenemos una altura total de 176.08m, se tiene:

$$\Delta_{\text{máx}} = 0.002(176.08\text{m}) = 0.35\text{m.}$$

El procedimiento para revisar distorsiones y desplazamientos máximos por efectos de viento es similar que la de efectos por sismo, a continuación se presenta de manera resumida los valores obtenidos de dicho análisis para poder verificar y cumplir con lo estipulado en las NTC-DV (Ref. 4).

Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
OF 39	Diaph D1 Y	VX	21482	78.873	28.300	149.450		0.000012
OF 38	Diaph D1 X	VX	22060	74.642	2.697	145.250	0.000257	
OF 38	Diaph D1 Y	VX	21482	78.873	28.300	145.250		0.000012
OF 37	Diaph D1 X	VX	22060	74.642	2.697	141.050	0.000275	
OF 37	Diaph D1 Y	VX	21484	78.873	4.524	141.050		0.000011
OF 36	Diaph D1 X	VX	22060	74.642	2.697	136.850	0.000289	
OF 36	Diaph D1 Y	VX	21484	78.873	4.524	136.850		0.000011
OF 35	Diaph D1 X	VX	22060	74.642	2.697	132.650	0.000303	
OF 35	Diaph D1 Y	VX	21484	78.873	4.524	132.650		0.000010
OF 34	Diaph D1 X	VX	22060	74.642	2.697	128.450	0.000314	
OF 34	Diaph D1 Y	VX	21482	78.873	28.300	128.450		0.000009
OF 33	Diaph D1 X	VX	22060	74.642	2.697	124.250	0.000328	
OF 33	Diaph D1 Y	VX	21484	78.873	4.524	124.250		0.000009
OF 32	Diaph D1 X	VX	22060	74.642	2.697	120.050	0.000338	
OF 32	Diaph D1 Y	VX	21484	78.873	4.524	120.050		0.000009
OF 31	Diaph D1 X	VX	22060	74.642	2.697	115.850	0.000339	
OF 31	Diaph D1 Y	VX	21484	78.873	4.524	115.850		0.000008
OF 30	Diaph D1 X	VX	22060	74.642	2.697	111.650	0.000319	
OF 30	Diaph D1 Y	VX	21484	78.873	4.524	111.650		0.000006
OF 29	Diaph D1 X	VX	22060	74.642	2.697	107.450	0.000310	
OF 29	Diaph D1 Y	VX	21484	78.873	4.524	107.450		0.000006
OF 28	Diaph D1 X	VX	22060	74.642	2.697	103.250	0.000286	
OF 28	Diaph D1 Y	VX	21484	78.873	4.524	103.250		0.000004
OF 27	Diaph D1 X	VX	22060	74.642	2.697	99.050	0.000196	
OF 27	Diaph D1 Y	VX	21484	78.873	4.524	99.050		0.000004
OF 26	Diaph D1 X	VX	22060	74.642	2.697	94.850	0.000281	
OF 26	Diaph D1 Y	VX	21484	78.873	4.524	94.850		0.000004
OF 25	Diaph D1 X	VX	22060	74.642	2.697	90.650	0.000344	
OF 25	Diaph D1 Y	VX	21484	78.873	4.524	90.650		0.000003
OF 24	Diaph D1 X	VX	22060	74.642	2.697	86.450	0.000344	

Figura 2.53 Distorsiones máximas por efectos de viento en diafragmas de entrepiso.

Story	Point	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
HELIP	21562	DE SX MIN	-1.5188	-1.5749	-0.1071	-0.00382	-0.01353	-0.05900
HELIP	21563	DE SX MAX	1.4795	1.5691	0.0236	0.00411	0.01249	0.05348
HELIP	21563	DE SX MIN	-1.4787	-1.5745	-0.1024	-0.00367	-0.01259	-0.05380
HELIP	21564	DE SX MAX	1.4345	1.5691	0.0184	0.00330	0.01204	0.04282
HELIP	21564	DE SX MIN	-1.4344	-1.5743	-0.0979	-0.00364	-0.01214	-0.04313
HELIP	21565	DE SX MAX	1.3800	1.5632	0.0139	0.00378	0.01183	0.03131
HELIP	21565	DE SX MIN	-1.3806	-1.5741	-0.0938	-0.00378	-0.01193	-0.03163
HELIP	21566	DE SX MAX	1.4249	1.5693	0.0172	0.00363	0.01205	0.04289
HELIP	21566	DE SX MIN	-1.4262	-1.5740	-0.0967	-0.00390	-0.01216	-0.04321
HELIP	21567	DE SX MAX	1.4688	1.5696	0.0245	0.00366	0.01249	0.05357
HELIP	21567	DE SX MIN	-1.4708	-1.5740	-0.1032	-0.00412	-0.01260	-0.05388
HELIP	21568	DE SX MAX	1.5084	1.5700	0.0330	0.00381	0.01342	0.05877
HELIP	21568	DE SX MIN	-1.5112	-1.5741	-0.1105	-0.00447	-0.01353	-0.05909
HELIP	21569	DE SX MAX	1.5499	1.5704	0.0426	0.00437	0.01477	0.05939
HELIP	21569	DE SX MIN	-1.5534	-1.5744	-0.1185	-0.00499	-0.01488	-0.05631
HELIP	21570	DE SX MAX	1.5976	1.5710	0.0534	0.00425	0.01595	0.04355
HELIP	21570	DE SX MIN	-1.6019	-1.5749	-0.1276	-0.00531	-0.01607	-0.04386
HELIP	4172	DE SX MAX	1.5453	0.9327	-0.0117	0.00316	0.01530	0.03038
HELIP	4172	DE SX MIN	-1.5425	-0.9261	-0.0848	-0.00131	-0.01796	-0.03069
HELIP	4173	DE SX MAX	1.5453	1.0864	-0.0021	0.00342	0.01933	0.03038
HELIP	4173	DE SX MIN	-1.5425	-1.0859	-0.0950	-0.00121	-0.01680	-0.03069
HELIP	4175	DE SX MAX	1.5453	0.8018	-0.0084	0.00837	0.01845	0.03038
HELIP	4175	DE SX MIN	-1.5425	-0.7983	-0.0907	-0.00642	-0.01846	-0.03069
HELIP	4179	DE SX MAX	1.5453	0.8683	-0.0372	0.00711	0.00437	0.03038
HELIP	4179	DE SX MIN	-1.5425	-0.8626	-0.0946	0.00184	-0.00274	-0.03069
HELIP	4180	DE SX MAX	1.5453	0.8362	-0.0285	0.00987	0.00345	0.03038
HELIP	4180	DE SX MIN	-1.5425	-0.8309	-0.1006	-0.00183	-0.00294	-0.03069
HELIP	4181	DE SX MAX	1.5453	0.8041	-0.0362	0.00716	0.00258	0.03038
HELIP	4181	DE SX MIN	-1.5425	-0.7992	-0.0905	0.00047	-0.00339	-0.03069
HELIP	4182	DE SX MAX	1.5453	0.7720	-0.0255	0.01036	0.00220	0.03038

Figura 2.54 Desplazamientos máximos por efectos de viento en último nivel.

Revisando ambas direcciones de análisis, obteniendo los valores máximos se tienen los siguientes desplazamientos:

$$\Delta_{\text{máx}} \text{ "X"} = 0.068 \text{ m.} < \Delta_{\text{perm}} = 0.35 \text{ m.}$$

$$\Delta_{\text{máx}} \text{ "Y"} = 0.133 \text{ m.} < \Delta_{\text{perm}} = 0.35 \text{ m.}$$

Por lo que podemos resumir y concluir que tanto la revisión de distorsiones por entrepiso y desplazamiento máximo cumplen con lo establecido en el capítulo 7 de las NTC-DV (Ref. 4).

CAPITULO 3

"DISEÑO ESTRUCTURAL"

3.1 REVISIÓN DE ESTADOS LÍMITES DE FALLA

Una vez realizado el análisis de la estructura, verificando que se hayan cumplido con los límites de servicio establecidos por la reglamentación vigente en el sitio, en nuestro caso el Reglamento de Construcción del D.F. y sus Normas Complementarias, se procedió a revisar por capacidad de resistencia cada elemento estructural (columna, trabe principal, trabe secundaria, contraventeo, etc.).

Para ello, el programa ETABS tiene la opción de realizar el cálculo de diseño estructural para cada elemento, de acuerdo a la reglamentación asignada. Existen varias opciones de diseño disponibles dentro del menú “**Design**” una vez que el programa haya ejecutado el análisis estructural. El programa tiene las opciones de diseñar elementos de acero, concreto, trabes a sección compuesta, trabes de alma abierta (Joits) y muros de cortante.

Como primer paso debemos aclarar qué tipo de criterio de diseño seguiremos, en este caso se utilizará el método por “**Diseño por Factores de Carga y de Resistencia**” (LRFD por sus siglas en inglés), por lo que utilizaremos los factores y especificaciones establecidas en las normas “ASIC-LRFD99” y “Mexican RCDF 2001”, en el caso de acero y concreto respectivamente, para finalizar con la revisión de cada elemento con la normativa más reciente en la que tuve la oportunidad de participar y desarrollar.

Para seleccionar el reglamento para cada caso, nos vamos dentro del menú “**Options**” → “**Preferences...**” → “**Steel Frame Design**”, y en la primer casilla “**Desing Code**” seleccionamos el reglamento a considerar (Figura 3.1), del mismo modo para el caso de concreto “**Options**” → “**Preferences...**” → “**Concrete Frame Design**” (Figura 3.2).

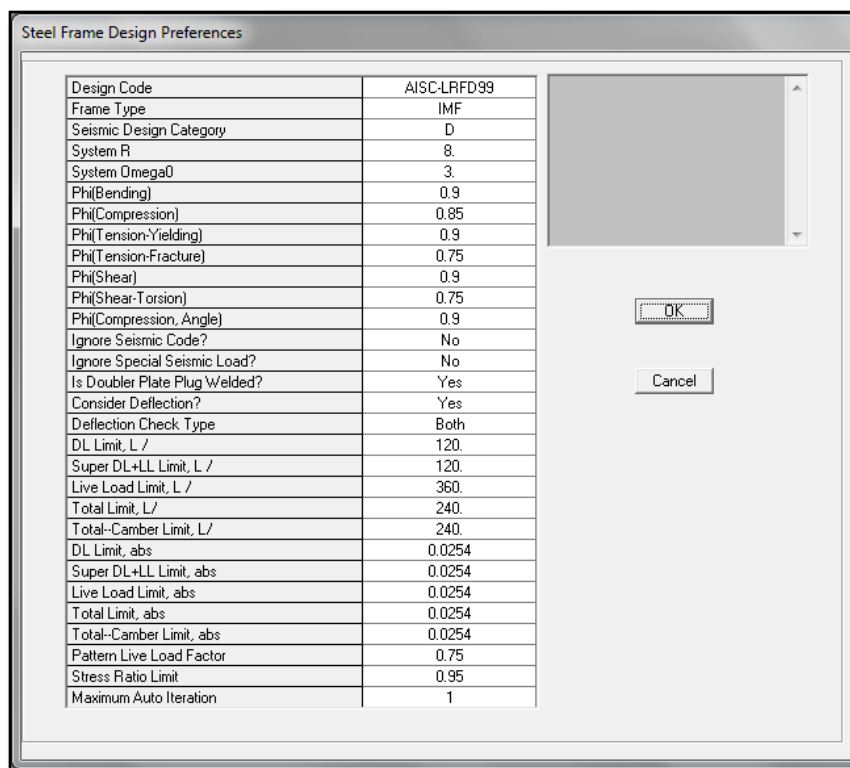


Figura 3.1 Asignación de reglamento “AISC-LRFD99”.

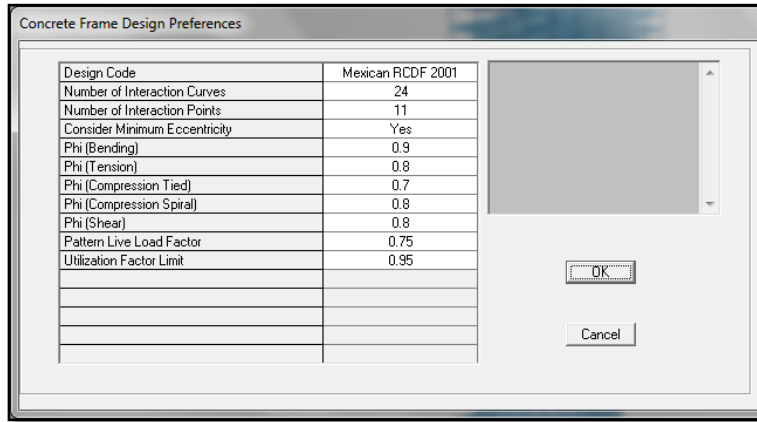


Figura 3.2 Asignación de reglamento “Mexican RCDF 2001”.

Como segundo paso, se procede a seleccionar las combinaciones con las cuales el programa ETABS diseñara los elementos estructurales:

- a) En el caso de acero, dentro de la pestaña “Design” → “Steel Frame Design” → “Select Design Combos”, se asignan las combinaciones para la revisión de esfuerzos (Figura 3.3), y para deflexiones se utilizará la combinación de FLECHAS. (Figura 3,4).

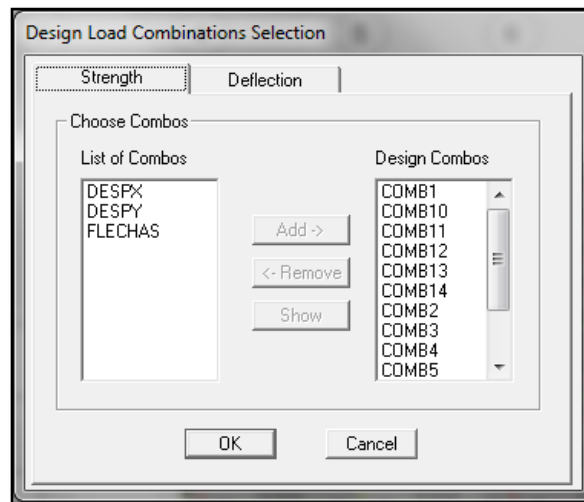


Figura 3.3 Asignación de combinaciones de diseño.

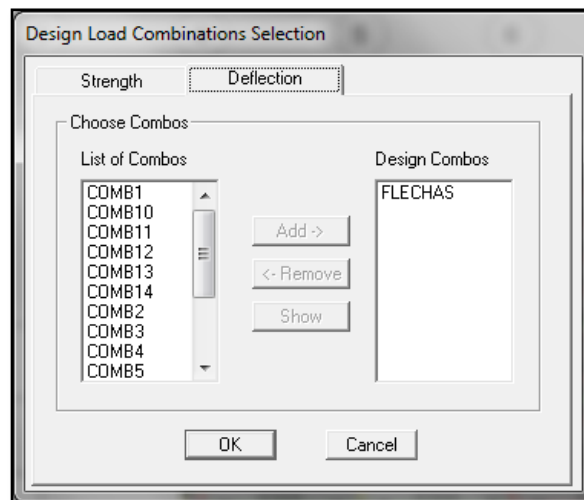


Figura 3.4 Asignación de revisión por deflexiones.

- b) En el caso de concreto, dentro de la pestaña “Design” → “Concrete Frame Design” → “Select Design Combos”, se asignan las combinaciones para la revisión de esfuerzos solamente.

Es importante recalcar, que es necesario indicar las combinaciones que se pretenden tratar en el diseño, ya que si no se asignan el programa generará automáticamente combinaciones por default para el diseño de cada elemento. Ya asignado la reglamentación y los combos a analizar, se prosigue con el diseño estructural para cada material, a continuación se presenta la revisión de diseño para los elementos de acero y de concreto.

- En el caso del diseño en acero dentro del menú “Design” → “Steel Frame Design” → “Start Design/Check of Structure”, y nos mostrara la interacción en forma de colores y valores de cada uno de los elementos estructurales como se muestra en la figura 3.5.

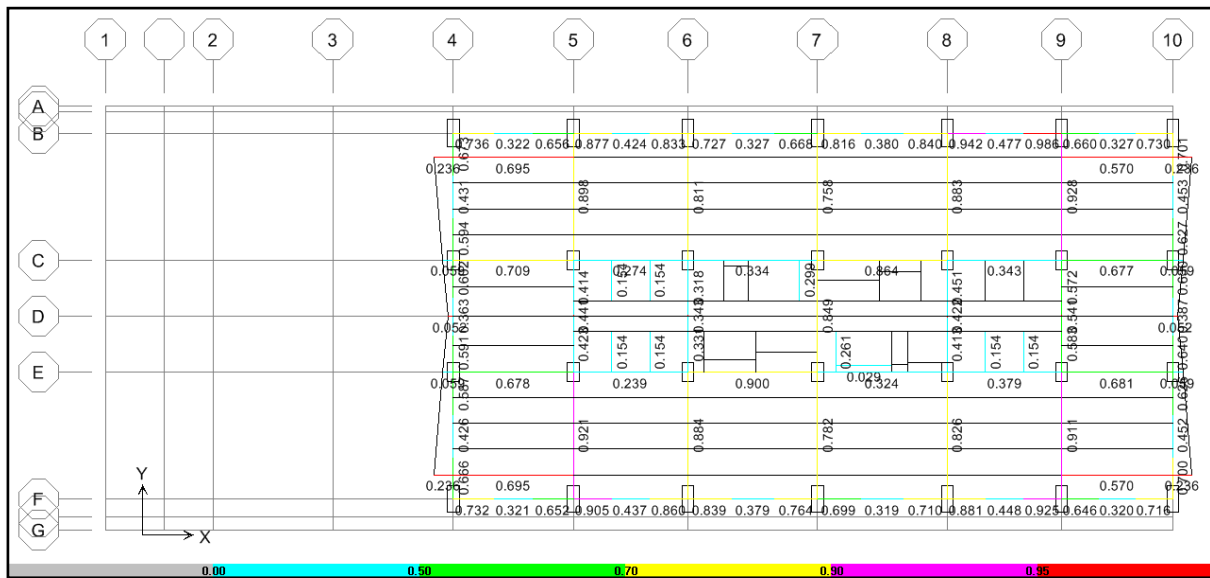


Figura 3.5 Diseño estructural de elementos metálicos.

Una vez ejecutado el diseño podemos ver más características de diseño de cada elemento estructural haciendo click derecho sobre el que se desee revisar, por ejemplo, revisando la viga del nivel 28 sobre el eje 7 entre B-C, se tendrá una ventana similar a la Figura 3.6, la cual muestra las propiedades e interacción máxima de la viga en el caso de revisión de esfuerzos “Strength”, y en el caso de “Deflection” mostrara la interacción para la revisión de flechas como en la Figura 3.7.

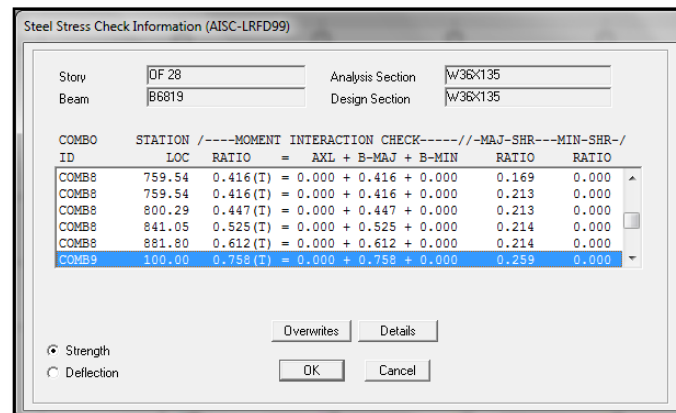


Figura 3.6 Interacción por revisión de esfuerzos.

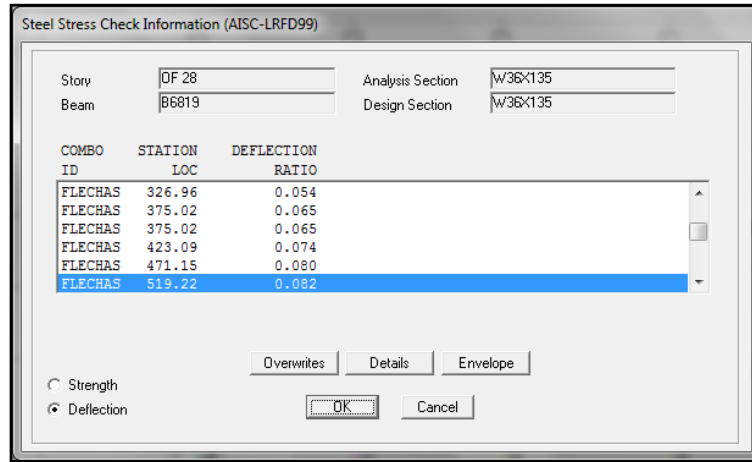


Figura 3.7 Interacción por revisión por flechas.

Dentro de la ventana de la Figura 3.6, podemos ver los detalles de revisión de diseño de dicho elemento al dar click en el icono de **“Details”**, la cual mostrará una ventana como la Figura 3.8 desglosando las propiedades geométricas de la sección, la combinación de carga más desfavorable, la interacción de la sección y las ecuaciones que se utilizaron para su revisión de esfuerzos.

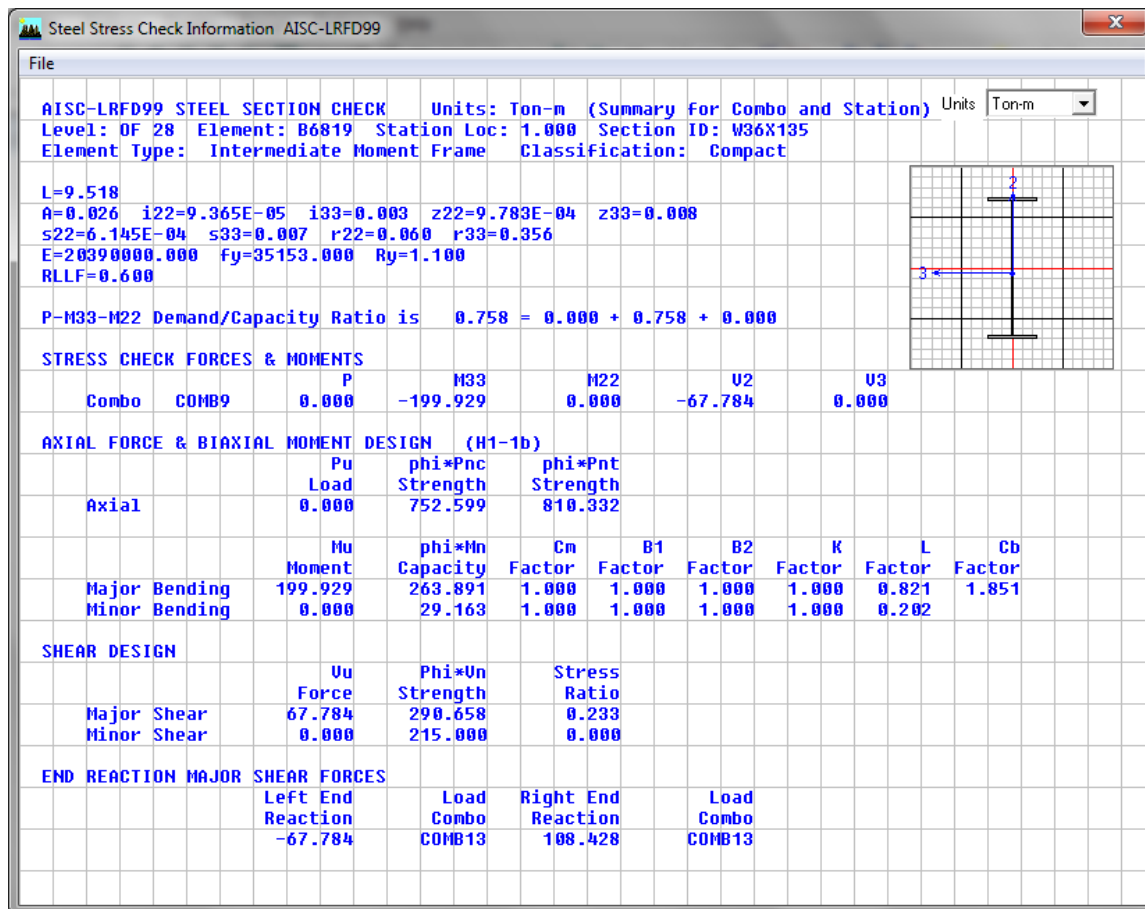


Figura 3.8 Resultados de diseño de elementos metálicos.

➤ En el caso del diseño de concreto en el menú “Design” → “Concrete Frame Design” → “Start Design/Check of Structure”, mostrándonos a primera instancia el acero de refuerzo longitudinal necesario para la sección transversal, por ejemplo, revisando las columnas del nivel 28 se tienen los siguientes valores como se muestra en la Figura 3.9.

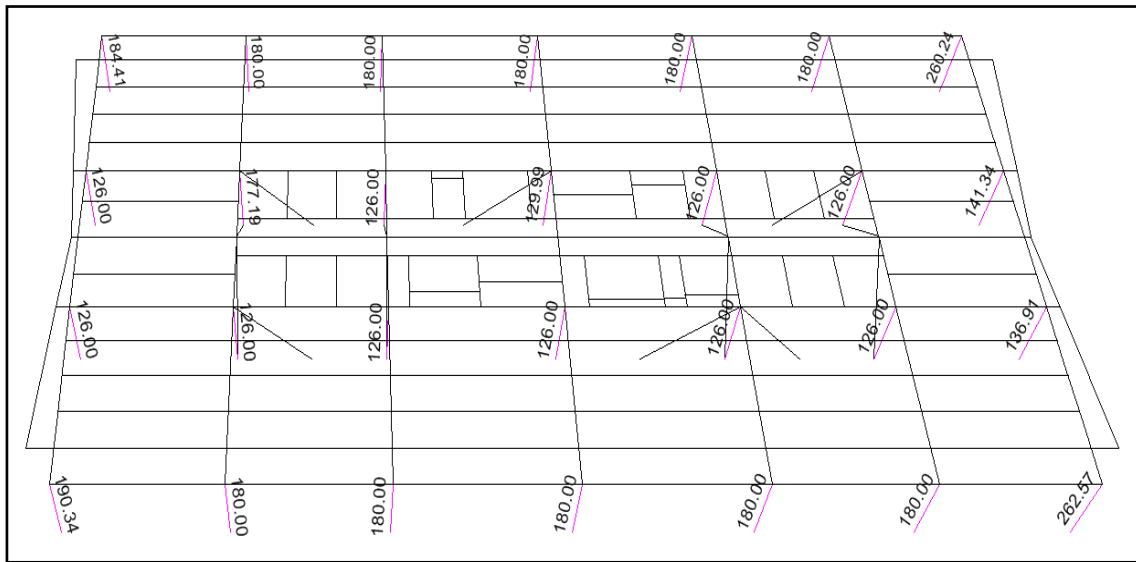


Figura 3.9 Diseño estructural de elementos de concreto.

De la misma forma que en el diseño de acero, se pueden obtener detalles de los elementos estructurales dando click derecho sobre el elemento de interés, mostrando una ventana como la Figura 3.10, en la cual se presenta la combinación de carga más desfavorable para el diseño de la sección, así como el acero de refuerzo longitudinal y transversal.

Para revisar los detalles de cada caso, podemos entrar al icono de “Flex. Details” para la revisión de flexión y en “Shear Details” para el caso de cortante.

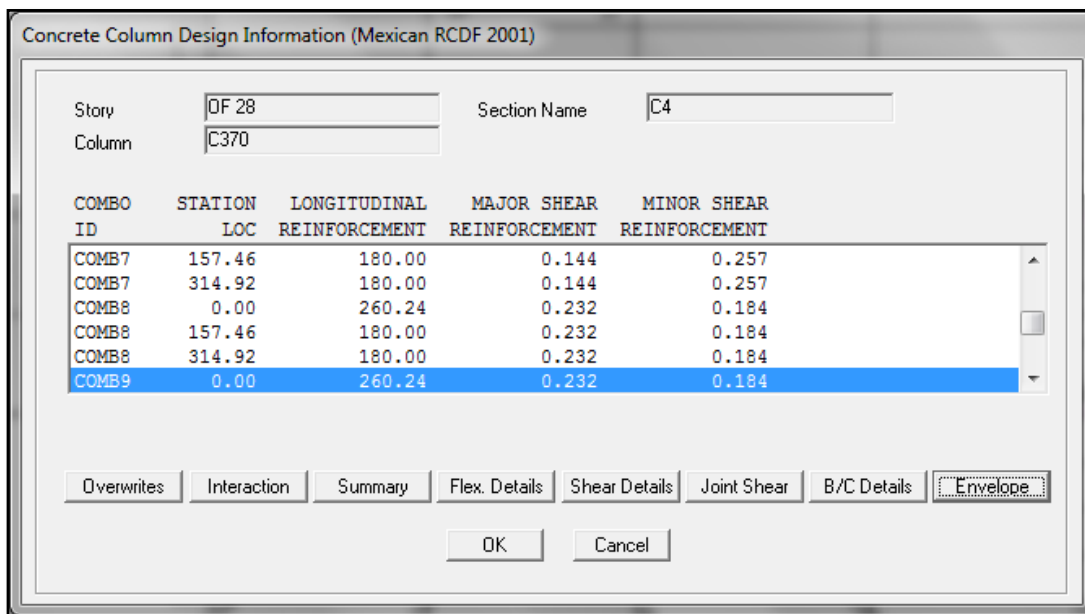


Figura 3.10 Información de diseño para elementos de concreto.

También se puede revisar los detalles de cálculo de flexión, cortante, la interacción de la sección y las envolventes de los elementos mecánicos más desfavorables para el diseño de la sección, por ejemplo, seleccionando del nivel 28 la columna de esquina entre los ejes A-10, se tienen los siguientes valores de las envolventes de diseño.

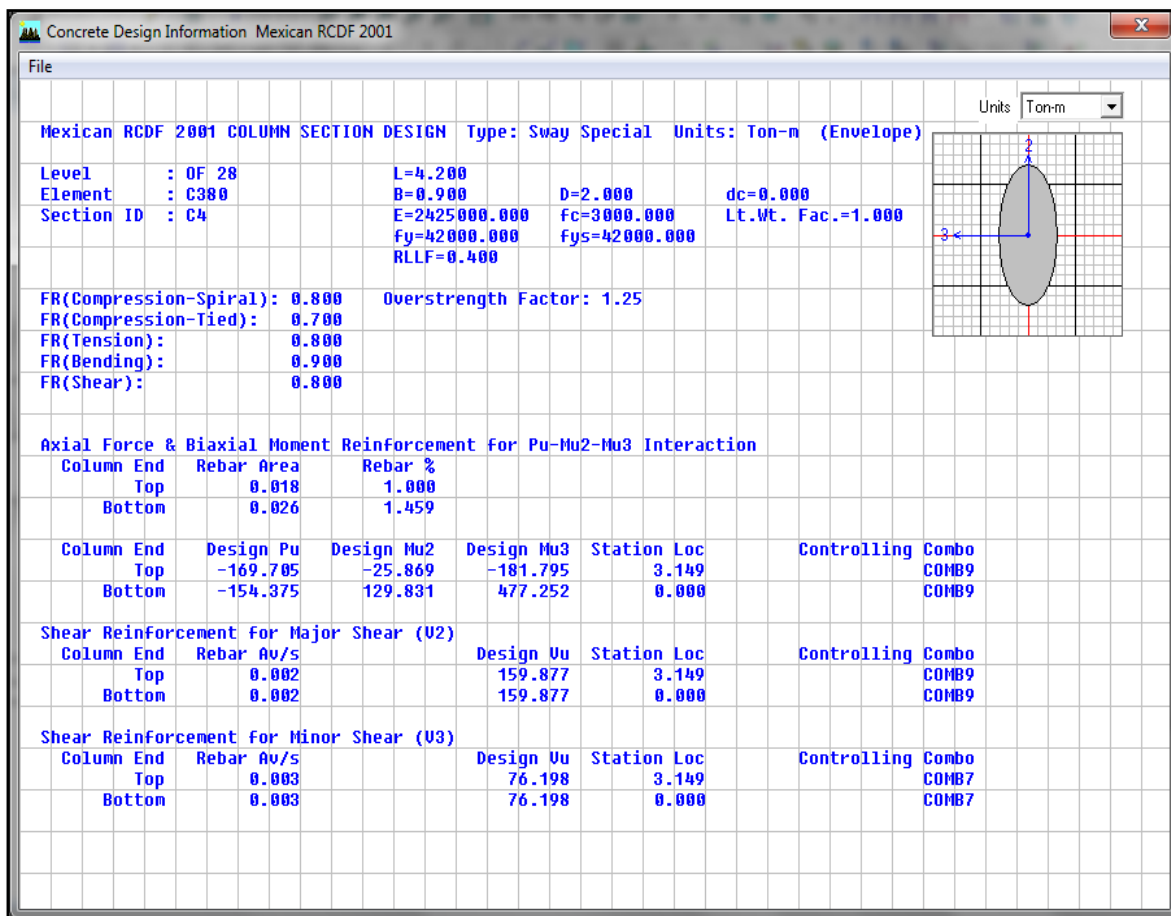


Figura 3.11 Envolvente de resultados de diseño en elementos de concreto.

De esta manera, se revisa que las secciones que se propone cumplan con las condiciones de diseño, de no ser así, las secciones tendrán un color rojo y tendrán la nota de “O/S”, lo que indica que la sección esta sobre esforzada.

A continuación se desglosará el ejemplo de diseño de un miembro de cada elemento estructural; columna, trabe principal, trabe secundaria a sección compuesta y contraviento, con el propósito de revisar y comparar los valores obtenidos con el programa y así verificar el diseño de cada elemento con la reglamentación actual vigente.

3.2 DISEÑO DE COLUMNA DE CONCRETO

El elemento principal estructuralmente hablando en muchos aspectos es la columna, pues sobre esta se descargan todas las sollicitudes de una edificación para después transmitir las al suelo por medio de la cimentación planeada.

Las columnas son miembros verticales rectos cuyas longitudes son mayores que su ancho, en el caso de las columnas de concreto se pueden adaptar debido a la maleabilidad las columnas en secciones transversales variables, mientras que difícilmente esto se puede ver en las columnas metálicas.

Existen dos casos principales de diseño en las columnas, las que están afectadas solo por cargas verticales a las cuales se les denomina “*puntales*” y las que están expuestas tanto a cargas verticales como a momentos flexionantes, denominando a esta combinación de efectos “*Flexocompresión o Flexotensión*” según sea el caso de sollicitud.

En este proyecto, debido a la gran altura del edificio, se propuso utilizar columnas de concreto reforzado con el propósito de darle la suficientemente rigidez a la estructura y evitar exceder los desplazamientos relativos máximos establecidos por la reglamentación vigente. A continuación presentaré los cálculos que realicé para la revisión y diseño de la columna de concreto considerando del nivel 28 descrita en la sección anterior, en la esquina de los ejes A-10, de acuerdo a la revisión de la figura 3.11 cuyas combinaciones de carga más desfavorables en el caso gravitacional y accidental son las siguientes:

$$\begin{aligned} \text{COMB1} &= 1.4\text{CM} + 1.4\text{FACH} + 1.4\text{CVM} \\ \text{COMB9} &= 1.1\text{CM} + 1.1\text{FACH} + 1.1\text{CVR} - 0.414 \text{SX} - 1.1 \text{SY} \end{aligned}$$

De acuerdo a los ejes globales (X_G y Y_G) del modelo matemático y los ejes locales (2 y 3) como se muestra en la Figura 3.12, se tienen los siguientes elementos mecánicos.

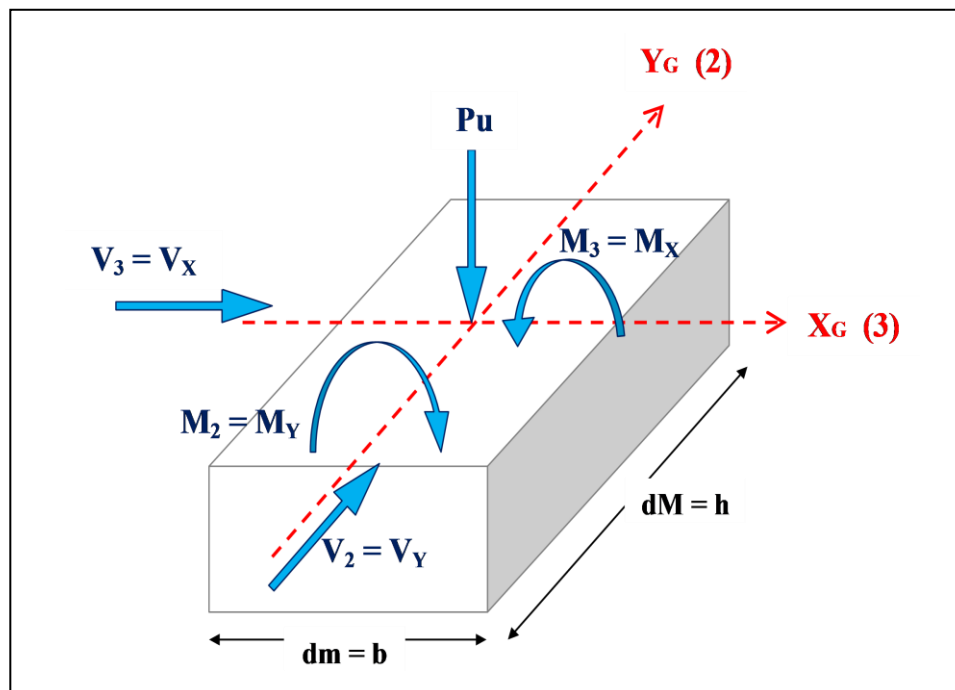


Figura 3.12 Elementos mecánicos considerando ejes locales y globales del programa ETABS.

En caso gravitacional:

$$\begin{aligned} P_{UMáx} &= -1,437.96 \text{ ton} \\ V_2 = V_{UY} &= 31.64 \text{ ton} \\ V_3 = V_{UX} &= 5.22 \text{ ton} \\ M_2 = M_{UY} &= 6.60 \text{ ton-m} \\ M_3 = M_{UX} &= 48.67 \text{ ton-m} \end{aligned}$$

En caso accidental, se considerará la revisión de los dos casos más desfavorables, el de flexocompresión y flexotensión teniendo los siguientes elementos mecánicos:

Flexocompresión	Flexotensión
$P_{UMáx} = -2,194.16 \text{ ton}$	$P_{UMáx} = 154.37 \text{ ton}$
$M_2 = M_{UY} = -120.13 \text{ ton-m}$	$M_2 = M_{UY} = 129.83 \text{ ton-m}$
$M_3 = M_{UX} = -408.22 \text{ ton-m}$	$M_3 = M_{UX} = 477.25 \text{ ton-m}$

Para la revisión de cortante se tienen los siguientes elementos mecánicos máximos:

$$\begin{aligned} V_{2Máx} = V_{UYMáx} &= 159.88 \text{ ton} \\ V_{3Máx} = V_{UXMáx} &= 76.20 \text{ ton} \end{aligned}$$

Para este caso, revisaremos solo el caso accidental, siendo este el caso más desfavorable y donde se presenta la mayor cantidad de acero.

Para revisar el diseño de la columna, utilizaremos el método de “Bresler” en la sección 2.3.2, descrita en las *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto*, NTC-DCEC (Ref.6), la cual calcula de manera simple la capacidad de compresión considerando las excentricidades que se presentan e_x y e_y cuya ecuación se desglosa a continuación:

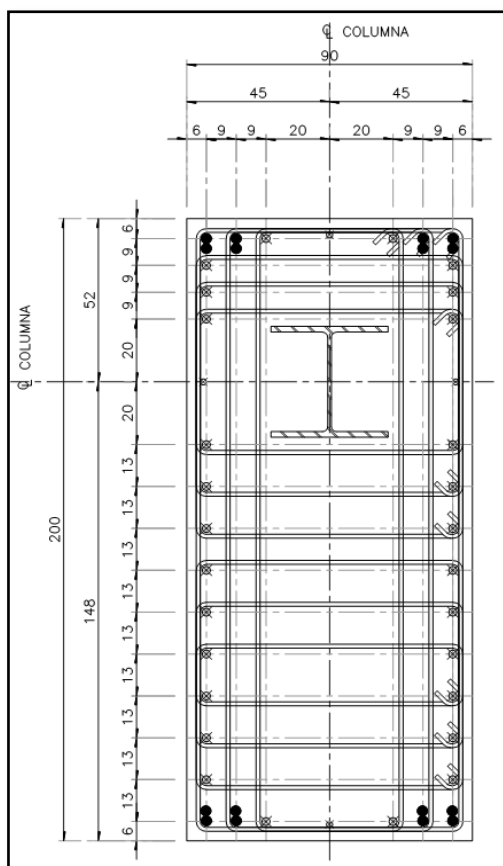
$$P_R = \left(\frac{1}{P_{RX}} + \frac{1}{P_{RY}} - \frac{1}{P_{R0}} \right)^{-1}$$

Donde:

- P_R Carga Axial máxima resistente a Flexocompresión Biaxial, [kg].
- P_{RX} Carga Axial máxima que actúa en excentricidad e_x , [kg].
- P_{RY} Carga Axial máxima que actúa en excentricidad e_y , [kg].
- P_{R0} Carga Axial máxima que resiste el elemento sin excentricidades, [kg].

a) Datos de la columna.

De acuerdo a la revisión de límites de servicios, la sección propuesta para tendrá las siguientes características geométricas:



$dM = 200 \text{ cm.}$

$dm = 90 \text{ cm.}$

$r = 4 \text{ cm.}$

$f'c = 300 \text{ kg/cm}^2.$

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2.$

$FR_{\text{FLEXOCOMP.}} = 0.8$ (Sección 1.7 NTC-DCEC, Ref.6).

$FR_{\text{CORTANTE}} = 0.8$ (Sección 1.7 NTC-DCEC, Ref.6).

Con el esquema mostrado, podemos especificar que tenemos una cantidad de acero igual a:

(●) 16 Var # 10 → $126.72 \text{ cm}^2.$

(○) 28 Var # 8 → $141.96 \text{ cm}^2.$

(○) 4 Var # 4 Adicionales (no se consideran).

Por lo que tendremos un área total de acero de refuerzo de $A_s = 268.68 \text{ cm}^2.$

De las NTC-DCEC (Ref. 6) se reduce la resistencia del concreto a la compresión para diseño, de acuerdo a la sección 2.1.e dada por la expresión:

$$f''c = 0.85f_c^* = 0.85(0.8 f'c) = 204 \text{ kg/cm}^2$$

La cuantía o porcentaje de acero p , siendo la relación de área de acero de refuerzo entre la de concreto será:

$$p = \frac{A_s}{A_{TC}} = \frac{268.68}{200 \times 90} = 0.01493$$

Este porcentaje de acero se encuentra entre los límites marcados por la normativa, mismos que se señala en su sección 6.2.2 “Refuerzo mínimo y máximo” lo cual establece que:

$$\frac{20}{f_y} \leq p \leq 0.06 \quad \rightarrow \quad 0.0048 \leq p \leq 0.06$$

Por lo tanto cumplimos con dicho requisito.

El valor de q será:

$$q = p \frac{f_y}{f''c} = 0.01493 \frac{4200}{204} = 0.307$$

Se debe de considerar una excentricidad mínima, según las NTC-DCEC (Ref.6) en su sección 2.3.1 lo cual establece que no será menor que $0.05h \geq 2 \text{ cm.}$

$$ex_{\min_dm} = 0.05dm = 0.05(90) = 4.5 \text{ cm}$$

$$ex_{\min_dM} = 0.05dM = 0.05(200) = 10 \text{ cm}$$

b) Revisión por Flexocompresión

• **Cálculo de P_{RO} (Sin considerar excentricidad).**

Para el cálculo de P_{RO} , se tiene la siguiente expresión:

$$P_{RO} = F_R (f_c'' A_g + A_s f_y)$$

Donde:

- A_g Área neta de concreto [cm^2].
- A_s Área total de acero refuerzo [cm^2].
- f_c'' Esfuerzo de compresión reducido del concreto [kg/cm^2].
- f_y Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo [kg/cm^2].

Por lo que se tiene lo siguiente:

$$P_{RO} = F_R (f_c'' A_g + A_s f_y) = 0.8 \{204 [(200 \times 90) - 268.68] + (268.68 \times 4200)\}$$

$$P_{RO} = 3,796,516 \text{ kg} = 3,796.52 \text{ ton}$$

• **Cálculo de P_{RX}**

Para el cálculo de P_{RX} se necesitan establecer las constantes en sentido de X.

$$ex = \frac{M_{UX}}{P_u} = \frac{408.22}{2,194.16} = 0.186 \text{ m} = 18.6 \text{ cm} > ex_{\min_dm} = 10 \text{ cm}$$

$$\frac{e_x}{h} = \frac{18.6}{200} = 0.093$$

$$\frac{dx}{h} = \frac{h - r}{h} = \frac{200 - 10}{200} = 0.95$$

Utilizando la figura 9 de las graficas para ayudas de diseño de columnas de concreto (Ref. 15), se tiene una relación $Kx = 1.06$,

$$Kx = \frac{P_{RX}}{F_R b h f_c''}; \rightarrow P_{RX} = Kx F_R b h f_c''$$

$$P_{RX} = (1.06)(0.8)(90)(200)(204) = 3,113,856 \text{ kg} = 3,113.86 \text{ ton}$$

• **Cálculo de P_{RY}**

Para el cálculo de P_{RY} se necesitan establecer las constantes en sentido de Y.

$$ey = \frac{M_{UY}}{P_u} = \frac{120.13}{2,194.16} = 0.054 \text{ m} = 5.4 \text{ cm} > ex_{\min_dm} = 4.5 \text{ cm}$$

$$\frac{e_y}{b} = \frac{5.4}{90} = 0.06$$

$$\frac{dy}{b} = \frac{b - r}{b} = \frac{90 - 5}{90} = 0.944 \approx 0.95$$

Utilizando la figura 9 de las graficas para ayudas de diseño de columnas de concreto (Ref. 15), se tiene una relación $Ky = 1.30$,

$$Ky = \frac{P_{RY}}{F_R b h f'' c}; \rightarrow P_{RY} = Ky F_R b h f'' c$$

$$P_{RY} = (1.30)(0.8)(90)(200)(204) = 3,818,880 \text{ kg} = 3,818.88 \text{ ton}$$

- **Cálculo de P_R**

De la expresión de Bresler tenemos lo siguiente:

$$P_R = \left(\frac{1}{P_{RX}} + \frac{1}{P_{RY}} - \frac{1}{P_{R0}} \right)^{-1}$$

$$P_R = \left(\frac{1}{3,113.86} + \frac{1}{3,818.88} - \frac{1}{3,796.52} \right)^{-1}$$

$$P_R = 3,128.89 \text{ ton} > Pu = 2,194.16 \text{ ton}$$

Para hacer valida la ecuación de Bresler, la normativa presenta la siguiente limitante:

$$\frac{P_R}{P_{R0}} \geq 0.1, \rightarrow \frac{3,128.89}{3,796.52} = 0.319 \therefore \text{Cumple}$$

Por lo tanto cumplimos con el acero de refuerzo propuesto.

c) Revisión por Flexotensión

Al utilizar la expresión de Bresler, tenemos lo siguiente:

- **Cálculo de P_{RX}**

Para el cálculo de P_{RX} se necesitan establecer las constantes en sentido de X.

$$ex = \frac{M_{UX}}{Pu} = \frac{477.25}{154.37} = 3.09\text{m} = 309 \text{ cm}$$

$$\frac{e_x}{h} = \frac{309}{200} = 1.545$$

$$\frac{dx}{h} = \frac{h - r}{h} = \frac{200 - 10}{200} = 0.95$$

Utilizando la figura 9 de las graficas para ayudas de diseño de columnas de concreto (Ref. 15), se tiene una relación $Kx = -0.10$,

$$Kx = \frac{P_{RX}}{F_R b h f'' c}; \rightarrow P_{RX} = Kx F_R b h f'' c$$

$$P_{RX} = (-0.10)(0.8)(90)(200)(204) = -293,760 \text{ kg} = -293.76 \text{ ton}$$

- **Cálculo de P_{RY}**

Para el cálculo de P_{RY} se necesitan establecer las constantes en sentido de Y.

$$e_y = \frac{M_{UY}}{Pu} = \frac{129.83}{154.37} = 0.84m = 84cm$$

$$\frac{e_y}{b} = \frac{84}{90} = 0.933$$

$$\frac{d_y}{b} = \frac{b - r}{b} = \frac{90 - 5}{90} = 0.944 \approx 0.95$$

Utilizando la figura 9 de las graficas para ayudas de diseño de columnas de concreto (Ref. 15), se tiene una relación $K_y = -0.13$,

$$K_y = \frac{P_{RY}}{F_R b h f'' c}; \rightarrow P_{RY} = K_y F_R b h f'' c$$

$$P_{RY} = (-0.13)(0.8)(90)(200)(204) = -381,888 \text{ kg} = -381.89 \text{ ton}$$

- **Cálculo de P_R**

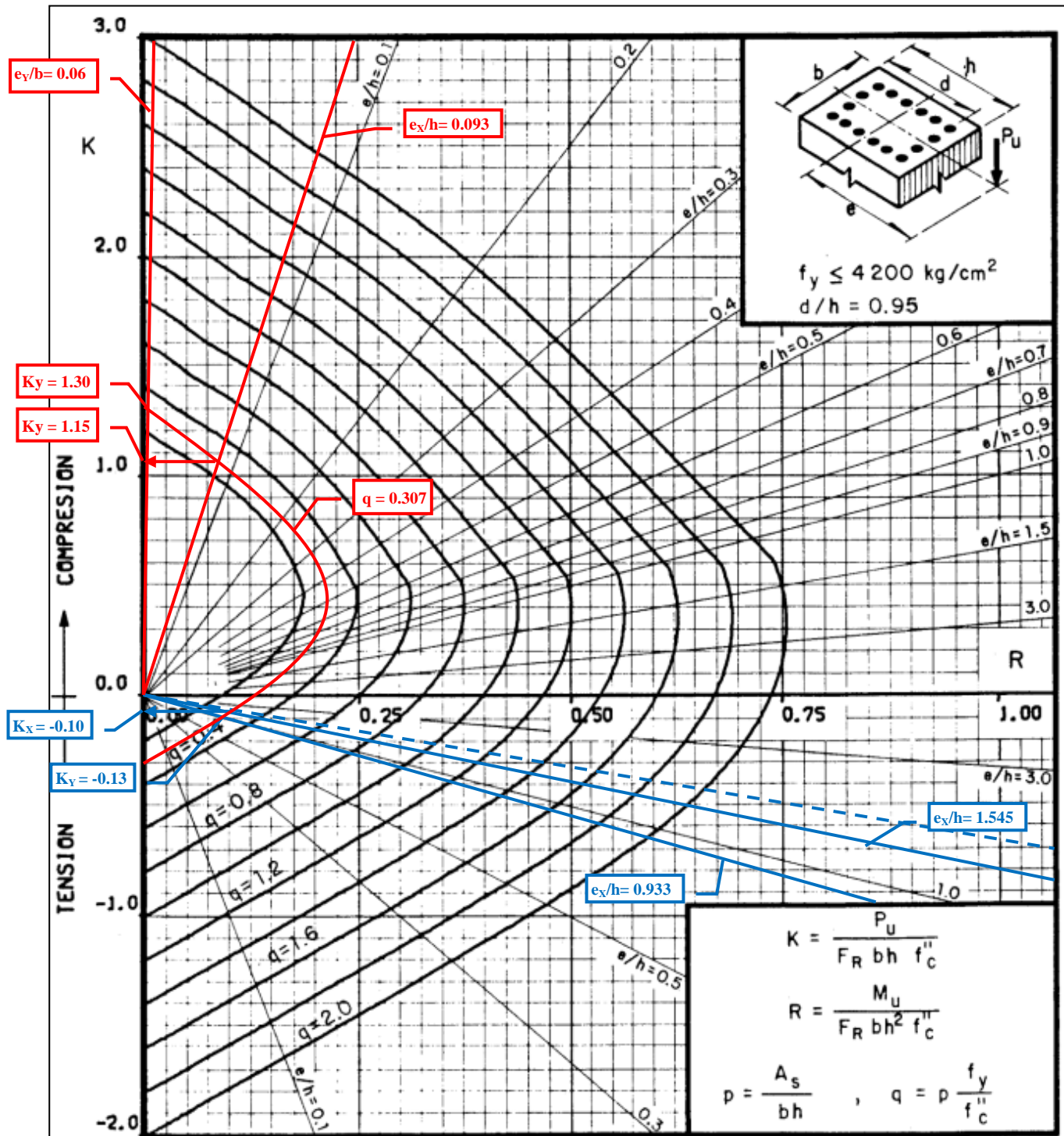
De la expresión de Bresler tenemos lo siguiente:

$$P_R = \left(\frac{1}{P_{RX}} + \frac{1}{P_{RY}} - \frac{1}{P_{R0}} \right)^{-1}$$

$$P_R = \left(\frac{1}{-293.76} + \frac{1}{-381.89} - \frac{1}{3,796.52} \right)^{-1}$$

$$P_R = 159.08 \text{ ton} > P_{u_{Tensión}} = 154.37 \text{ ton}$$

Por lo que cumple con la revisión de flexotensión



A_s = Area total de refuerzo
 $f_c'' = 0.85 f_c^*$, si $f_c^* \leq 280 \text{ kg/cm}^2$; $f_c'' = (1.05 - \frac{f_c^*}{1400}) f_c^*$, si $f_c^* > 280 \text{ kg/cm}^2$
 F_R = Factor de reducción de resistencia
 P_u = Carga axial última
 M_u = Momento flexionante último

Fig 9

Figura 3.13 “Fig 9” (Ref 15) Diagrama de interacción de columnas.

d) Revisión de cortante (acero transversal).

No solo basta con revisar el acero longitudinal que necesita la columna, también es necesario revisar los esfuerzos de cortante ya que en algunos casos llegan a regir nuestro diseño del elemento estructural. A continuación comenzaremos con la revisión de la sección por efectos de cortante para poder especificar el espaciamiento de su refuerzo transversal (estribos).

Para realizar dicha revisión, utilizaremos la sección 2.5 de las NTC-DCEC (Ref. 6) marcando los siguientes puntos:

1. Debido a que nuestra sección transversal es mayor de 70cm, se deberá de reducir la fuerza cortante resistente V_{CR} , por el factor que resulte de la expresión 2.18 de acuerdo al punto 2.5.1 de las NTC-DCEC (Ref. 6), cuyo valor no debe exceder de 1.0 ni ser menor de 0.8.

$$f_1 = 1 - 0.0004(h - 700)$$

Donde:

f_1 Factor de reducción para elementos estructurales mayores a 700mm.

h Dimensión transversal del elemento, paralelo a la fuerza cortante [mm]

En nuestro caso tenemos dimensiones mayores de 70cm, por lo que el factor de reducción será:

$$f_1 = 1 - 0.0004(2000 - 700) = 0.48 < 0.8$$

Por lo tanto se tomara igual a **0.8**.

2. De acuerdo con el punto 2.5.1.3 de las mismas normas, el cortante resistente (V_{CR}) en elementos sujetos a flexión y carga axial se deberán multiplicar por un factor que depende de:

$$Pu < F_R(0.7 f_c^* Ag + 2000As)$$

$$1,437.96 \text{ ton} < 0.8 [0.7 (0.8 \times 300)(200 \times 90) + 2000(268.68)] = 2,849.09 \text{ ton} \quad \therefore \text{Cumple}$$

Por lo que el valor obtenido del cortante del concreto resistente (V_{CR}) se deberá multiplicar por:

$$f_2 = 1 + 0.007 \frac{Pu}{Ag} = 1 + 0.007 \frac{1,437.96}{(90 \times 200)} = 1.087$$

Pu , se considero como el máximo axial en caso gravitacional.

3. Para calcular el cortante que toma el concreto, se tiene que especificar el límite del porcentaje de acero de refuerzo, para poder utilizar la expresión que resulte según sea el caso de las siguientes expresiones descritas en las NTC-DCEC (Ref. 6) en su sección 2.5.1.1.

$$V_{CR} = \begin{cases} 0.3 F_R b d (0.2 + 20p) \sqrt{f_c^*} & , \text{ si } p < 0.015 \\ 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} & , \text{ si } p > 0.015 \end{cases}$$

Para el cálculo del porcentaje de acero en compresión mínima se considerara como la mitad de las varillas entre ambos extremos, por lo que tenemos:

$$p = \frac{\left(\frac{A_s}{A_{TC}}\right)}{2} = \left(\frac{268.68}{200 \times 90}\right) / 2 = 0.0075 < 0.015$$

Por lo que se utilizará la expresión 2.19 de las normas mencionadas, ya que el porcentaje de acero es menor a 0.015.

$$V_{CR} = 0.3 F_R b d (0.2 + 20p) \sqrt{f_c^*} = 0.3(0.8)(90)(200)[0.2 + 20(0.0079)] \sqrt{0.8(300)} =$$

$$V_{CR} = 414.99 \text{ ton}$$

Ahora utilizando los factores f_1 y f_2 , se tiene el valor del concreto resistente efectivo del elemento.

$$V'_{CR} = f_1 f_2 V_{CR} = (0.8)(1.087)(414.99 \text{ ton}) = 365.22 \text{ ton}$$

4. De acuerdo a los elementos mecánicos máximos de cortante, podemos comparar dicho valor de V_{CR} es mayor que los de diseño, por lo que podemos verificar que se cumple con la revisión de cortante.

$$V'_{CR} = 365.22 \text{ ton} > V_{UX} = 156.18 \text{ ton} \quad \therefore \text{Cumple}$$

$$V'_{CR} = 365.22 \text{ ton} > V_{UY} = 76.20 \text{ ton} \quad \therefore \text{Cumple}$$

Dado que cumplimos con la revisión de cortante, la separación de los estribos en las partes centrales de la columna se obtendrán con las separaciones máximas que establecen en la sección 6.2.3.2 de las NTC-DCEC (Ref. 6), las cuales indican lo siguiente:

$$S_1 = S_{\max} = \left\{ \begin{array}{l} \frac{850 d_v \text{ minimo}}{\sqrt{f_y}} = \frac{850(2.54)}{\sqrt{4200}} = 33.3 \text{ cm} \quad \leftarrow \text{Rige} \\ 48 d_{\text{estribo}} = 48(1.27) = 60 \text{ cm} \\ \frac{d_m}{2} = \frac{90}{2} = 45 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Donde:

- $d_v \text{ minimo}$ Diámetro menor del acero de refuerzo longitudinal [cm].
- d_{estribo} Diámetro del acero de refuerzo transversal [cm].
- d_m Dimensión menor de la columna [cm]

La separación de los estribos en la zona de nodos (extremos de la columna), será la mitad de la separación máxima calculada anteriormente, es decir, $S_2 = S_1/2$, y esta separación se mantendrá en una longitud no menor que las siguientes:

$$L_1 \geq \max \left\{ \begin{array}{l} dM = 200 \text{ cm} \\ \frac{H}{6} = \frac{420}{6} = 70 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$600 \text{ mm} = 60 \text{ cm}$$

Donde:

d_M Dimensión mayor de la columna [cm].

H Altura libre de la columna [kg].

Por lo tanto utilizaremos estribos del #4@30 cm en la parte central de la columna y en los extremos tendremos estribos del #4@15 en una longitud de 70 cm (Se tomo 70 porque 200 metros seria casi la mitad de la columna lo cual no es viable), cuyo arreglo esquemático se muestra en la figura 3.14.

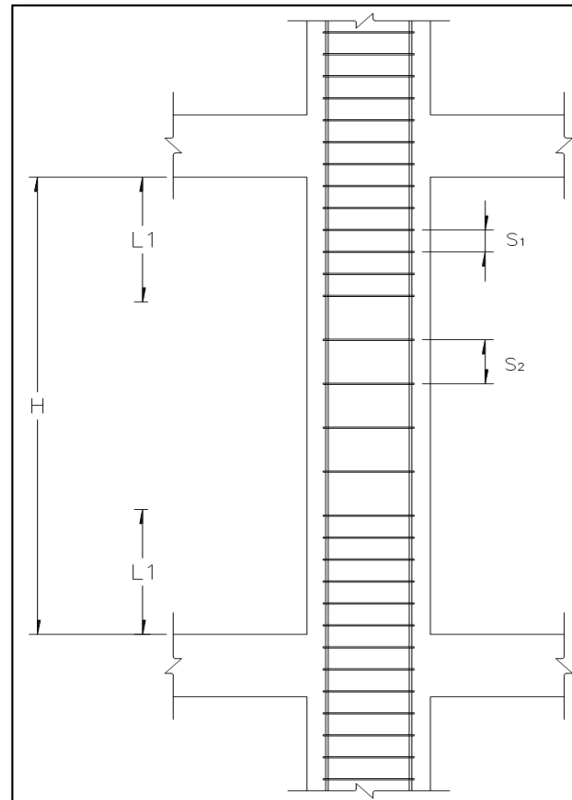


Figura 3.14 Representación de distribución de acero transversal.

Si no se hubiera cumplido con la resistencia al cortante se tendría que obtener la separación de los estribos para que den confinamiento al elemento y así cumplir con la resistencia al cortante. Para el cálculo de la separación de acuerdo a la sección 2.5.2.3 “Separación del refuerzo transversal” de las NTC-DCEC (Ref. 6) se tiene la siguiente expresión:

$$s = \frac{F_R A_v f_y d}{(V_u - V'_{CR})}$$

Donde:

- s Separación del refuerzo transversal [cm].
- F_R Factor de resistencia.
- A_v Área transversal del refuerzo por tensión diagonal [cm²].
- f_y Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo por tensión diagonal [kg/cm²].
- d Peralte efectivo del elemento [cm].
- V_u Cortante de diseño [kg].

V'_{CR} Cortante Resistente [Kg].

3.3 DISEÑO DE TRABE PRINCIPAL

Las trabes o también llamadas vigas, son elementos estructurales que soportan cargas transversales, las cuales se usan generalmente en posición horizontal y quedan sujetas a cargas por gravedad o verticales, sin embargo, existen excepciones como lo son los elementos de cubierta los cuales generan esfuerzos transversales y longitudinales.

Desarrollaremos el cálculo para el diseño de una trabe usando el método LRFD con las consideraciones establecidas en el AISC (Ref. 10), estableciendo un diseño por flujo plástico del elemento considerando los momentos de pandeo de acuerdo a las condiciones de soporte lateral en los patines del elemento.

Prácticamente, el diseño de una viga depende de sus longitudes de soporte lateral, los cuales los podemos identificar en tres zonas, las cuales las especificamos a continuación y podemos ver gráficamente en la figura 3.15.

- **Zona 1, Pandeo Plástico.**- Los momentos pueden alcanzar el momento plástico M_p , y luego desarrollar una capacidad de rotación suficiente para redistribuir los momentos, siempre y cuando la separación entre los soportes laterales no excedan un valor L_p , que depende de las características geométricas y esfuerzo de fluencia de la sección en estudio.
- **Zona 2, Pandeo Inelástico.**- En esta zona, podemos flexionar al miembro sin que se desarrolle la fluencia en todo sus elementos en compresión, antes de que se desarrolle e pandeo, esto ocurre cuando se excede el valor de L_p . La longitud máxima sin soporte lateral con la que aún se puede alcanzar el F_y es el extremo del límite inelástico y se denota por L_r , el cual además de depender de las características geométricas y del esfuerzo de fluencia de la sección, también se involucran los esfuerzos residuales presentes.
- **Zona 3, Pandeo Elástico.**- Si la longitud no soportada lateralmente es mayor al valor de L_r , la sección se pandeará elásticamente antes de que se alcance el esfuerzo de fluencia en cualquier punto.

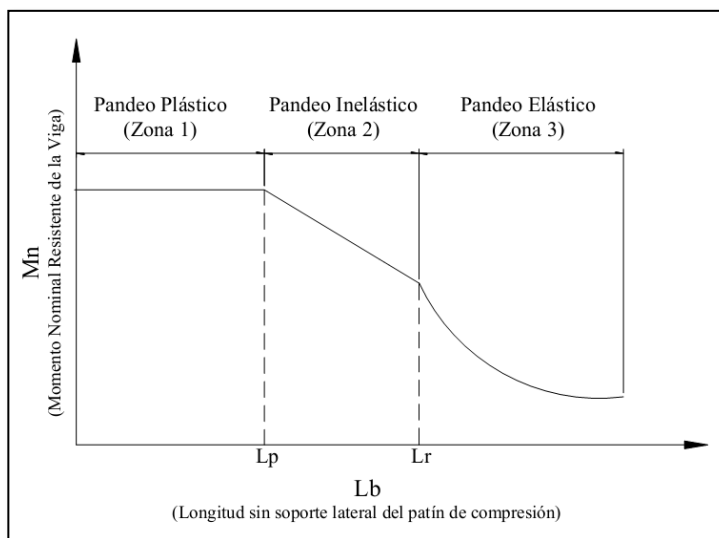


Figura 3.15 Momento nominal en función de la longitud, no soportada lateralmente

de patín en compresión.

Además de la revisión y diseño por los conceptos antes descritos (flexión), es importante revisar los esfuerzos cortantes que se presentaran en el elemento estructural ya que en algunos casos suele regir nuestro diseño.

A continuación se presentará una breve explicación para el diseño de una trabe dependiendo en qué tipo de límite de flexión y cortante se encuentre, de acuerdo a las especificaciones marcadas en el AISC.

1.- Se determina si la sección es compacta o no compacta de acuerdo a los límites ancho-espesor siguientes:

Elemento	λ	λ_p	λ_r
Patín	$\frac{bf}{2tf}$	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Alma	$\frac{h}{tw}$	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.7 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

Tabla 3.1 Relaciones ancho-grueso para secciones tipo I rolladas en caliente.

Donde:

- λ Relación ancho-grueso de la sección en estudio.
- λ_p Límite superior para la categoría de sección compacta.
- λ_r Límite superior para la categoría de no compactas.

Cuando:

- $\lambda \leq \lambda_p$, el patín está continuamente conectado al alma, por lo tanto la sección es compacta.
- $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$, la sección no es compacta.
- $\lambda > \lambda_r$, la sección es muy esbelta.

2.- **Sección compacta**, se deberá de revisar la longitud sin soporte lateral del patín de compresión (Lateral-torsional buckling) mejor conocido como *LTB*, por sus siglas en ingles, teniendo en primer lugar las siguientes definiciones:

- ***L_b*** ; La longitud libre sin arriostramiento del patín en compresión de la sección.
- ***L_p*** ; Longitud donde se considera que la sección comenzará a fallar por pandeo inelástico y está dada por la siguiente expresión:

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$$

- ***L_r*** ; Longitud en la cual se presenta el cambio entre LTB de inelástico a elástico, se obtiene de acuerdo a la siguiente expresión:

$$Lr = 1.95 r_{rs} \frac{E_s}{0.7 Fy} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_0}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{0.7 Fy S_x h_0}{E_s Jc} \right)^2}}$$

Con los conceptos de longitudes descritas anteriormente, el momento nominal será el resultante de acuerdo a los siguientes casos:

- Si $Lb \leq Lp$, no existe pandeo lateral en el patín a compresión, $LTB = 0$, por lo que $Mn = Mp$.
- Si $Lp \leq Lb \leq Lr$, existe pandeo lateral en el patín a compresión inelástico, LTB inelástico y:

$$Mn = C_b \left[Mp - (Mp - 0.7FySx) \left(\frac{Lb - Lp}{Lr - Lp} \right) \right] \leq Mp$$

- Si $Lb > Lr$, existe pandeo lateral en el patín a compresión elástico, LTB elástico y:

$$Mn = F_{cr} S_x \leq Mp$$

Donde:

F_{cr} , es el esfuerzo de pandeo elástico dado por:

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E_s}{(L_b / r_{ts})^2} \sqrt{1 + 0.078 \left(\frac{Jc}{S_x h_0} \right) \left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2}$$

Donde:

- Lb** Longitud sin arriostramiento del elemento, [cm].
- E_s** Modulo de elasticidad del acero, [kg/cm²]
- Cb** Coeficiente de flexión.
- r_{st}^2** $= \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}$
- I_y** Momento de inercia sobre el eje débil de la sección transversal, [cm⁴].
- c** = 1.0, para doble simetría de la secciones (tipo W).
 $= \frac{h_0}{2} \sqrt{\frac{I_y}{C_w}}$, para canales.
- h_0** Distancia entre centroides de patines = d-tf
- J** Momento polar de inercia, [cm⁴].
- Cw** Constante de alabeo [cm⁶], que para secciones I con simetría doble puede tomarse:
 $Cw = \frac{I_y h_0}{4}$

El coeficiente de flexión Cb , este término es un coeficiente de momento que influye en las formulas para tomar en cuenta el efecto de diferentes gradientes de momento sobre el pandeo torsional lateral. El proyectista que dice conservadoramente “yo uso siempre $Cb = 1$ ”, está pasando por alto la posibilidad de lograr ahorros considerables de acero en algunos casos.

El coeficiente de flexión, de acuerdo al AISC en su ecuación F1-1, se calcula de la siguiente manera:

$$C_b = \frac{12.5 M_{Max}}{2.5M_{Max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} R_m \leq 3.0$$

Donde:

- M_{max}** Momento máximo absoluto de la sección analizada (incluyendo extremos)
- M_A** Momento absoluto a un cuarto de la longitud libre sin arriostramiento.
- M_B** Momento absoluto al centro de la longitud libre sin arriostramiento.
- M_C** Momento absoluto a tres cuartos de la longitud libre sin arriostramiento.
- R_m** Factor de simetría de la sección, en el caso de doble simetría (como perfiles W) se tomara igual a 1.0 y para elementos de una sola simetría se calculara como :
- $$= 0.5 + 2 \left(\frac{I_{yc}}{I_y} \right)^2$$
- I_{yc}** Momento de inercia del patín en compresión sobre el eje Y. Para doble simetría se considera $I_{yc} \approx I_y/2$. Para simple simetría I_{yc} es el momento de inercia sobre el patín pequeño.

Se consideran $C_b=1$ a elemento en voladizo y para elementos considerados como simplemente apoyados.

En la figura 3.16 se presentan los casos más generales para un fácil uso de este coeficiente.

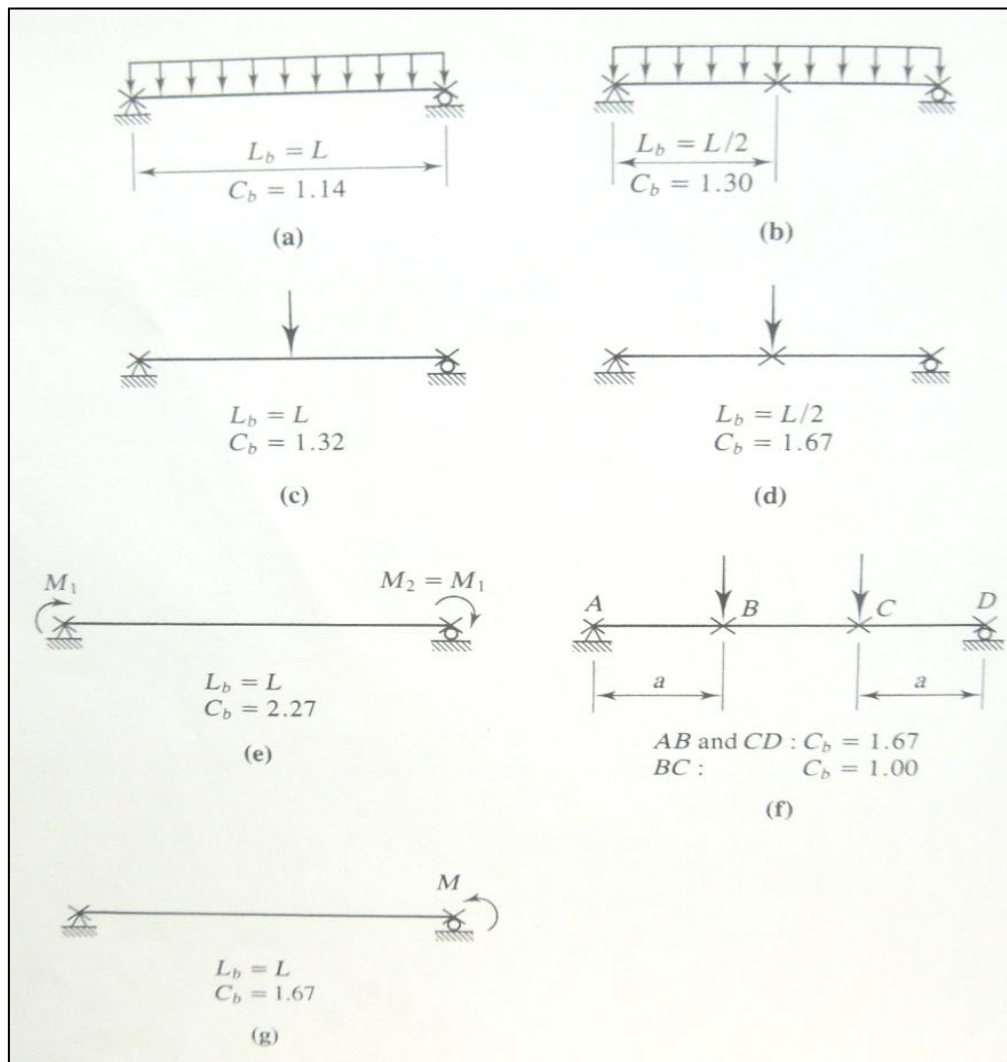


Figura 3.16 Coeficientes de flexión C_b , para algunos casos de elementos estructurales.

3.- **Sección NO compacta**; el esfuerzo nominal deberá ser el más pequeño entre los esfuerzos correspondientes del pandeo local del patín (Flange local buckling, FLB) y el pandeo lateral torsional (Lateral torsional buckling, LTB), como se desglosan a continuación:

a) Pandeo local del patín (FLB) ;

Si $\lambda \leq \lambda_p$, no existe pandeo local en el patín a compresión.

Si $\lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r$, existe pandeo lateral en el patín, de forma no compacta:

$$M_n = M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right)$$

Donde:

$$\lambda = \frac{b_f}{2 t_f} \quad \lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \quad \lambda_r = 1.0 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$$

b) Por pandeo lateral en el patín a compresión (LTB);

Se deberán de revisar en qué tipo de rango cae L_b , de acuerdo a las expresiones desglosadas en el anterior punto 2 del caso de sección compuesta para el caso de pandeo lateral del patín a compresión.

4.-Momento Resistente: una vez clasificado el perfil, sabiendo en qué tipo de zona de la longitud el patín sin arriostamiento (L_b) cae y obtenido el momento nominal correspondiente, el momento resistente será el resultado siguiente:

$$M_R = \phi_b M_n$$

Donde:

- ϕ_b Factor de resistencia por flexión igual a 0.9
- M_n Momento Nominal.

5.-Diseño por cortante: a continuación se presentan los requerimientos para el diseño y/o revisión de esfuerzos cortantes, que de acuerdo a la sección G2.1 de las especificaciones del AISC, el cortante resistente será igual a:

$$V_R = \phi_v V_n$$

$$V_R = \phi_v V_n = \phi_v 0.6 F_y A_w C_v$$

Donde:

- ϕ_v Factor de resistencia igual a 1.0
- V_n Cortante Nominal.
- F_y Esfuerzo de fluencia del perfil.
- A_w Área del alma $\approx d t_w$
- C_v Coeficiente de corte en el alma.

El valor de C_v depende de la fluencia y tipo de pandeo del alma, para secciones W están dados los siguientes límites:

LIMITE	VALORES	TIPO
$\frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$	$C_v = 1.0$	Límite de Fluencia en el alma.
$\frac{h}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{\frac{k_v E_s}{F_y}}$	$C_v = 1.0$	Inestabilidad en el alma.
$1.10 \sqrt{\frac{k_v E_s}{F_y}} \leq \frac{h}{t_w} \leq 1.37 \sqrt{\frac{k_v E_s}{F_y}}$	$C_v = \frac{1.10 \sqrt{(k_v E_s)/F_y}}{h/t_w}$	Pandeo Inelástico.

$\frac{h}{t_w} > 1.37 \sqrt{\frac{k_v E_s}{F_y}}$	$C_v = \frac{1.51 E_s k_v}{(h/t_w)^2 F_y}$	Pandeo Elástico.
---	--	------------------

Tabla 3.2 Límites para la obtención de Cv.

Donde, $k_v = 5$ para almas sin atiesadores y relación $h/t_w \leq 260$.

A continuación se llevará a cabo el diseño de una trabe principal revisada en la sección 3.1 de este escrito, ubicada en el nivel 28 sobre el eje 7 entre B-C, con el propósito de revisar los resultados obtenidos por el modelo matemático.

Al obtener los elementos mecánicos máximos de la viga considerando las combinaciones de diseño, se tienen las siguientes fuerzas máximas para el diseño de la sección:

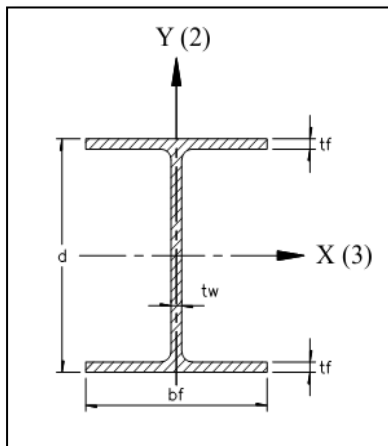
$$M_3 = M_x = -199.929 \text{ ton-m}$$

$$V_2 = V_y = -67.784 \text{ ton}$$

A continuación se anuncian los pasos para poder diseñar y revisar la sección propuesta.

a) Datos de Diseño.

Perfil: **IR 914mm X 201.2Kg/m (W36" X 135 lb/ft).**



$$A_s = 256.1 \text{ cm}^2.$$

$$d = 903 \text{ mm.}$$

$$t_w = 15.2 \text{ mm.}$$

$$b_f = 304 \text{ mm.}$$

$$t_f = 20.1 \text{ mm.}$$

$$r_x = 35.6 \text{ cm.}$$

$$r_y = 6.0 \text{ cm.}$$

$$I_x = 324,659 \text{ cm}^4.$$

$$I_y = 9,365 \text{ cm}^4.$$

$$S_x = 7,194 \text{ cm}^3.$$

$$S_y = 618 \text{ cm}^3.$$

$$Z_x = 8,341 \text{ cm}^3.$$

$$Z_y = 978 \text{ cm}^3.$$

$$J = 291 \text{ cm}^4.$$

$$F_y = 3,515 \text{ kg/cm}^2.$$

$$E_s = 2,039,000 \text{ kg/cm}^2.$$

$$L = 9.52 \text{ m}$$

b) Determinación si la sección es compacta, no compacta o esbelto.

De acuerdo a los rangos de ancho-espesor para definición de sección compacta se tienen los siguientes valores:

Rangos máximos de sección compacta.

$$\lambda_{p1} = 0.38 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{2,039,000}{3515}} = 9.15$$

$$\lambda_{p2} = 3.76 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 3.76 \sqrt{\frac{2,039,000}{3515}} = 90,56$$

Relaciones del perfil:

$$\lambda 1 = \frac{bf}{2tf} = \frac{304}{2(20.1)} = 7.56 < 9.15 \quad \therefore \text{Cumple}$$

$$\lambda 2 = \frac{h}{tw} = \frac{903}{15.2} = 59.40 < 90.56 \quad \therefore \text{Cumple}$$

Por lo tanto la sección **es compacta**.

c) Determinación rangos máximos de longitudes sin arrastramiento L_p y L_r .

Para la longitud L_p :

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 1.76(6.0) \sqrt{\frac{2,039,000}{3515}} = 254.34 \text{ cm} = 2.54\text{m}$$

Para la longitud L_r :

Es necesario el cálculo de las siguientes constantes:

$$h_0 = d - tf = 903 - 20.1 = 882.9\text{mm} = 88.29\text{cm}$$

$$C_w = \frac{I_y h_0^2}{4} = \frac{9,365 (88.29)^2}{4} = 18,250,334.3 \text{ cm}^6$$

Que al compararlo con los valores que establece el AISC en su tabla de propiedades torsionantes, se tiene que $C_w = 68,100 \text{ in}^6 = 18,287,292.51 \text{ cm}^6$ que es muy aproximado.

Esta comparación tiene como propósito que el lector pueda utilizar su criterio de utilizar sus cálculos o los datos del manual.

$$r_{st}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x} = \frac{\sqrt{(9,365)(18,250,334.3)}}{7,194} = 57.46 \text{ cm}^2$$

$$r_{st} = \sqrt{r_{st}^2} = \sqrt{57.46} = 7.581 \text{ cm}$$

Por lo que se tiene lo siguiente:

$$L_r = 1.95 r_{rs} \frac{E_s}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J c}{S_x h_0}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y S_x h_0}{E_s J c} \right)^2}}$$

$$= 1.95 (7.581) \frac{2,039,000}{0.7 (3,515)} \sqrt{\frac{(291)(1.0)}{(7,194)(88.29)}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{0.7 (3,515)(7,194)(88.29)}{(2,039,000)(291)(1.0)} \right)^2}}$$

$$L_r = 737.98 \text{ cm} = 7.38 \text{ m}$$

d) Determinación rangos máximos de longitudes sin arriostamiento L_b

Para la determinación de L_b , ya que la longitud que trazamos en el modelo matemático son a ejes centroidales, se tiene que considerar las dimensiones de los elementos en los extremos, para así tener una longitud efectiva del elemento.

En el caso de la viga que estamos analizando, se tiene una longitud a ejes (L_{ejes}) de 952cm y considerando las columnas con dimensiones de 200 cm y 140 cm a las cuales se está conectando como se muestra en la Figura 3.17, se tiene una longitud real de:

$$L_{real} = L_{ejes} - \Sigma \frac{d_{borde}}{2}$$

Donde:

d_c La distancia de los peraltes o anchos de los elementos a los cuales se conectara la sección analizada.

Por lo que se tiene:

$$L_{real} = L_{ejes} - \Sigma \frac{h}{2} = 952 - \left(\frac{200}{2} \right) - \left(\frac{140}{2} \right) = 782 \text{ cm}$$

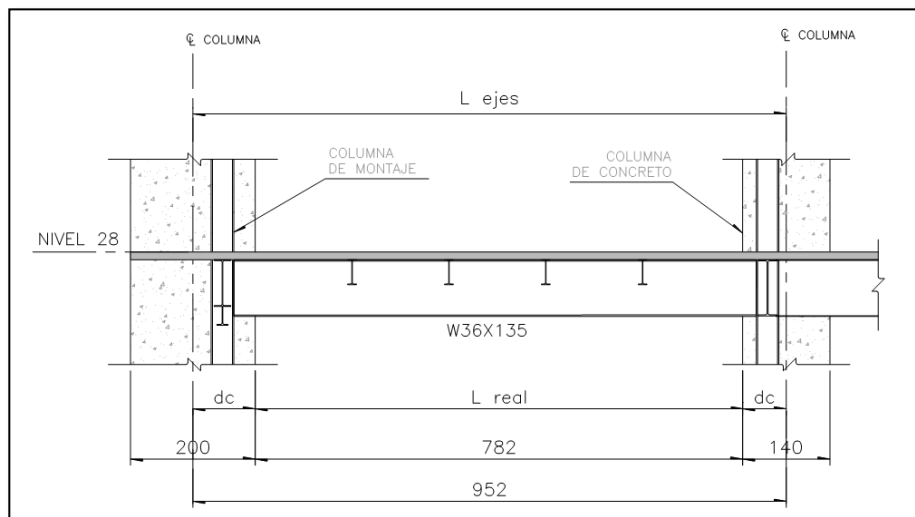


Figura 3.17 Longitud real de la trabe.

Estos cálculos el programa ETABS los hace automáticamente considerando un factor de longitud el cual lo nombra “Unbraced Length Ratio”, el cual sería:

$$f_{Longitud} = \frac{L_{paños}}{L_{ejes}} = \frac{782 \text{ cm}}{952 \text{ cm}} = 0.821$$

Una vez especificado la longitud real de nuestra viga, necesitamos especificar la longitud libre sin arriostamiento del patín a compresión (LTB), mismo que se caracteriza por ser la zona donde el patín

trabajara a compresión, la cual depende del tipo de solicitud de carga que se esté considerando, por ejemplo, en una viga simplemente apoyada con carga distribuida en toda su longitud como en la figura 3.18 , sus patines superiores siempre trabajarán a compresión por lo que $L = Lb$, sin embargo, en una viga considerada empotrada en sus extremos, solo una fracción de toda la longitud de la viga trabajara a compresión, por lo que su longitud sin arriostramiento será $L' = Lb$.

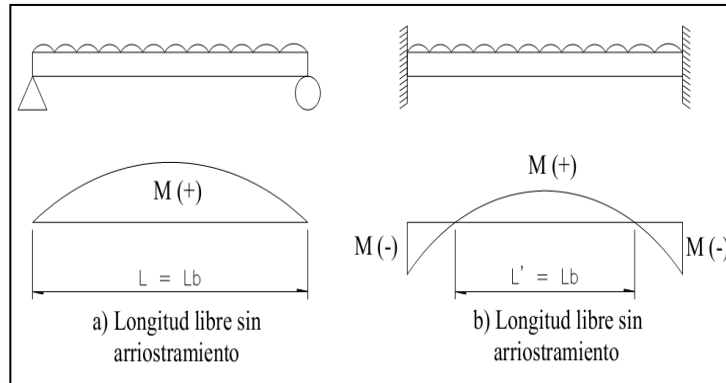


Figura 3.18 Conceptos de longitud sin arriostramiento de patín a compresión.

Para el diseño de nuestra viga, se considera como si estuviera restringida ante el giro en sus extremos, es decir, se encuentra empotrada por lo cual la distancia libre sin arriostramiento del patín en compresión se debe reducir. Utilizando las tablas de diagramas de elementos mecánicos del AISC en su sección 4, se establece que la distancia en la cual el momento es nulo es aproximadamente 0.211 veces la longitud total del claro figura 3.19, por lo que nuestra distancia será la siguiente:

$$Lb = L - 2(0.212 L) = 7.82 - 2[0.211(7.82)] = 4.52 \text{ m}$$

Lo que daría que $Lp < Lb < Lr$, $(2.54\text{m} < 4.52\text{m} < 7.38\text{m})$.

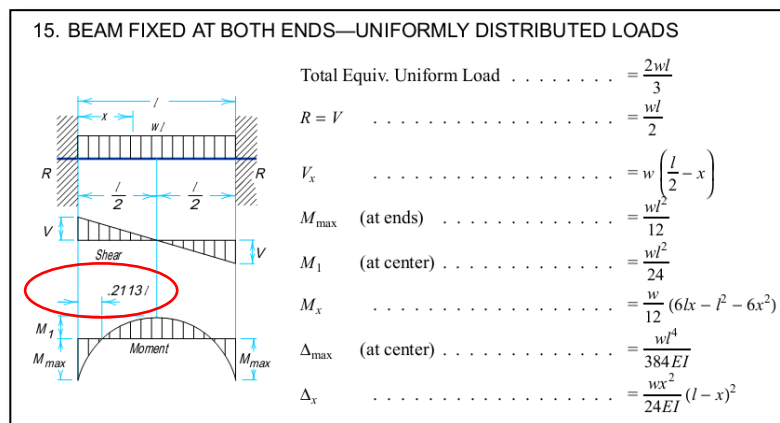


Figura 3.19 Distancia de momento nulo, utilizando diagramas de AISC.

e) Determinación de M_p

Para el momento plástico se tiene:

$$M_p = F_y Z_x = (3,515)(8,341) = 29,318,615 \text{ kg} - \text{cm} = 293.19 \text{ ton} - \text{m}$$

f) Determinación de C_b

Para calcular el coeficiente de flexión (C_b), utilizaremos los diagramas de momentos mecánicos que ofrece el modelo matemático en dicha combinación de análisis, ubicando las distancias para obtener los momentos M_A , M_B y M_C respectivamente.

A continuación se muestran los momentos obtenidos con ayuda del programa ETABS.

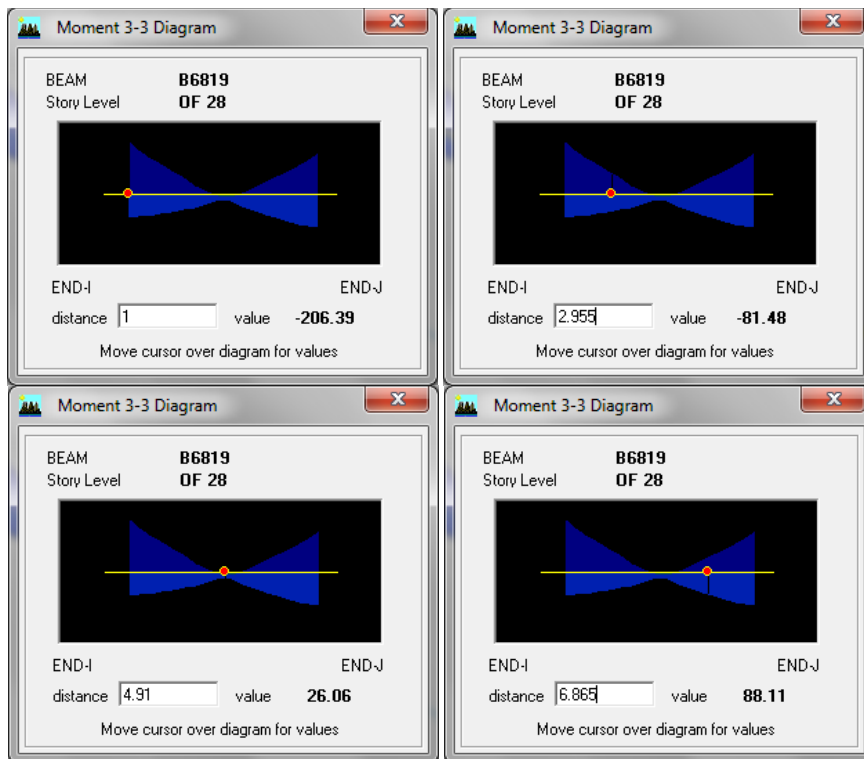


Figura 3.20 Momentos para la obtención de C_b .

En resumen tenemos los siguientes valores:

Concepto	Longitud [m]	Momento [Ton-m]
$M_{máx}$	-	- 206.39
M_A	$\frac{L}{4} = \frac{7.82}{4} = 1.955 + 1$	- 81.48
M_B	$\frac{L}{2} = \frac{7.82}{2} = 3.91 + 1$	26.06
M_C	$\frac{3L}{4} = \frac{3(7.82)}{4} = 5.865 + 1$	88.27

Para el cálculo de C_b tenemos:

$$C_b = \frac{12.5 M_{max}}{2.5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} Rm \leq 3.0$$

$$C_b = \frac{12.5 | - 206.4|}{2.5 | - 206.4| + 3 | - 81.48| + 4 | 26.06| + 3 | 88.27|} (1.0) = 2.28 < 3.0$$

$$Cb = 2.28$$

Que comparado con la figura 3.16 y en el caso del inciso e) por cuestiones de redondeo son similares.

g) Determinación de Mn.

Ya que es sección compacta y se encuentra en el rango inelástico de la longitud libre sin arriostamiento (LTB), para el cálculo del momento nominal se utilizara la siguiente expresión:

$$Mn = Cb \left[Mp - (Mp - 0.7FySx) \left(\frac{Lb - Lp}{Lr - Lp} \right) \right] \leq Mp$$

$$Mn = 2.28 \left[29,318,615 - [29,318,615 - 0.7(3,515)(7,194)] \left(\frac{452 - 254}{738 - 254} \right) \right] =$$

$$Mn = 2.28[245.66 \text{ ton} - m] = 560.1 > Mp$$

$$\therefore Mn = Mp = 293.19 \text{ ton} - m$$

Por lo tanto el momento resistente será:

$$M_R = \phi_b Mn = 0.9(293.19) = 263.87 \text{ ton} - m$$

La interacción es

$$\frac{Mu}{M_R} = \frac{199.93}{263.87} = 0.758 \therefore \text{Cumple}$$

Que corresponde a la desglosada por el programa ETABS en la figura 3.8.

h) Revisión de cortante máximo.

La relación del perfil es:

$$\frac{h}{t_w} = \frac{903}{15.2} = 59.41$$

Para la revisión del tipo de pandeo en el alma y obtención del valor Cv se tienen los siguientes rangos:

$$eq1. \quad 2.24 \sqrt{\frac{E_s}{Fy}} = 2.24 \sqrt{\frac{2,039,000}{3515}} = 53.95$$

$$eq2. \quad 1.10 \sqrt{\frac{k_v E_s}{Fy}} = 1.10 \sqrt{\frac{5.0(2,039,000)}{3515}} = 59.24$$

$$eq3. \quad 1.37 \sqrt{\frac{k_v E_s}{F_y}} = 73.78$$

Por lo que la relación h/t_w cae entre el intervalo de **eq2** < h/t_w < **eq3** por lo que se tendrá el siguiente valor Cv.

$$Cv = \frac{1.10 \sqrt{(k_v E_s)/F_y}}{h/t_w} = \frac{59.24}{59.41} = 0.9971$$

Para el cortante resistente se obtiene de la siguiente manera:

$$V_R = \phi_v V_n = 0.6 F_y A_w C_v = (1.0)(0.6)(3515)(90.3 \times 1.52)(0.9971) = 288,633.4 \text{ kg} = 288.63 \text{ ton.}$$

La interacción quedaría de:

$$\frac{V_u}{V_R} = \frac{67.784}{288.63} = 0.235 \quad \therefore \text{Cumple}$$

Que comparándolos con la figura 3.8, la cual muestra los cálculos del programa son semejantes.

3.4 DISEÑO DE TRABE SECUNDARIA A BASE DE SECCIÓN COMPUESTA

A continuación se presenta el diseño de una viga secundaria que trabaja a sección compuesta con el método LRFD, siendo la principal ventaja de este método que la losa de concreto trabaje a compresión por idealizarse como una viga simplemente apoyada, utilizando así la importante propiedad del concreto.

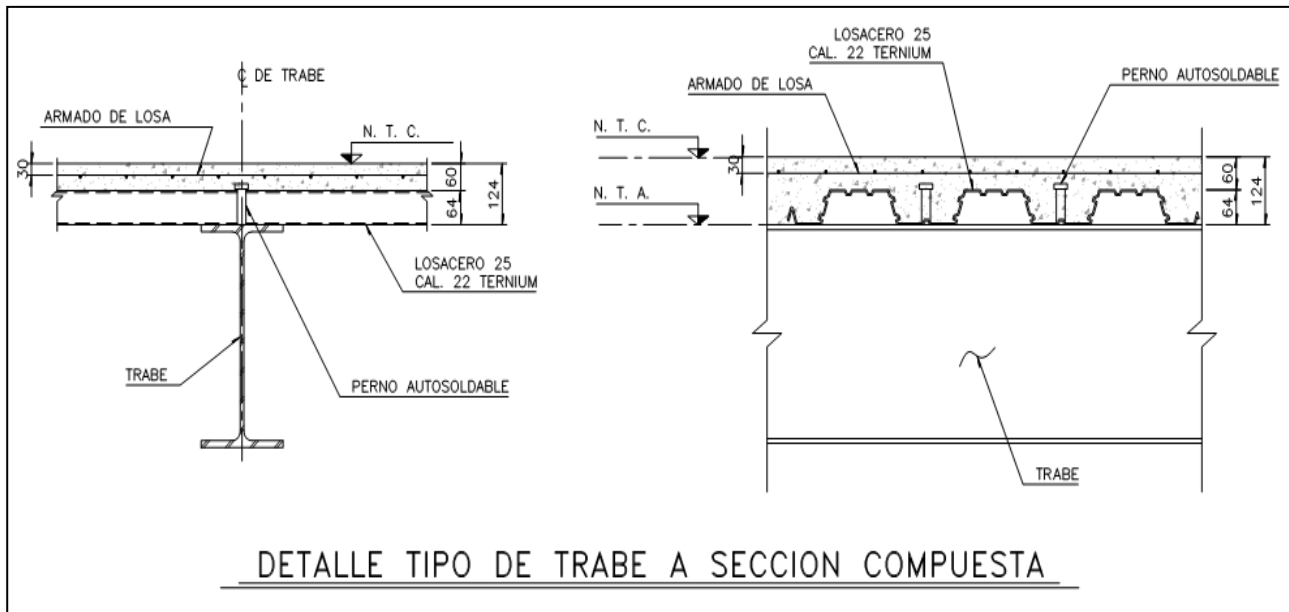


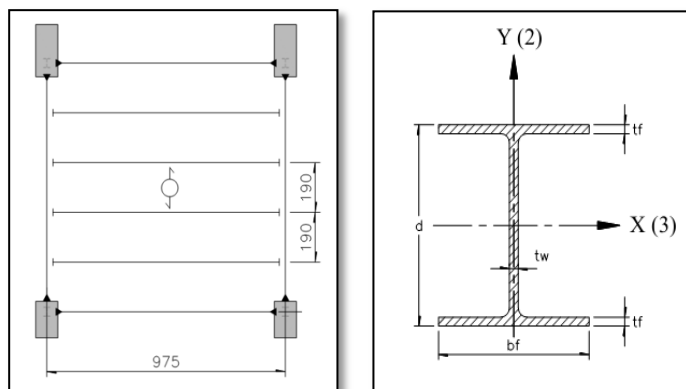
Figura 3.21 Detalles tipo de losacero.

Existen dos métodos constructivos comunes para este sistema de piso: el sistema con apuntalamiento y el sistema sin apuntalamiento, el cual consiste en colocar puntales en la etapa constructiva con el propósito de alcanzar la resistencia adecuada del concreto para considerar el diseño de sección compuesta.

Considerando el diseño de una viga *“sin apuntalamiento”* que se encuentra en nivel 28 de uso de oficinas, se tienen los siguientes datos para su cálculo.

a) Datos de diseño.

Perfil: IR 406mm X 46.2Kg/m (W16” x 31 lb/ft).



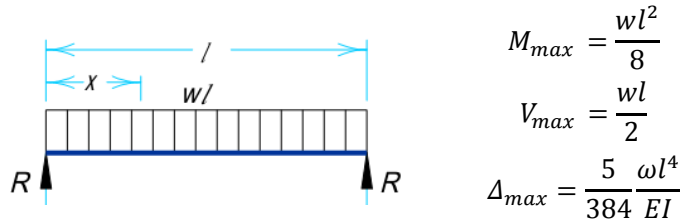
$$\begin{aligned}
 W_{pp} &= 46.2 \text{ kg/m.} & F_y &= 3,515 \text{ kg/cm}^2. \\
 A_s &= 58.8 \text{ cm}^2. & E_s &= 2,039,000 \text{ kg/cm}^2. \\
 d &= 403 \text{ mm.} \\
 t_w &= 7.5 \text{ mm.} & f'_c &= 250 \text{ kg/cm}^2. \\
 b_f &= 140 \text{ mm.} & E_c &= 221,359 \text{ kg/cm}^2. \\
 t_f &= 11.2 \text{ mm.} \\
 I_x &= 15,609 \text{ cm}^4. & L &= 975 \text{ cm.} \\
 S_x &= 773 \text{ cm}^3. & a_{\text{Trib.}} &= 190 \text{ cm.} \\
 Z_x &= 885 \text{ cm}^3.
 \end{aligned}$$

b) Etapa de construcción.

Esta etapa representa la construcción del sistema del entrepiso, por lo que solo se consideran las cargas debidas al peso propio y la carga viva de construcción marcada en la sección 6.1.3 llamada “Cargas vivas transitorias” de las NTC-CADEE (Ref.2).

Cargas Muertas	Losacero Deck 25 calibre 22, capa de compresión c =6 cm.....	240 Kg/m ² .
	Peso propio de la viga secundaria.....	46.2 Kg/m.
Carga Viva	Carga Viva de Construcción.....	150 Kg/m ² .

Revisión de elementos mecánicos como viga simplemente apoyada.



➤ **Revisión de Momentos Resistentes**

Momento último:

$$\omega_i = (240 + 150)1.90m + 46.2 = 787.2 \text{ kg/m} = 0.7872 \text{ ton/m.}$$

$$M_u = FC \left(\frac{\omega_i L^2}{8} \right) = 1.4 \left(\frac{0.7872 \times 9.75^2}{8} \right) = 13.1 \text{ ton - m.}$$

Momento resistente:

De acuerdo al AISC en su ecuación F2-1 (Ref. 10), el momento resistente será igual al momento nominal por un factor de resistencia ($\phi_b=0.9$) quedando la siguiente ecuación:

$$M_R = \phi_b M_n = \phi_b M_p = 0.9 F_y Z_x$$

Donde:

- M_R** Momento resistente [kg-cm]
- M_n** Momento nominal [kg-cm]
- M_p** Momento plástico [kg-cm]
- ϕ_b** =0.90, Factor de resistencia LRFD, para elementos flexión.
- F_y** Esfuerzo de fluencia del perfil [kg/cm²]
- Z_x** Modulo de sección plástico [cm³]

Por lo que tenemos el siguiente momento resistente:

$$M_R = 0.9 (3515)(885) = 2,799,697.5 \text{ kg - cm} = 27.99 \text{ ton - m.}$$

$$\frac{M_u}{M_R} = \frac{12.12}{27.99} = 0.47 \therefore \text{Cumple en la primer etapa.}$$

➤ **Revisión por Deformaciones en Etapa Inicial.**

Recordando la flecha máxima permisible marcada en el reglamento y en la sección 2.2.5.1 de este escrito, se tiene lo siguiente:

$$\delta_{Vperm.} = \frac{L}{240} + 0.5 = \frac{975}{240} + 0.5 = 4.56 \text{ cm}$$

Las flechas por peso propio antes de que el concreto endurezca son:

$$\omega_{CM} = \omega_{losa} + \omega_{viga} = (240)1.90 + 46.2 = 502.2 \text{ kg/m} = 5.022 \text{ kg/cm.}$$

$$\delta_1 = \frac{5}{384} \frac{\omega_{CM} L^4}{E_s I_s} = \frac{5}{384} \frac{(5.022)(975)^4}{(2,039,000)(15,609)} = 1.857 \text{ cm}$$

Las flechas causadas por la etapa de construcción son:

$$\omega_{Const.} = (150)1.90 = 285 \text{ kg/m} = 2.85 \text{ kg/cm}$$

$$\delta_2 = \frac{5}{384} \frac{\omega_{Const.} L^4}{E_s I_s} = \frac{5}{384} \frac{(2.85)(975)^4}{(2,039,000)(15,609)} = 1.054 \text{ cm}$$

La flecha máxima antes de que el concreto endurezca es:

$$\delta_1 + \delta_2 = 1.857 + 1.054 = 2.911 \text{ cm}$$

$$\delta_1 + \delta_2 \leq \delta_{Vperm.} \rightarrow 2.911 \leq 4.56 \text{ cm} \quad \therefore \text{Cumple}$$

c) Etapa Final

En esta etapa constructiva, se considera que el concreto al alcanzar el 75% de su resistencia a los 28 días (o antes al agregar algún tipo de aditivo) ya trabaja como sección compuesta por lo que todas las cargas aplicadas en adelante pueden considerarse como resistidas por tal sección.

Las cargas en esta etapa constructiva son las siguientes:

Cargas Muertas	Losacero Deck 25 calibre 22, capa de compresión c =6 cm.....	240 Kg/m ² .
	Acabados.....	80 Kg/m ² .
	Instalaciones.....	20 Kg/m ² .
	Muros divisorios.....	80 Kg/m ² .
	Sobrecarga por RCDF.....	40 Kg/m ² .
	TOTAL =	460 Kg/m².
Carga Viva	Peso propio de la viga secundaria.....	46.2 Kg/m.
	Carga Viva Máxima.....	250 Kg/m ² .

➤ Revisión por Momentos

Momento último:

$$\omega_S = \omega_{losa+Adicional} + \omega_{CVM} + \omega_{viga}$$

$$\omega_S = (460 + 250)1.9m + 46.2 = 1,395.2 \text{ kg/m} = 1.3952 \text{ ton/m}$$

$$Mu = FC \left(\frac{\omega_S L^2}{8} \right) = 1.4 \left(\frac{1.3952 \times 9.75^2}{8} \right) = 23.21 \text{ ton} - m.$$

Momento resistente:

A continuación se siguen los pasos necesarios para el cálculo del momento resistente de la sección compuesta utilizando las especificaciones del AISC.

- **Ancho Efectivo (b_e)**

De acuerdo a especificaciones del AISC (Sección I3), el ancho efectivo de la losa de concreto (b_e), tomado en un solo lado sobre el eje de la trabe, será el menor de los siguientes valores:

- 1) $D =$ un octavo del claro de la viga ($L/8$), medido entre centros de apoyo.
- 2) $D =$ un medio de la distancia entre vigas ($a/2$), medida entre centros de líneas.
- 3) $D' =$ la distancia del centro de la viga al borde de la losa (aplicable solo a vigas de borde).

En conclusión, los anchos efectivos totales será el menor de las siguientes cantidades:

- 1) $b_e =$ Un cuarto de la longitud del claro ($L/4$).
- 2) $b_e =$ La separación entre los centros de las vigas (a).
- 3) $b_e' =$ La distancia del borde de la losa a la mitad del ancho tributario (aplicable solo a vigas de borde).

Lo anterior lo podemos ver en la siguiente figura.

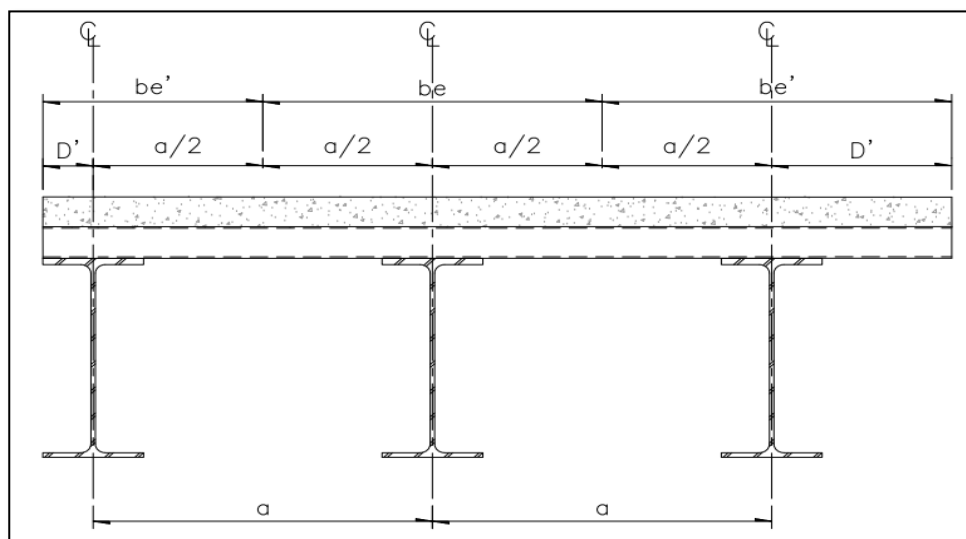


Figura 3.22 Anchos efectivos “ b_e ”.

Existen normativas como ASSHTO o IMCA que consideran las siguientes limitaciones para la elección del ancho efectivo, tomando el valor mínimo correspondiente según sea el caso.

Viga interior.

- 1) $b_e = 1/4$ claro de la viga
- 2) $b_e = 12$ veces el espesor mínimo de la losa (ASSHTO), 8 veces el espesor de la losa (IMCA).
- 3) $b_e =$ distancia entre centros de las vigas.

Viga de borde.

- 1) $b_e' = 1/12$ claro de la viga.
- 2) $b_e' = 6$ veces el espesor de la losa.
- 3) $b_e' = 1/2$ de la distancia libre al eje de la viga adyacente.

De acuerdo a nuestro cálculo, al ser una viga interior se tiene lo siguiente:

$$b_e = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{4} = \frac{975}{4} = 243.75cm \\ \text{Separación entre vigas, } a = 190 cm \end{array} \right. \quad \leftarrow \text{Rige}$$

Por lo que rige el ancho de $b_e = 190cm$.

- **Calculo de Momento Nominal.**

La capacidad nominal por momento de las secciones compuestas supone que la sección de acero durante la falla está totalmente plastificada y que una parte de la losa de concreto (zona de compresión) tiene esfuerzos iguales a $0.85 f'_c$, que se extiende desde la parte superior de la losa hasta una profundidad que puede ser igual o menor que el espesor total de la losa. Si cualquier parte de la losa está en la zona de tensión, está se supondrá agrietada e incapaz de soportar esfuerzos.

Para esto, el eje neutro plástico (ENP) puede caer en la losa, en el patín de la viga de acero o en su alma, como se muestra en la figura 3.23.

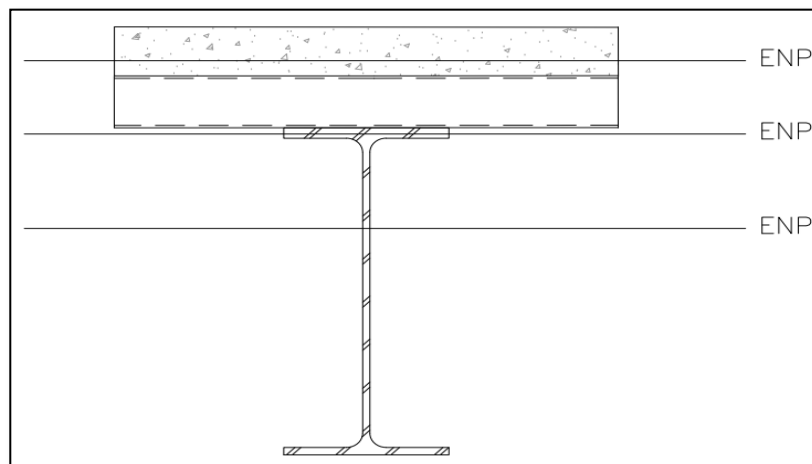


Figura 3.23 Localización del Eje Neutro Plástico (ENP).

En cada caso, se encuentra la capacidad por momento nominal al calcular el momento del par de fuerzas por las resultantes de compresión y de tensión. Para determinar cuál de los tres casos gobierna se utiliza la menor de las resultantes de compresión.

- a) $T = A_s F_y$
- b) $C = 0.85 f'_c A_c$
- c) ΣQ_n

Donde:

- A_s Área transversal del perfil de acero, [cm²]
- F_y Esfuerzo de fluencia del perfil [kg/cm²]
- f'_c Resistencia a la compresión del concreto a los 28 días, [kg/cm²]
- A_c Área transversal del concreto ($A_c = tb$), [cm²]
- Q_n Resistencia total de los conectores de cortante, [Kg]

A continuación se muestra el esquema de esfuerzos generales que participan para la obtención del momento nominal.

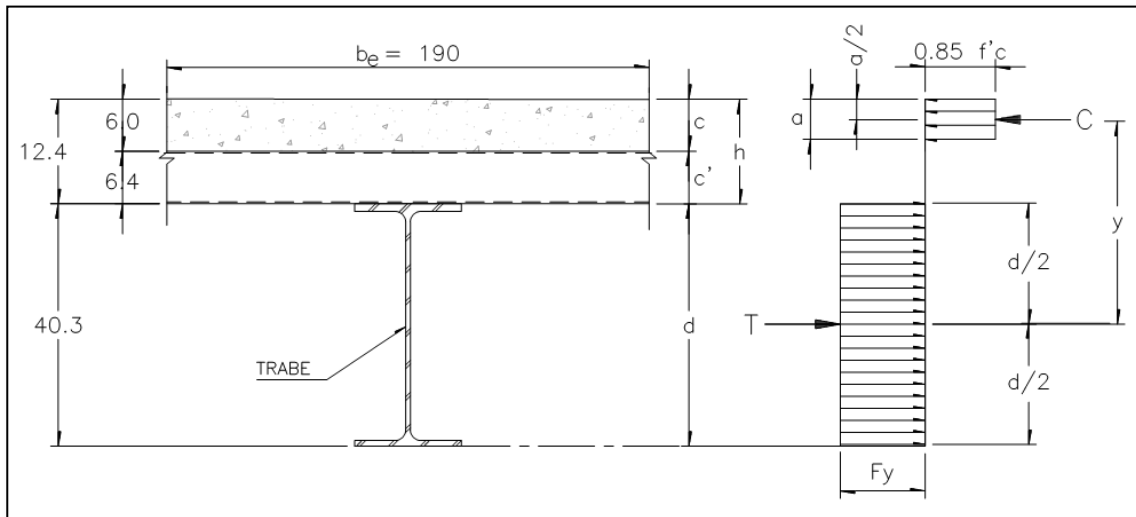


Figura 3.24 Bloques de esfuerzos en sección compuesta.

En nuestro caso tenemos las siguientes fuerzas de compresión:

$$C = \min \left\{ \begin{array}{l} T = A_s F_y = (58.8)(3,515) = 206,682 \text{ Kg.} \\ C = 0.85 f'_c A_c = 0.85 (250)(6 \times 190) = 242,250 \text{ Kg.} \end{array} \right.$$

El valor que rige es el que se genera por el perfil de acero, por lo tanto se usara $C = 206,682 \text{ Kg.}$

El valor de “a” de la figura 3.24 puede obtenerse considerando que la tensión total de la sección de acero se iguala a la compresión total en la losa:

$$C = 0.85 f'_c a b_e \quad \rightarrow \quad a = \frac{C}{0.85 f'_c b_e}$$

Si “ a ” es igual o menor que el espesor de la losa “ t ”, el eje neutro plástico (ENP) recae en la losa y la capacidad por momento plástico o nominal de la sección compuesta se puede expresar como la tensión total “ T ” o la compresión “ C ”, multiplicada por la distancia entre sus ejes de gravedad.

En nuestro caso tenemos que:

$$a = \frac{C}{0.85 f'_c b_e} = \frac{206,882}{0.85 (250)(190)} = 5.12 \text{ cm} < 6 \text{ cm} \quad \therefore \text{Cae dentro de la losa de concreto.}$$

$$y = \frac{d}{2} + h - \frac{a}{2} = \frac{40.3}{2} + 12.4 - \frac{5.12}{2} = 29.99 \text{ cm}$$

Por lo que el momento nominal será:

$$M_n = C y = 206,882 (29.99) = 6,204,391.2 \text{ kg} - \text{cm} = 62.04 \text{ ton} - \text{m}$$

Y el momento resistente:

$$M_R = \phi_b M_n = 0.9(62.04) = 55.84 \text{ ton} - \text{m}$$

La interacción del perfil será:

$$\frac{M_u}{M_R} = \frac{23.21}{55.84} = 0.42 \quad \therefore \text{Cumple}$$

En el caso de que el valor de “ a ” fuera mayor que el de la losa “ h ”, el ENP caería sobre el patín o sobre el alma del perfil de acero. El límite para saber en dónde cae el ENP es cuando se supone completo el esfuerzo del patín a compresión, por lo que se tiene la fuerza de compresión y de tensión respectivamente serán:

$$C_T = C + C_s = 0.85 f'_c (b_e c) + F_y A_f$$

$$T = F_y (A_s - A_f)$$

Donde:

- A_f Área transversal del patín del perfil de acero, ($A_f = b_f \times t_f$), [cm²]
- c Espesor de la capa de compresión de los acero, [cm]

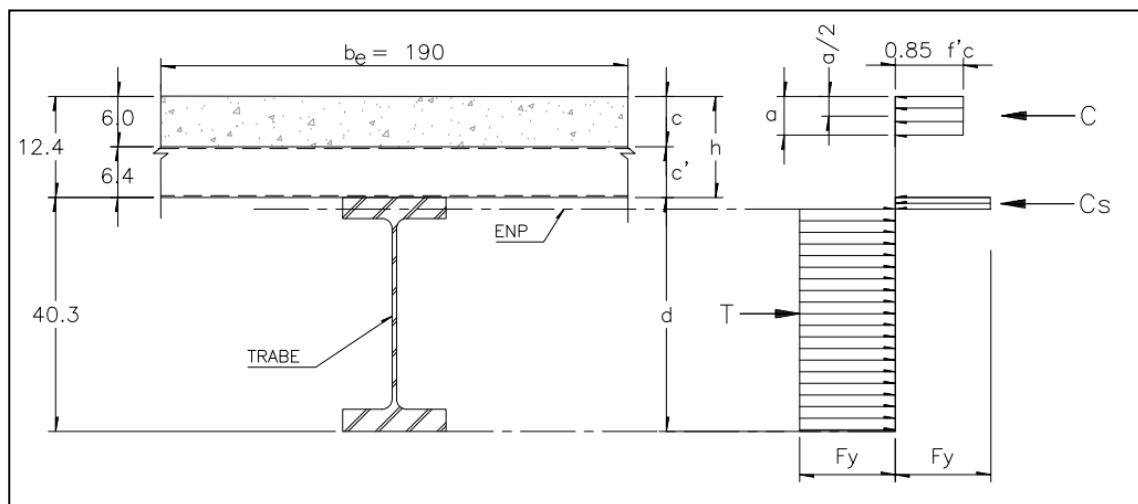


Figura 3.25 Bloques de esfuerzos en sección compuesta con fuerza de compresión en el patín.

De las fuerzas anteriores se puede resumir lo siguiente:

- Si $C > T$, el ENP estará en el patín del perfil.
- Si $C < T$, el ENP quedará dentro del alma del perfil.

Continuaremos con la revisión de los conectores de cortante, para verificar si cumplen con ser mayores al valor de compresión C , de no ser así, tendremos que localizar el ENP y con ello obtener el momento plástico resistente.

✦ Revisión de Conectores a Cortante.

De las especificaciones del AISC en su ecuación I3-3 especifican los valores de la resistencia de los conectores a cortante, los cuales abarcan desde el punto en que el momento es cero (extremo de la viga) al momento máximo (centro del claro), por lo que el número de conectores deberá duplicarse para obtener los conectores en todo lo largo de la viga.

La resistencia nominal de cada conector, antes descrito, está dada por la siguiente expresión:

$$Q_n = 0.5 A_{SC} \sqrt{f'_c E_c} \leq R_g R_p A_{SC} F_u$$

Donde:

Q_n	Esfuerzo nominal de cortante por cada conector [kg]
A_{SC}	Área transversal del conector [cm^2]
f'_c	Esfuerzo de compresión del concreto a los 28 días. [kg/cm^2]
E_c	Modulo de Elasticidad de concreto [kg/cm^2]
F_u	Esfuerzo mínimo de tensión del conector. [kg/cm^2]
R_g	Factor que depende de número de pernos conectados al patín.
R_p	Factor que depende del tipo de losa utilizada.

Los factores R_g y R_p son los siguientes:

$R_g =$	1.0, para un conector por valle. 0.85, para dos conectores por valle. 0.7, para tres o más conectores por valle.
$R_p =$	1.0, para conectores soldados directamente sobre el patín (sin losacero) 0.6, para conectores soldados sobre losacero.

Los conectores deben ser los suficientes para resistir la fuerza cortante horizontal, “ C ” causante del mayor esfuerzo en el concreto. Nosotros llamaremos a esta fuerza para el caso de los conectores V' .

De acuerdo con lo anterior, para el cálculo de los conectores es el siguiente:

Tendremos una fuerza horizontal de $C = V' = 206,682 \text{ Kg}$.

Utilizando el perno comercial $\phi 19\text{mm} \times 102$ (cuyas especificaciones del AISC I3.2.c marcan este diámetro como máximo), tendrá un área transversal de $A_{SC} = 2.84 \text{ cm}^2$ por cada uno.

En el manual mas reciente del AISC (Ref. 10) especifica un esfuerzo de tensión del conector de $F_u=4,570 \text{ kg/cm}^2$, mientras que en las NTC-DCEA (Ref. 5) especifica su valor de $F_u=4220 \text{ kg/cm}^2$, en este documento utilizaremos el valor dado por el manual del AISC.

Utilizando concreto con una resistencia de $f'_c=250 \text{ kg/cm}^2$, el modulo de elasticidad será el siguiente:

$$E_c = 14,000\sqrt{f'_c} = 14,000\sqrt{250} = 221359.44 \text{ kg/cm}^2$$

Para el cálculo del cortante resistente, se utilizará $R_g = 1.0$ y $R_p = 0.6$ al considerarse que los conectores se apoyan sobre la lamina de losacero.

Se tiene el siguiente esfuerzo nominal por cada conector:

$$Q_n = 0.5 A_{SC}\sqrt{f'_c E_c} = 0.5 (2.84)\sqrt{250 (221359.44)} = 10,600.7 \text{ kg}$$

$$Q_n = R_g R_p A_{SC} F_u = 1.0(0.6)(2.85)(4,570) = 7,814.7 \text{ kg}$$

Por lo que utilizaremos $Q_n = 7,814.7 \text{ kg}$.

El número de conectores requeridos por la mitad del claro serán:

$$\#Conectores = \frac{V'}{Q_n} = \frac{206,682}{7,814.7} = 26.4$$

Por lo que usaremos 27 conectores a mitad del claro, suponiendo que la carga es linealmente repartida, esto hace que los esfuerzos sean simétricos, por lo que tendremos en total 54 conectores.

La losacero Ternium utilizada (figura 2.8) tiene distancias entre valle de @ 30.48 cm, dado que la losacero está en sentido ortogonal a la viga, el máximo de espacios que se pueden utilizar son:

$$\frac{\text{Claro}}{\text{Separacion entre valles}} = \frac{950}{30.48} = 31.16 \text{ espacios} < 54 \text{ conectores}$$

Por lo que, utilizaremos 30 conectores a lo largo de todo el claro, teniendo 15 en cada mitad del claro por lo que tendremos la siguiente fuerza cortante resistida por los conectores:

$$V' = \Sigma Q_n = 15 \text{pz} (7,814.7 \text{ kg}) = 117,220.5 \text{ kg}$$

Lo que hace que sea menor al valor de C, es decir:

$$\Sigma Q_n = 117,220.5 \text{ kg} < C = 206,682 \text{ kg}$$

$$\therefore C = V' = 117,220.5 \text{ kg}$$

Por lo que se deberá que revisar de nueva cuenta la localización del ENP, cumpliendo que el cortante máximo a transmitir es el resultante al resistido por los conectores.

Considerando que cae dentro del patín, la fuerza de compresión y de tensión como ya se había descrito son las siguientes:

$$C = 0.85 f'_c (b_e c) + F_y A_f = 0.85(250)(190 \times 6) + (3,515)(14 \times 1.12) = 297,365.2 \text{ kg}$$

$$T = F_y (A_s - A_f) = 3,515 [58.8 - (14 \times 1.12)] = 151,566.8 \text{ kg}$$

$$\therefore C = 297,365.2 \text{ kg} > T = 151,566.8 \text{ kg}$$

Debido a que $C > T$, el ENP cae dentro del patín, a continuación se desglosan los cálculos necesarios para la localización del ENP para la obtención del momento resistente.

Para la localización del ENP dentro del patín como la distancia t' , medida desde la parte superior del patín, teniendo en cuenta el interfaz de las fuerzas T , C_s y V' como a continuación se muestra:

$$T - C_s = V'$$

$$(F_y A_s - F_y b_f t') - F_y b_f t' = V'$$

Resolviendo para la distancia t' , se tiene lo siguiente:

$$t' = \frac{F_y A_s - V'}{2 F_y b_f}$$

$$t' = \frac{(3,515)(58.8) - 117,220.5}{2 (3,515)(14)} = 0.91 \text{ cm}$$

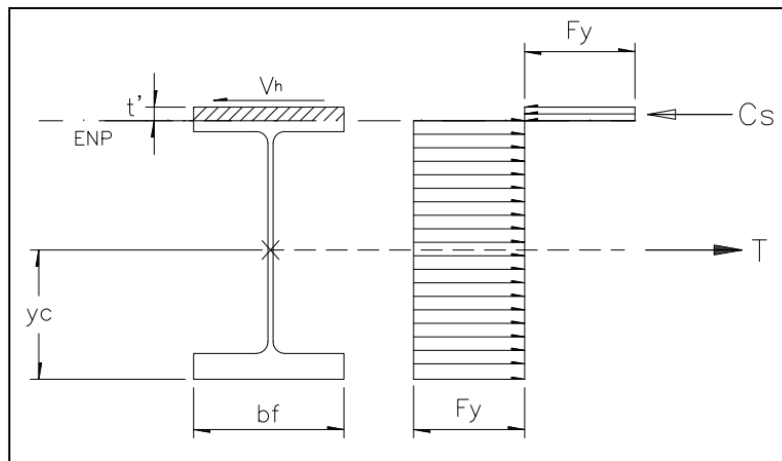


Figura 3.26 Localización de ENP.

Una vez localizado el ENP, para calcular el momento nominal se necesita localizar el eje centroidal de la nueva sección de tensión de acero, esto al considerar que una sección del perfil de acero trabajara a compresión, por lo que se tiene el siguiente calculo:

Componente	Área [cm ²]	\bar{y} [cm]	$Q = A \bar{y}$ [cm ³]
W16X31	58.8	40.3/2 = 20.15	1,184.82
Parte de Patín	-0.91(14) = -12.74	40.3 - 0.91/2 = 39.845	-507.63
Suma $\Sigma =$	46.06		677.19

$$y_c = \frac{\Sigma A \bar{y}}{\Sigma A} = \frac{677.19}{46.06} = 14.70 \text{ cm}$$

Para conocer la distancia “a” del bloque de esfuerzos de compresión en el concreto, se utiliza la siguiente expresión:

$$a = \frac{C = V'}{0.85 f'_c b_e} = \frac{117,220.5}{0.85 (250)(190)} = 2.903 \text{ cm}$$

Para el calculo del momento nominal, tomando momentos de compresion alrededor de la fuerza de tension tenemos lo siguiente:

$$M_n = C d_1 + C_s d_2$$

Donde

- C** Fuerza de compresión en zona de concreto [kg]
- C_s** Fuerza de compresión en zona de patín de acero (t' bf), [kg]
- d₁** Brazo de palanca de la fuerza de compresión C, [cm]
- d₂** Brazo de palanca de la fuerza de compresión de sección de patín C_s, [cm]

Los brazos de palanca d₁ y d₂ de cada fuerza de compresión son los siguientes:

$$d_1 = (d + c' + c) - y_c - \frac{a}{2} = (40.3 + 6.4 + 6) - 14.70 - \frac{2.903}{2} = 36.55 \text{ cm.}$$

$$d_2 = d - y_c - \frac{t'}{2} = 40.3 - 14.70 - \frac{0.91}{2} = 25.15 \text{ cm.}$$

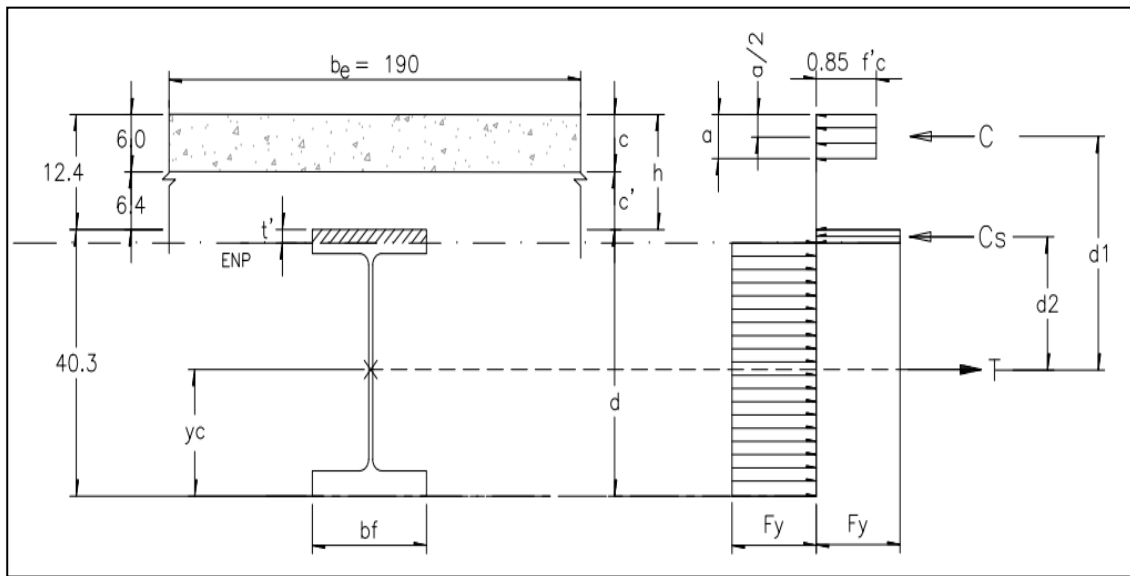


Figura 3.27 Localización de brazos de palanca para obtención de momento nominal.

Por lo que tendremos el momento nominal siguiente:

$$M_n = C d_1 + C_s d_2$$

$$M_n = (117,220.5)(36.55) + [0.48(14)(3,515)](25.15) = 4,878,472.4 \text{ kg} - \text{cm} = 48.78 \text{ ton} - \text{m}$$

Y el momento resistente:

$$M_R = \phi_b M_n = 0.9(48.78) = 43.91 \text{ ton} - m$$

La interacción del perfil será:

$$\frac{M_u}{M_R} = \frac{23.21}{43.91} = 0.53 \quad \therefore \text{Cumple}$$

➤ Revisión por Cortante

El cortante último esta dado por la reacción:

$$V_u = FC \left(\frac{\omega_s L}{2} \right) = 1.4 \left(\frac{1.3952 (9.75)}{2} \right) = 9.52 \text{ ton}$$

Siguiendo las mismas especificaciones de diseño de cortante descritas en la sección 3.3 “Diseño de trabe Principal” de este escrito se tiene lo siguiente:

El valor de C_v depende de la fluencia y tipo de pandeo del alma, de acuerdo a lo anterior, se tienen los siguientes valores:

Limite de:

$$2.24 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 2.24 \sqrt{\frac{2,039,000}{3,515}} = 53.95$$

Relación del perfil:

$$\frac{h}{t_w} = \frac{403}{7.5} = 53.73$$

La relaciones largo-ancho del alma cae dentro de los valores para una alma inestable, por lo tanto se utilizará $C_v = 1.0$.

El cortante resistente será:

$$V_R = \phi_v V_n = \phi_v 0.6 F_y A_w C_v = (1.0)(0.6)(3,515)(40.3 \times 0.75)(1.0) = 63,744.5 \text{ kg} = 63.74 \text{ ton}.$$

La interacción quedaría de:

$$\frac{V_u}{V_R} = \frac{9.52}{63.74} = 0.15 \quad \therefore \text{Cumple}$$

➤ Revisión por Desplazamientos en Etapa Final.

Para la obtención de los desplazamientos en esta etapa es importante obtener las propiedades geométricas de la sección compuesta (trabe metálica-losa de concreto), dichos cálculos se presentan a continuación.

La relación de módulos de elasticidad será:

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2,039,000}{221,359.44} = 9.22$$

El ancho equivalente (b_n) de concreto será:

$$n = \frac{b_e}{b_n} \rightarrow b_n = \frac{b_e}{n}$$

$$b_n = \frac{190}{9.22} = 20.61 \text{ cm}$$

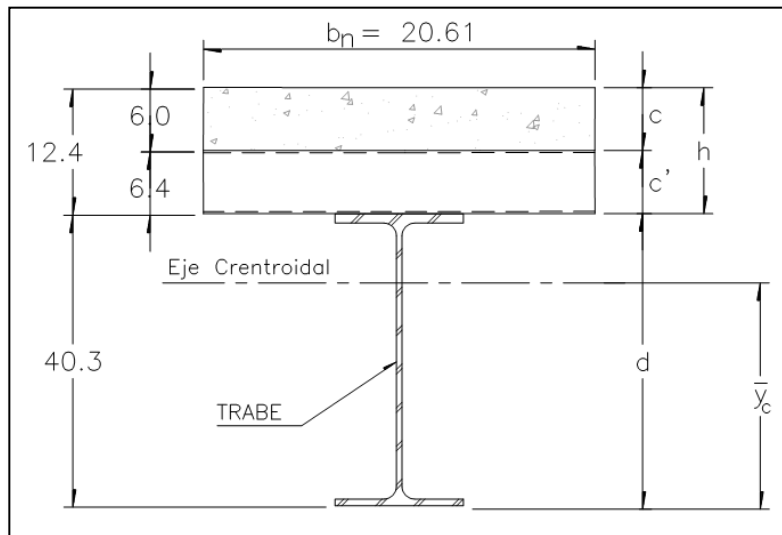


Figura 3.28 Geometría general de la sección transformada.

Para la localización del eje centroidal de la sección transformada se tienen los siguientes datos:

$$\bar{y}_c = \frac{[(As) \left(\frac{d}{2}\right)] + [(b_n c) (d + c' + \frac{c}{2})]}{As (b_n c)}$$

$$\bar{y}_c = \frac{[(58.8)(40.8/2)] + [(20.61 \times 6)(40.3 + 6.4 + 6/2)]}{58.8 (20.61 \times 6)} = 40.26 \text{ cm}$$

Para el momento de inercia de la sección transformada se tiene:

$$I_{X \text{ Total}} = I_{X \text{ Acero}} + I_{X \text{ Concreto}}$$

$$I_{X \text{ Total}} = \left[I_x + As \left(\bar{y}_c - \frac{d}{2} \right)^2 \right] + \left\{ \left(\frac{b_n c^3}{12} \right) + (b_n c) \left[\left(d + c' + \frac{c}{2} \right) - \bar{y}_c \right]^2 \right\}$$

$$= \left[(15,609) + (58.8) \left(40.26 - \frac{40.3}{2} \right)^2 \right] + \left\{ \left(\frac{20.61 (6.0)^3}{12} \right) + (20.61 \times 6.0) \left[\left(40.3 + 6.4 + \frac{6.0}{2} \right) - 40.26 \right]^2 \right\}$$

$$I_{X \text{ Total}} = 39,388 + 11,390 = 50,778.8 \text{ cm}^4$$

Cuando se trabaja en sección compuesta, se debe reducir el momento de inercia de acuerdo a la ecuación C-13-3 del AISC:

$$I_{Eff} = I_s + \sqrt{\frac{\Sigma Qn}{Cf}} (I_{Tr} - I_s)$$

Donde:

- I_{Eff} Momento de Inercia efectivo [cm^4]
- I_s Momento de Inercia de la sección de acero [cm^4]
- I_{Tr} Momento de Inercia de la sección transformada [cm^4]
- ΣQn La fuerza actuante de compresión en sección compuesta [kg]
- Cf Fuerza de compresión en el concreto para la condición completamente compuesta (el menor de los valores de $A_s F_y$ y $0.85 f'_c A_c$.)

La expresión anterior no es aplicable cuando la relación de $\Sigma Qn/Cf$ sea menor de 0.25.

$$\frac{\Sigma Qn}{Cf} = \frac{117,220.5}{206,682} = 0.567 > 0.25 \quad \therefore \text{Si cumple.}$$

Por lo que el momento de inercia efectivo será:}

$$I_{Eff} = 15,609 + \sqrt{\frac{117,220.5}{206,682}} (50,778.8 - 15,609) = 53,838.57 \text{ cm}^4$$

La flecha causada por las cargas vivas máximas ya trabajando como sección compuesta es la siguiente:

$$\omega_{CVM} = (250)1.90 = 475 \text{ kg/m} = 4.75 \text{ kg/cm.}$$

$$\delta_3 = \frac{5}{384} \frac{\omega_{CVM} L^4}{E_s I_{Eff}} = \frac{5}{384} \frac{(4.75)(975)^4}{(2,039,000)(53,838.57)} = 0.51 \text{ cm}$$

La flecha máxima ya en etapa de servicio o flecha máxima será:

$$\delta_{M\acute{a}x} = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 = 1.857 + 1.054 + 0.51 = 3.42 \text{ cm}$$

$$\delta_{M\acute{a}x} \leq \delta_{Vperm.} \rightarrow 3.42 \leq 4.56 \text{ cm} \quad \therefore \text{Cumple}$$

Su interacción en estados de servicio es:

$$\frac{\delta_{M\acute{a}x}}{\delta_{Vperm.}} = \frac{3.42}{4.56} = 0.75$$

Con esto podemos verificamos que la sección cumple con estados de falla y de servicio, sin embargo, se recomienda revisar las condiciones de servicio como primer paso y posterior a ello las de falla, ya que las interacciones de las deformaciones son mayores a las de resistencia del elemento.

3.5 DISEÑO DE CONTRAVENTEEO.

El contraventeo es un elemento estructural de suma importancia principalmente para las edificaciones altas, esto debido a que es el mejor método teórico y económicamente hablando para contrarrestar los desplazamientos laterales ocasionados por efectos accidentales (principalmente los ocasionados por sismos). Existen diferentes tipos de contraventeos, cuya geometría nos regirá debido a las ubicaciones de las puertas, ventanas, etc. Los más comunes son los llamados en “X”, en “K” o de “Rodilla” como se muestra en la siguiente figura 3.29.

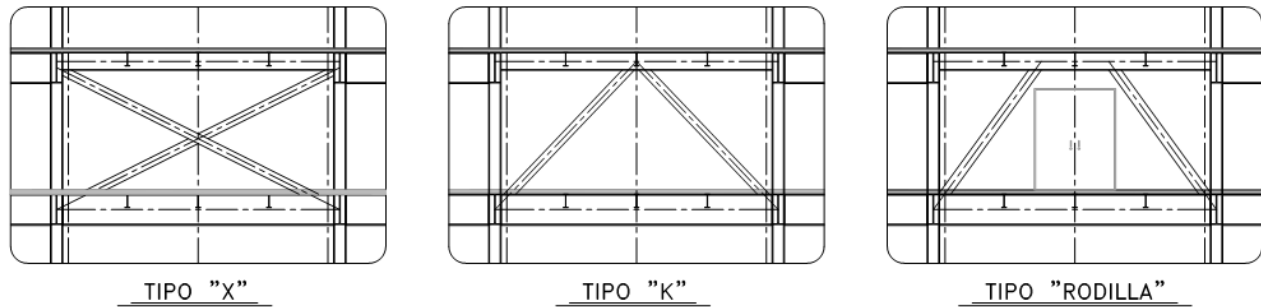


Figura 3.29 Tipos de Contraventeos más comunes.

Las consideraciones de análisis para un contraventeo radican en ser una articulación, por lo que no transferirá momentos en sus extremos (figura 3.30). Para el diseño nos daremos cuenta que regirá la condición de pandeo por tratarse de un elemento sujeto a cargas de compresión y tensión.

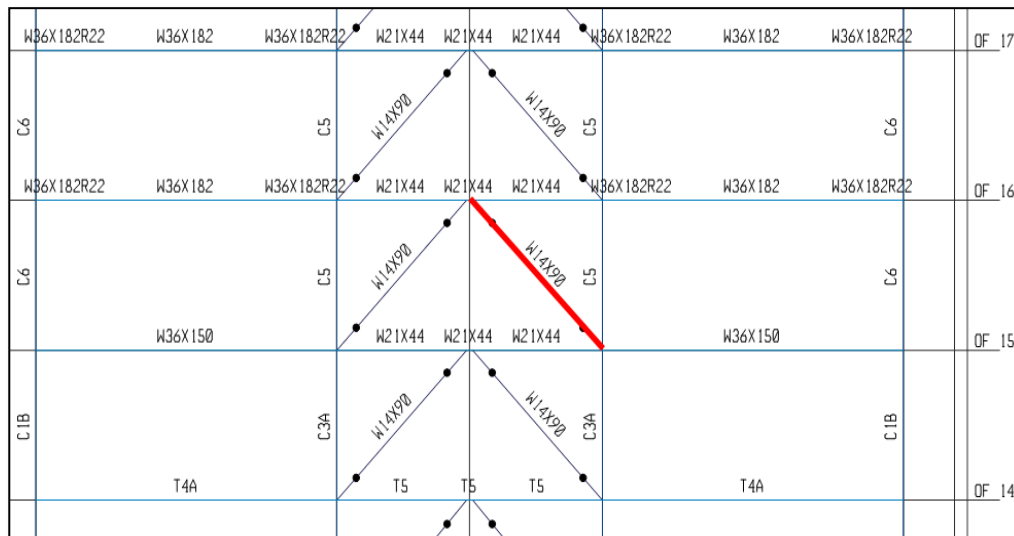


Figura 3.30 Consideraciones de articulación en contraventeo.

A continuación se llevará a cabo el diseño del contraventeo del nivel 15, el cual se tienen que diseñar para la combinación que de cómo resultado la interacción más desfavorable de esfuerzos combinados de fuerzas axiales y de flexión.

Al revisar el diseño que realizó el programa ETABS muestra que la combinación más desfavorable es COMB9 (figura 3.31) misma que desglosa los siguientes elementos mecánicos:

$$P_U = -304.78 \text{ ton}$$

$$M_2 = M_Y = -0.44 \text{ ton-m}$$

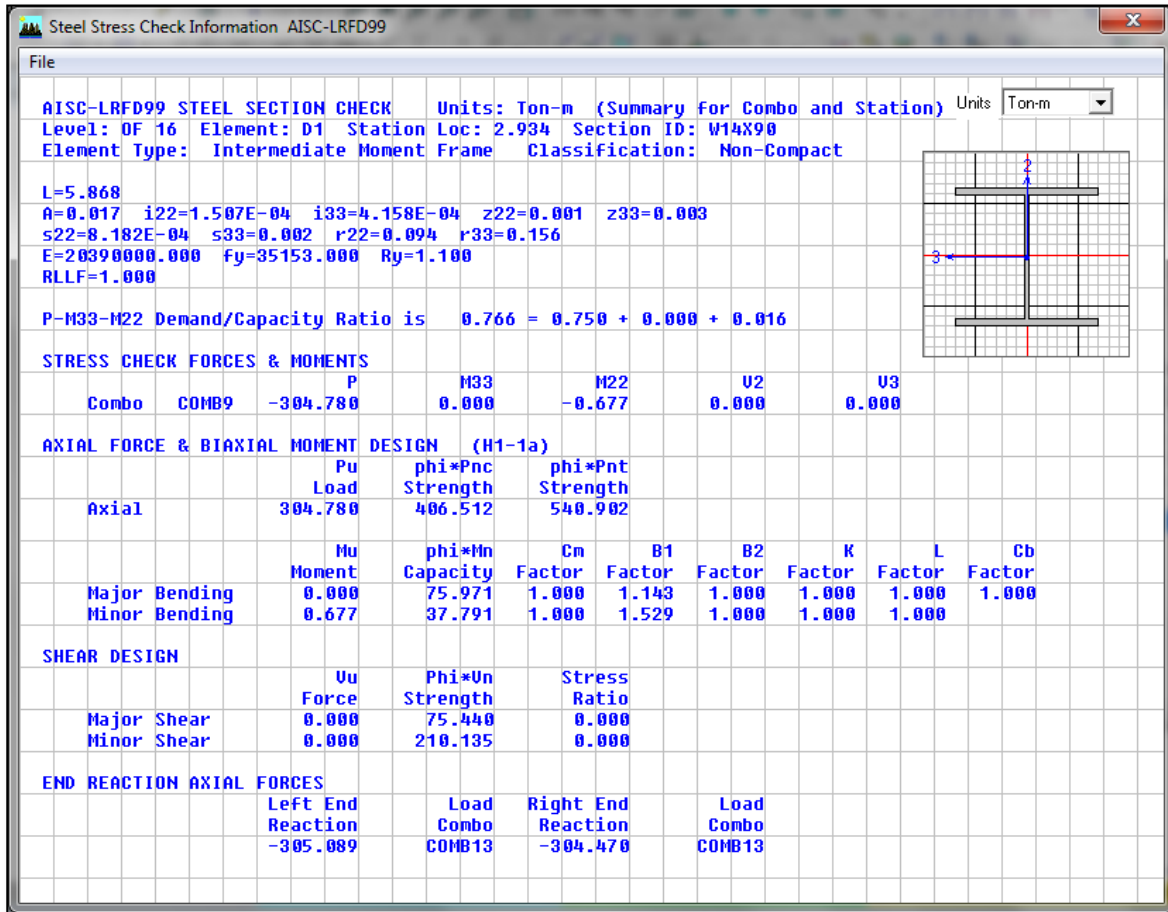


Figura 3.31 Información de diseño con normativa AISC-LRFD 99 del modelo ETABS.

Para revisar las condiciones axiales máximas, contamos con los siguientes elementos mecánicos:

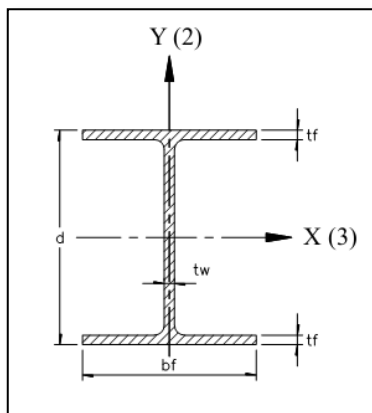
$$P_{U \text{ Máx}} = 261.32 \text{ ton (Tensión)}$$

$$P_{U \text{ mín}} = -305.09 \text{ ton (Compresión)}$$

A continuación desglosaré los cálculos en los que tuve la oportunidad de participar para la revisión de dichos límites de falla, para finalizar con la comprobación con los resultados que ofrece el programa.

a) Datos de Diseño.

Perfil: IR 356mm X 134.2Kg/m (W14" X 90lb/ft).



$$A_s = 171 \text{ cm}^2.$$

$$d = 356 \text{ mm.}$$

$$t_w = 11.2 \text{ mm.}$$

$$b_f = 369 \text{ mm.}$$

$$t_f = 18 \text{ mm.}$$

$$r_x = 15.6 \text{ cm.}$$

$$r_y = 9.4 \text{ cm.}$$

$$Z_x = 2,573 \text{ cm}^3.$$

$$Z_y = 1,239 \text{ cm}^3.$$

$$F_y = 3,515 \text{ kg/cm}^2.$$

$$E_s = 2,039,000 \text{ kg/cm}^2.$$

$$L = 5.87 \text{ m}$$

b) Resistencia a Tensión.

De acuerdo al capítulo D de las especificaciones del AISC, la resistencia a tensión estará dada de acuerdo a la siguiente expresión:

$$P_R = \phi_t P_n$$

Donde:

- P_R Fuerza de tensión resistente.
- ϕ_t = 0.90, Factor de resistencia para tensión, según AISC.
- P_n Fuerza axial nominal.

Para el cálculo de la resistencia nominal, se tiene la expresión siguiente:

$$P_n = F_y A_g$$

Donde:

- F_y Esfuerzo de fluencia del elemento, [kg/cm²]
- A_g Área de la sección transversal, [cm²]

Por lo que se tiene:

$$P_n = F_y A_g = (3,515)(171) = 601,065 \text{ kg} = 601.065 \text{ ton}$$

Por lo que la resistencia a la tensión será:

$$P_R = \phi_t P_n = 0.9(601.065) = 540.96 \text{ ton}$$

Al compararla con la máxima tensión podemos comprobar que se cumple con dicha fuerza:

$$P_u = 261.32 \text{ ton} < P_R = 540.96 \text{ ton} \quad \therefore \text{Cumple}$$

c) Resistencia a por esfuerzos combinados.

De acuerdo al capítulo H de las especificaciones del AISC (Ref. 10), indica las ecuaciones de interacción para esfuerzos combinados indicados en las siguientes expresiones:

$$\frac{P_U}{P_R} \geq 0.2 \quad \frac{P_U}{P_R} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{UX}}{M_{RX}} + \frac{M_{UY}}{M_{RY}} \right) \leq 1.0 \quad (\text{Ec. AISC H1 - 1a})$$

$$\frac{P_U}{P_R} < 0.2 \quad \frac{P_U}{2 P_R} + \left(\frac{M_{UX}}{M_{RX}} + \frac{M_{UY}}{M_{RY}} \right) \leq 1.0 \quad (\text{Ec. AISC H1 - 1b})$$

Donde:

- P_U Fuerza axial de diseño.
- P_R Fuerza axial resistente.
- M_{UX}, M_{UY} Momentos de diseño sobre los ejes “X” y “Y” respectivamente.
- M_{RX}, M_{RY} Momentos resistentes sobre los ejes “X” y “Y” respectivamente.

• **Cálculo de P_R .**

Para comenzar, debemos obtener la resistencia a la compresión del elemento P_R , dada por la siguiente expresión:

$$P_R = \phi_c P_n$$

Donde:

- P_R Fuerza axial resistente.
- $\phi_c = 0.90$, Factor de resistencia para compresión según AISC.
- P_n Fuerza axial nominal.

Para el cálculo de la resistencia nominal, se tiene la expresión siguiente:

$$P_n = F_{cr} A_g$$

Donde:

- F_{CR} Límite factorizado entre los esfuerzos elástico o inelástico, [kg/cm²]
- A_g Área de la sección transversal, [cm²]

Para el cálculo de F_{CR} , el AISC especifica los siguientes rangos:

Cuando	$\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}; \rightarrow$	$F_{cr} = (0.658^{F_y/F_e}) F_y$ Inelástico.	Intervalo
Cuando	$\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}; \rightarrow$	$F_{cr} = 0.877 F_e$ Elástico.	Intervalo

$$P_e = \frac{\pi^2 E_s A_g}{(KL/r)^2}$$

$$F_e = \frac{P_e}{A} = \frac{\pi^2 E_s}{(KL/r)^2}$$

Donde:

- P_e Resistencia al pandeo de Euler, [kg]
- F_e Esfuerzo de Euler, [kg/cm²]

Debido a que se diseña al contraenteo como una articulación, el valor de K para el cálculo de su longitud efectiva es 1.0, según los esquemas de la tabla C-C2.2 del AISC, mismas que se desglosan en la Figura 3.32.

La relación de esbeltez máxima será la más desfavorable, considerando que el AISC permite como máximo ese valor de 200, por lo que tenemos

$$\frac{KL}{r_x} = \frac{1 (587)}{15.6} = 37.30 < 200$$

$$\frac{KL}{r_y} = \frac{1 (587)}{9.4} = 62.45 < 200 \leftarrow Rige$$






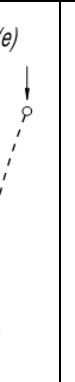




La forma de las columnas pandeada es mostrada mediante líneas segmentadas						
Valor de K	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valor de diseño recomendado, cuando las condiciones reales se aproximan a las ideales.	0.65	0.8	1.2	1.0	2.1	2.0
Clave de las condiciones en los extremos. (Condiciones de frontera)		Rotación fija y traslación fija.				
		Rotación libre y traslación fija.				
		Rotación fija y traslación libre.				
		Rotación libre y traslación libre.				

Figura 3.32 Valores de K, para el cálculo de la longitud efectiva de elementos en compresión.

Para la fuerza de Euler:

$$P_e = \frac{\pi^2 E_s A}{(KL/r)^2} = \frac{\pi^2 (2,039,000)(171)}{(62.45)^2} = 882,364.8 = 882.37 \text{ ton}$$

Para el esfuerzo de Euler tenemos:

$$F_e = \frac{\pi^2 E_s}{(KL/r)^2} = \frac{\pi^2 (2,039,000)}{(62.45)^2} = 5,160.03 \text{ kg/cm}^2$$

La relación máxima es:

$$4.71 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{2,039,000}{3,515}} = 113.44$$

Dado que se tiene que la relación de esbeltez es menor, es decir, $62.45 < 113.44$, por lo que cae en el intervalo inelástico, teniendo lo siguiente:

$$F_{cr} = (0.658^{F_y/F_e}) F_y = (0.658^{3,515/5,160.03})(3,515) = 2,643.02 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo que se tiene el siguiente esfuerzo nominal:

$$P_n = F_{cr} A_g = (2,643.02)(171) = 451,956.4 \text{ kg} = 451.96 \text{ ton.}$$

La resistencia del perfil a compresión será:

$$P_R = \phi_c P_n = (0.9)(451.96) = 406.76 \text{ ton}$$

- **Elección de ecuación de interacción.**

Ya definido la carga máxima axial a compresión que resiste el perfil, definimos que tipo de ecuación de interacción se usará, por lo que el límite de estas ecuaciones son las siguientes:

$$\frac{P_U}{P_R} = \frac{304.78}{406.76} = 0.75 > 0.2 \quad \therefore \text{Usaremos la ecuación H1 - 1a}$$

- **Cálculo de Momentos Resistentes, M_{RX} y M_{RY} .**

Siguiendo los mismos lineamientos de la sección 3.3 de este escrito, se obtiene solo el momento resistente sobre el eje Y local del elemento que es donde se tienen esfuerzos de flexión.

Requerimientos de sección compacta:

$$\frac{b_f}{2 t_f} = \frac{369}{2(18)} = 10.25 > \lambda_p = 9.15, \quad \text{No Cumple}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{356}{11.2} = 13.93 < \lambda_p = 90.55, \quad \text{Si Cumple}$$

Por lo tanto la sección **no es compacta**, para los límites de secciones no compacta se tiene:

$$\frac{b_f}{2 t_f} = 10.25 > \lambda_r = 24.08, \quad \text{Si Cumple}$$

Ya que los valores caen en el rango $\lambda_p < \lambda < \lambda_r$, el momento nominal se obtiene por:

$$M_{ny} = M_{py} - (M_{py} - 0.7F_y S_y) \left(\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right)$$

$$M_{py} = F_y Z_y = (3,515)(1,239) = 4,355,085 \text{ kg} - \text{cm} = 43.55 \text{ ton} - \text{m}$$

$$M_{ny} = 4,355,085 - [4,355,085 - 0.7(3,515)(818)] \left(\frac{10.25 - 9.15}{24.08 - 9.15} \right) = 4,182,500 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{ny} = 41.83 \text{ ton} - \text{m}$$

Por lo que el momento resistente será:

$$M_R = \phi_b M_{ny} = 0.9(41.83) = 37.65 \text{ ton} - \text{m}$$

El coeficiente de flexión $C_b = 1$, debido a que se considera articulada en sus extremos, por lo que el momento resistente no se verá afectado por este factor.

- **Ajuste de Momento último (Momentos de primer y segundo orden).**

Cuando se analizan elementos con alguno de los métodos elásticos comunes, los resultados se denominan como momentos y fuerzas primarias o de primer orden. Sin embargo, si un miembro está

sometido a momentos y cargas axiales de compresión, aparecerán en él momentos flexionantes y deflexiones laterales adicionales a las iniciales, llamando estos de segundo orden los cuales se clasifican debidos a cargas gravitacionales (los efectos $P_U\delta$) o por cargas laterales (los efectos $P_U\Delta$) incisos a) y b) respectivamente de la figura 3.3.

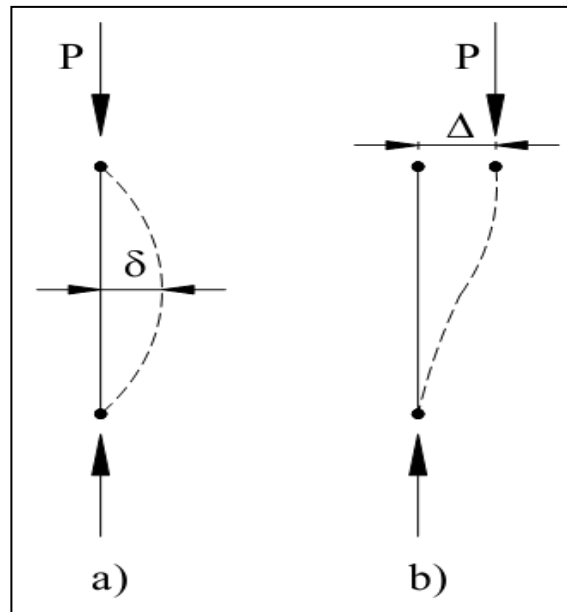


Figura 3.33 Efectos de segundo orden $P\delta$ y $P\Delta$.

Es por eso que para tratar de considerar dichos efectos de segundo orden, el momento último se ve modificado por factores llamados de amplificación, dando como resultado la siguiente expresión:

$$M_U = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$$

Donde:

- M_{nt} Momento debido a cargas de gravedad ($P_U\delta$).
- M_{lt} Momento debido a cargas laterales ($P_U\Delta$).
- B_1, B_2 Factores de amplificación que estiman los efectos $P_U\delta$ y $P_U\Delta$ respectivamente.

Los factores de amplificación están dados por las siguientes expresiones:

→ **Factor de amplificación B_1 .**

El factor por amplificaciones por efectos $P\delta$, esta dado por:

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - (\alpha P_u / P_e)} \geq 1$$

Donde:

- C_m Factor de reducción
- α =1.0, para criterio LRFD.

Para el factor de reducción C_m , se tienen dos condiciones:

→ **Caso 1:** Los miembros están impedidos de traslación en sus juntas o lado y no están sujetas a cargas transversales en sus extremos. Se determina con la siguiente expresión:

$$C_m = 0.6 - 0.4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)$$

En esta expresión, M_1/M_2 es la relación del menor al mayor momento de en los extremos de la longitud sin soporte lateral en el plano de flexión que se esté considerando. La relación será negativa cuando los momentos generen curva simple de deflexión y será positiva cuando genere curvatura doble como se ve en la siguiente figura 3.34.

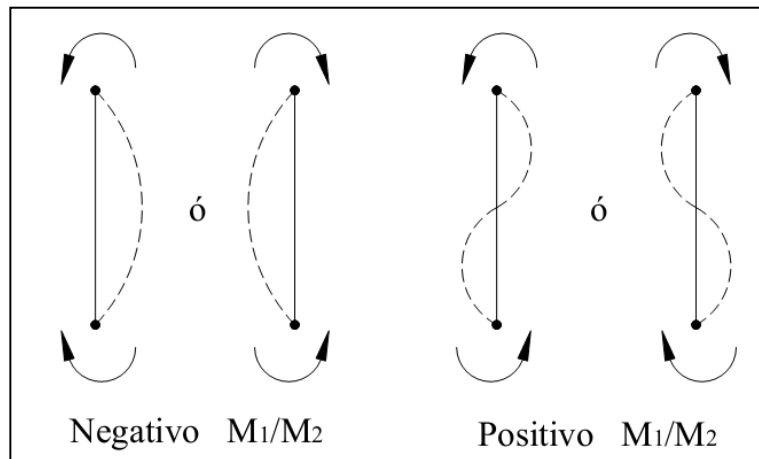


Figura 3.34 Relaciones de momentos M_1/M_2 de acuerdo a la curvatura de deflexión.

→ **Caso 2:** Se aplica a miembros sujetos a cargas transversales entre sus nudos y que están soportadas contra traslación de sus nodos en el plano de carga.

El valor para este caso puede tomarse igual a $C_m = 1.0$, pero si se quiere hacer un análisis más específico debido a los efectos a las fuerzas transversales el factor se calcula como:

$$C_m = 1 + \psi \left(\frac{\alpha P u}{P e} \right)$$

Para elementos simplemente apoyados se tiene que:

$$\psi = \frac{\pi^2 \delta_0 E_s I}{M_0 L^2} - 1$$

Donde:

- δ_0 Máxima deflexión ocasionada por la fuerza transversal, [cm]
- M_0 Máximo momento entre los soportes ocasionado por la fuerza transversal, [kg-cm]
- E_s Modulo de elasticidad del acero 2,039,000 kg/cm².
- I Momento de Inercia del elemento, [cm⁴]
- L Distancia entre soportes, [cm]

El valor de ψ , por facilidad se puede obtener con ayuda de la tabla C-C2.1 del AISC, misma que se presenta en la siguiente figura.


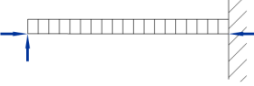
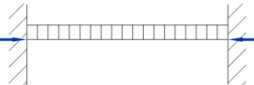



Case	ψ	C_m
	0	1.0
	-0.4	$1 - 0.4 \frac{P_u}{P_{e1}}$
	-0.4	$1 - 0.4 \frac{P_u}{P_{e1}}$
	-0.2	$1 - 0.2 \frac{P_u}{P_{e1}}$
	-0.3	$1 - 0.3 \frac{P_u}{P_{e1}}$
	-0.2	$1 - 0.2 \frac{P_u}{P_{e1}}$

Figura 3.35 Relaciones de momentos M_1/M_2 de acuerdo a la curvatura de deflexión.

Una vez dada la explicación más representante para la obtención del factor de reducción, debido a que se presentan fuerzas transversales y cuyos extremos no están restringidos, $C_m = 1$.

Para el factor de amplificación B1 se tiene lo siguiente:

$$B1 = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_e}} = \frac{1.0}{1 - \frac{304.78}{882.37}} = 1.527$$

→ Factor de amplificación B_2 .

El factor para amplificar los efectos de los momentos por desplazamientos $P\Delta$, se puede obtener de acuerdo a alguna de las dos expresiones dadas por el AISC:

$$B_2 = \frac{1}{1 - \left(\frac{\alpha \Sigma P_u}{\Sigma P_e} \right)} \geq 1$$

Donde:

- α = 1.0, para criterio LRFD.
- ΣP_u Suma de resistencia axial necesaria por todas las columnas del entrepiso en cuestión.
- ΣP_e Suma de todas las fuerzas de Euler del entrepiso en cuestión.

Existen dos maneras de obtener la expresión ΣPe dadas por:

$$\Sigma Pe = \Sigma \frac{\pi^2 E_s I}{(K_2 L)^2} \quad \text{ó} \quad \Sigma Pe = R_M \frac{\Sigma HL}{\Delta_H}$$

Donde:

- I** Momento de inercia alrededor del eje en cuestión, [cm⁴]
- K_2** Factor de longitud efectiva para la condición sin contraventeo.
- R_M** 1.0 para contraventeos (aunque B2 no se usa para contraventeos)
0.85 para sistemas mixtos sin contraventeos.
- Δ_H** Distorsión del entrepiso considerado (desplazamientos de lado).
- ΣH** Sumatoria de todas las fuerzas horizontales causadas por Δ_H

Para este caso el factor de amplificación será **$B2 = 1$** , debido a que se considera que los contraventeos son los arrastramientos del marco en cuestión.

Por lo tanto, el momento ultimo sobre el eje Y queda finalmente:

$$M_{UY} = B1 M_{nt} + B2 M_{lt} = 1.527(0.44) + 1.0(0) = 0.672 \text{ ton} - m$$

d) Cálculo de interacción.

La interacción de esfuerzos del contraventeo será el siguiente:

$$\frac{P_U}{P_R} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{UX}}{M_{RX}} + \frac{M_{UY}}{M_{RY}} \right) = \frac{304.78}{406.76} + \frac{8}{9} \left(\frac{0}{0} + \frac{0.672}{37.65} \right) = 0.757 + 0.0 + 0.016 = 0.765$$

Por lo que podemos comprobar que el contraventeo cumple, mismo que podemos comprobar los valores con la figura 3.31 que ofrece los resultados de diseño hechos por el programa ETABS.

3.6 DISEÑO DE CONEXIONES

Ya concluido el diseño de los elementos estructurales de la edificación, es necesario transmitir las fuerzas de estos elementos a las condiciones de frontera y así cumplir con las consideraciones de análisis y diseño. Es por eso que las conexiones son un tema de importancia ya que si no se conecta un elemento con las consideraciones de análisis y modelación matemática (extremos articulados, a momento, etc.) podría afectar súbitamente el comportamiento de la estructura.

Durante muchos años, el método aceptado para conectar los miembros de una estructura de acero fue el remachado. Sin embargo, actualmente existen prácticamente dos formas de conectar una estructura metálica, por medio de tornillería o soldadura.

El montaje de una estructura de acero es de suma importancia en el ámbito constructivo, debido al método y rapidez de ejecución de la misma obra, por ejemplo, si se utiliza el montaje con conexiones por medio de tornillos, además de ser muy rápido requiere mano de obra menos especializada que cuando se trabaja con soldadura. Todos estos criterios en el ámbito profesional se basan en los requisitos del proyectista, métodos constructivos, economía relativa, disponibilidad de trabajadores (soldadores o remachadores), etc., lo que se tiene que realizar un buen trabajo de planeación para evitar retrasos en la obra evitando multas, pero sobre todo para concluir el proyecto con las condiciones de seguridad adecuada.

Todas las conexiones tienen alguna restricción a cambios en los ángulos originales formados por los miembros conectados, que dependiendo de la magnitud de la restricción de acuerdo al Capítulo B “Requisitos de Diseño” (Design Requirements) en su punto 6.3 del AISC, donde clasifica a las conexiones en dos casos:

a) Conexiones Simples.- que son aquellas las cuales no transmiten momentos y que se suponen permiten la rotación relativa de los miembros que se conectan.

b) Conexiones de Momento.- Estas conexiones, como su nombre lo indica, tienen la capacidad de transmitir momentos entre los elementos que se conectan, las cuales se clasifican en:

- *Completamente restringidas (FR).*- son conexiones suficientemente rígidas y que tienen un grado de restricción tal que no permiten la rotación entre los miembros conectados.
- *Parcialmente restringidas (PR).*- este tipo de conexiones transmiten momento, pero tienen una rigidez insuficiente para mantener sin cambio las rotaciones u ángulos originales entre los elementos conectados.

Con esta breve descripción, en esta sección, daré una breve descripción de los fundamentos teóricos para la resistencia de los elementos conectados por medio de tornillería y soldadura, para que el lector pueda ver el desarrollo de los dos métodos y comparar cual es el que mejor se adapte a sus necesidades del proyecto. Finalizando con la realización las conexiones a cortante y momento en las cuales tuve la oportunidad de participar y desarrollar.

3.6.1 CONEXIONES ATORNILLADAS

Las conexiones atornilladas fueron aceptadas como método de conexión por los años de 1951, con las investigaciones y publicaciones hechas por el “Consejo para la investigación de juntas estructurales remachadas y atornilladas”, las cuales fueron sustento suficiente para demostrar que la tornillería era un buen conector entre elementos de acero. Estos tornillos no sólo se convirtieron en el principal tipo de conector de campo sino que se encontró que poseían muchas aplicaciones en conexiones de taller. Las especificaciones y tolerancias de los tornillos las establece la “Sociedad Americana para Pruebas de Materiales” (*American Society for Testing and Materials, ASTM, por su siglas en inglés*).

A continuación desglosaremos algunas de las ventajas de este tipo de método de conexión:

1. Una buena junta atornillada pueden realizarla hombres con mucho menor entrenamiento y experiencia que los necesarios que las conexiones soldadas.
2. No se requieren pernos de montaje que deben removerse después como en las juntas soldadas.
3. Se requiere equipo más barato para realizar conexiones atornilladas.
4. No existe riesgo de fuego ni peligro por el lanzamiento de los remaches calientes o soldaduras.
5. Tiene una resistencia a la fatiga igual o mayor que la obtenida con juntas soldadas equivalentes.
6. Donde las estructuras se alteran o desensamblan posteriormente, los cambios en las conexiones son muy sencillos por la facilidad para quitar los tornillos.

3.6.1.1 Clasificación de tornillos.

Existen varios tipos de tornillos que pueden usarse para conectar miembros de acero, los cuales se describen a continuación:

- **Tornillos ordinarios o comunes:** Estos tornillos los designa la ASTM como tornillos **A307** y se fabrican con aceros al carbono con características de esfuerzos y deformaciones muy parecidas a las del acero A36.

- **Tornillos de alta resistencia:** Estos tornillos se fabrican a base de acero al carbón tratado térmicamente y aceros aleados; teniendo resistencias a la tensión de dos o más veces que los tornillos ordinarios. Existen dos tipos básicos, los **A325** (hechos con acero al carbón tratado térmicamente) y los **A490** de mayor resistencia (también tratados térmicamente, pero hechos con acero aleado). De este tipo de tornillería existen con diámetros de 13mm (1/2”) a 38mm (1 ½”).



Figura 3.36 Tornillos de alta resistencia.

3.6.1.1 Resistencias nominales de partes roscadas y tornillería.

A continuación se presentan las tablas J3.2 dadas por el AISC indicando los esfuerzos nominales de tensión (F_{nt}) y cortante (F_{nv}) para diferentes partes roscadas, los cuales incluyen los tornillos en los cuales se especifica si la rosca se encuentra o no dentro del plano de corte.

En el caso de tornillos, para especificar si la rosca se deberá considerar dentro del plano de corte se asigna la letra **N** y si se encuentra fuera del plano de corte o excluida del mismo se le asigna la letra **X**, por ejemplo, un tornillos de calidad *A-325N*, indica que la rosca se encuentra dentro del plano de corte de la conexión.

Como se podrá observar en la tabla, las resistencias son mayores en el caso cuando la rosca se encuentre fuera del plano de corte, esto es debido a que se pierde área transversal en el elemento debido al rosque del elemento.

TABLA J3-2 Resistencia Nominal de Conectores y Partes Roscadas, Kg/cm ² (Ksi)		
Descripción del Conector	Esfuerzo Nominal de Tensión F_{nt} Kg/cm ² (Ksi)	Esfuerzo Nominal de Cortante, en conexión tipo Aplastamiento F_{nv} Kg/cm ² (Ksi)
Pernos A307	3,160 (45) ^{[a] [b]}	1,900 (24) ^{[b] [c] [e]}
Pernos A325, cuando la rosca NO está excluida en el plano de corte.	6,327 (90) ^[d]	3,796 (54) ^[e]
Pernos A325, cuando la rosca está excluida en el plano de corte.	6,327 (90) ^[d]	4,780 (68) ^[e]
Pernos A490, cuando la rosca NO está excluida en el plano de corte.	7,944 (113) ^[d]	4,780 (68) ^[e]
Pernos A490, cuando la rosca está excluida en el plano de corte.	7,944 (113) ^[d]	5,905 (84) ^[e]
Partes roscadas que cumplan con los requisitos de la Sección A3.4, cuando la rosca NO está excluida en el plano de corte.	0.75 Fu ^[a]	0.45 Fu
Partes roscadas que cumplan con los requisitos de la Sección A3.4, cuando la rosca está excluida en el plano de corte.	0.75 Fu ^[a]	0.563 Fu
^[a] Sujeto a los requisitos del Apéndice 3 del manual del AISC. ^[b] Para tornillos A307 los valores tabulados deber ser reducidos por 1% para cada 2mm sobre 5 diámetros de longitud en el agarre. ^[c] Roscas permitidas en el plano de corte. ^[d] Para tornillos A325 y A490 sujetos a fatiga por cargas de tensión, ver Apéndice 3. ^[e] Cuando las conexiones por aplastamiento, usadas para empatar miembros en tensión, tienen una disposición de sujetadores cuya longitud, medida paralelamente a la línea de la fuerza, excede 1270mm, los valores tabulados se reducirán en un 20%		

Tabla 3.3 “Tabla J3.2” del AISC, (Ref. 10) Resistencias nominales R_{nt} y R_{nv} de tornillerías y de partes roscadas.

3.6.1.2 Limitaciones de tornillería.

De acuerdo al AISC, no todos los tornillos de alta resistencia tienen que tensarse completamente, debido a que dicho procedimiento es caro así como la inspección de los mismos en obra. Es por tal motivo que dicha normativa especifica una tensión mínima requerida para los tornillos en las conexiones tipo fricción y las conexiones sujetas a tensión directa, misma que se desglosa en la siguiente tabla.

TABLA J3.1 Pretensión Mínima de Pernos, ton*		
Tamaño Perno, in	Grupo A (ej. Pernos A325)	Grupo B (ej. Pernos A490)
$\frac{1}{2}$	5,44	6,80
$\frac{5}{8}$	8,62	10,89
$\frac{3}{4}$	12,70	15,88
$\frac{7}{8}$	17,69	22,23
1	23,13	29,03
$1 \frac{1}{8}$	25,40	36,29
$1 \frac{1}{4}$	32,21	46,27
$1 \frac{3}{8}$	38,56	54,88
$1 \frac{1}{2}$	46,72	67,13

Tabla 3.4 “Tabla J3.1” del AISC, (Ref. 10) Tensión mínima a tornillos de alta resistencia.

Comúnmente a los agujeros se les aumenta de $\frac{1}{16}$ " (1.5mm) a $\frac{1}{8}$ " (3mm) del diámetro nominal del tornillo así como existen agujeros oblongos los cuales permiten ajuste en las deformaciones por peso propio de los elementos, plomeo en la construcción, entre otros, es por eso que el diseñador debe considerar tales efectos debido que se reducen las cantidades de área de las placas a conectar lo cual podría afectar los cálculos y resistencia de los mismos.

Las dimensiones mínimas establecidas por el AISC se resumen en su tabla J3.3 que se muestra a continuación.

TABLA J3.3 Dimensiones de Agujero Nominal, in				
Diámetro Perno	Dimensiones Agujero			
	Estándar (Dia.)	Sobretamaño (Dia.)	Ranura Corta (Ancho x Largo)	Ranura Larga (Ancho x Largo)
$\frac{1}{2}$	$\frac{9}{16}$	$\frac{5}{8}$	$\frac{9}{16} \times \frac{11}{16}$	$\frac{9}{16} \times 1 \frac{1}{4}$
$\frac{5}{8}$	$\frac{11}{16}$	$\frac{13}{16}$	$\frac{11}{16} \times \frac{7}{8}$	$\frac{11}{16} \times 1 \frac{9}{16}$
$\frac{3}{4}$	$\frac{13}{16}$	$\frac{15}{16}$	$\frac{13}{16} \times 1$	$\frac{13}{16} \times 1 \frac{7}{8}$
$\frac{7}{8}$	$\frac{15}{16}$	$1 \frac{1}{16}$	$\frac{15}{16} \times 1 \frac{1}{8}$	$\frac{15}{16} \times 2 \frac{3}{16}$
1	$1 \frac{1}{16}$	$1 \frac{1}{4}$	$1 \frac{1}{16} \times 1 \frac{5}{16}$	$1 \frac{1}{16} \times 2 \frac{1}{2}$
$\geq 1 \frac{1}{8}$	$d + \frac{1}{16}$	$d + \frac{5}{16}$	$(d + \frac{1}{16}) \times (d + \frac{3}{8})$	$(d + \frac{1}{16}) \times (2,5 \times d)$

Tabla 3.5 “Tabla J3.3” del AISC, (Ref. 10) Dimensiones de agujeros nominales.

Así mismo, existen distancias mínimas y máximas que se deben de cumplir para permitir su instalación eficiente y prevenir fallas por tensión en los miembros entre los tornillos, mismas que desglosaremos a continuación:

- **Separación mínima.**- distancia centro a centro para agujeros holgados o de ranura, igual a no menos de $2 \frac{2}{3}$ veces el diámetro nominal del conector, d_b , sin embargo, se recomienda una distancia de $3d_b$.
- **Distancia mínima al borde.**- la distancia desde el centro de una perforación estándar hasta el borde de una parte conectada en cualquier dirección no debe ser menor $1.75d_b$.
- **Distancia al Borde Máximo.**- la distancia máxima desde el centro de cualquier perno hasta el borde más cercano de partes en contacto de partes en contacto debe ser de 12 veces el espesor de la parte conectada, pero sin exceder 150mm.
- **Espaciamiento Máximo.**- el espaciamiento longitudinal de los conectores entre elementos en contacto continuo consistentes en un perfil o dos planchas debe ser la siguiente:
 - a) Para miembros pintados o elementos no sujetos a corrosión, el espaciamiento no debe exceder 24 veces el espesor de la pieza conectada más delgada o 305 mm.
 - b) Para miembros sin pintar con acero de alta resistencia a la corrosión atmosférica, el espaciamiento no debe exceder de 14 veces el espesor de la pieza conectada más delgada o de 180 mm.

3.6.1.3 Resistencia de Tensión y Cortante de tornillos o partes roscadas.

La resistencia de diseño de tensión y de cortante de un elemento atornillado o roscado, debe ser determinada de acuerdo a los estados límites de ruptura en tensión o cortante, según sea el caso de análisis, multiplicado por la resistencia nominal, como se indica a continuación:

$$R_b = \phi R_n = \phi F_n A_b$$

Donde:

- R_b Resistencia a la tensión o el cortante del elemento atornillado o roscado, [Kg]
- ϕ = 0.75, factor de reducción LRFD, para elementos atornillados y roscados.
- F_n Tensión nominal (F_{nt}) o Cortante nominal (F_{nv}) según la tabla J3.2 del AISC, [Kg/cm²]
- A_b Área total de los pernos o partes roscadas, [cm²]

3.6.1.4 Tornillos sujetos a esfuerzos combinados de Tensión y Cortante.

Debido a la diferencia de conexiones que se pueden presentar en el ámbito profesional, es muy común encontrarnos con casos donde los tornillos estén sometidos a esfuerzos combinados de fuerzas axiales de tensión y de cortante, por tal motivo, se presenta la expresión siguiente de acuerdo al AISC:

$$R_b = \phi R_n = \phi F'_{nt} A_b$$

Donde:

- F'_{nt} Esfuerzo nominal de Tensión modificada para incluir los efectos del cortante obteniéndose de la siguiente manera en kg/cm².

$$F'_{nt} = 1.3F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nv}} f_v \leq F_{nt}$$

- ϕ = 0.75, Factor de reducción LRFD.
- F_{nt} Tensión nominal, según la tabla J3.2 del AISC, [Kg/cm²]
- F_{nv} Cortante nominal, según la tabla J3.2 del AISC, [Kg/cm²]
- f_v Esfuerzo cortante actuante, [Kg/cm²]

3.6.1.5 Tornillos sujetos fuerzas excéntricas.

Un grupo de tornillos pueden estar cargados excéntricamente a esfuerzos cortantes y momentos de flexión sin percatarlo, sin embargo, estos casos son más comunes de lo que se sospecha.

Por ejemplo, considerando los casos (a) y (b) de la figura 3.37, donde la viga se conecta a una columna por medio de placas o ángulos, observando que el eje del grupo de tornillos no coincide con la del eje de la conexión, por lo que esta deberá de resistir cierto momento.

Las especificaciones del AISC no establecen un criterio para el diseño de dichas consideraciones, pero si proporciona valores para el cálculo de la resistencia de diseño del grupo de tornillos. A través de los años son tres métodos los que se han desarrollado para el análisis de conexiones cargadas excéntricamente, los cuales son el *método elástico*, *método de excentricidad efectiva* y el *método de resistencia última*.

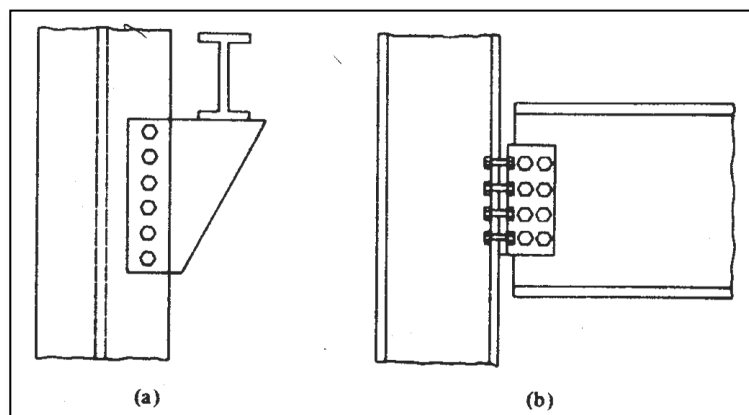


Figura 3.37 Conexiones atornilladas excéntrica.

El método más efectivo por la cercanía de los valores obtenidos en pruebas ah sido el de resistencia ultima, sin embargo, es un método muy tedioso por lo numerosos tanteos que se necesitan para la obtención de dicha resistencia, por tal razón existen tablas en la parte séptima del manual del AISC llamado “Design Considerations for Bolts” (Consideraciones de diseño de Tornillos) las cuales desglosan coeficientes de resistencias para tornillos cargados excéntricamente considerando el tipo de arreglo y la inclinación de la carga considerada.

Para el uso de las tablas 7-7 a la 7-14, se requiere saber el tipo de arreglo de los tornillos, así como la inclinación de la carga y considerar la siguiente expresión general.

$$R_b = \phi R_n = \phi(C r_n)$$

Donde:

- R_b Resistencia del grupo de tornillos, [Kg]
- ϕ = 0.75, Factor de reducción LRFD.
- C Coeficiente que considera la excentricidad de la conexión.
- r_n Resistencia nominal de un solo tornillo. [Kg]

Con este criterio de resistencia ultima y con ayuda de las tablas del AISC, participe en el desarrollo de conexiones del proyecto, mismas que se desglosarán en los siguientes subtemas.

3.6.2 CONEXIONES SOLDADAS

Las conexiones soldadas, es un método de conexión en el cual se unen partes metálicas mediante el calentamiento de sus superficies a un estado plástico, permitiendo que las partes fluyan y se unan con o sin la adición de otro metal fundido. Este método de unión entre elementos metálicos fue poco a poco teniendo importancia en el campo de la ingeniería estructural debido a los constantes estudios realizados y la aceptación de las teorías los cuales demuestran que la soldadura también tiene capacidad de soportar resistencia a la fatiga (estado limite de inicio y crecimiento de fisuras y grietas resultantes de la aplicación repetida de cargas variables), además de los altos costos de supervisión para obtener una soldadura de alta calidad, estos dos motivos fueron los factores primordiales para impedir el uso rápido de la soldadura en las estructuras metálicas.

En la actualidad, la mayoría de los ingenieros acepta que las juntas soldadas tienen una resistencia considerable a la fatiga y que gracias al organismo que se encarga de calificar a los soldadores, tiene el sustento de dar credibilidad a que la soldadura realizada será de buena calidad y alcanzará las resistencias que el diseñador está considerando, este organismo es la “*Sociedad Americana de Soldadores*” (*American Welding Society*), *AWS* por sus siglas en ingles

Las ventajas principales del método de conexión por soldadura se presentan a continuación:

1. La ventaja principal de este método, está en el área de la economía, porque el uso de la soldadura permite el ahorro en el peso de acero utilizado, ya que permite eliminar un gran porcentaje de las placas de unión y de empalme tan necesarias en las estructuras atornilladas.
2. La soldadura tiene una zona de aplicación mucho mayor que los tornillos, por ejemplo, la conexión de un tubo de acero es más sencillo conectarlo por medio de soldadura que por medio de tornillos que resultaría virtualmente imposible.
3. Las estructuras soldadas son estructuras más rígidas, porque los elementos por lo general se están soldados directamente uno a otro.
4. El proceso de fusionar las partes por unir, hace de las estructuras realmente continuas, esto se traduce en la construcción de una sola pieza puesto que las juntas soldadas son tan fuertes o más que el metal base.
5. Es más silencioso en la obra soldar que el atornillar.
6. Se usan menos piezas y, como resultado, se ahorra tiempo en detalle, fabricación y montaje de la obra.

La soldadura se puede realizar por medio de gas o con un arco eléctrico, que en general es más usado este ultimo debido a la rapidez con el que se elabora respecto al método por gas. Sin embargo, es necesario asegurarse de una buena soldadura en un trabajo determinado, por lo que se tienen que seguir tres pasos:

- 1) Establecer buenos procedimientos de soldadura.
- 2) Usar soldadores calificados.
- 3) Emplear inspectores competentes en el taller y en la obra.

3.6.2.1 Clasificación de las soldaduras.

Existen tres clasificaciones para las soldaduras las cuales se describen en los siguientes párrafos:

- a) Tipo de soldadura.- los principales tipos de soldadura son las *soldaduras de filete y de ranura*, existen además las soldaduras de tapón.
- b) Posición de soldadura.- se clasifican respecto a la posición en que se realizan como planas, horizontales, verticales y en la parte superior.
- c) Por Tipo de Junta.- es la forma que se conectan los elementos soldados que pueden ser a tope, traslapada, en te, de canto, en esquina, etc.

3.6.2.2 Simbología de las soldaduras.

La normativa del AWS ha presentado una propuesta estandarizada para la identificación de soldaduras por medio de símbolos los cuales adoptan toda la información necesaria para soldar correctamente y evitar largas notas descriptivas o dibujos de soldaduras en planos de ingeniería.

Esta parte del escrito tiene como propósito no enseñar al lector todos los símbolos posibles, sino para dar una idea general de éstos y la información que pueden contener, como se puede ver en la tabla general de la figura 3.39, misma que se puede encontrar en el IMCA, AISC o de AWS, sin embargo, a primera vista la información es confusa para los inicios del lector, por esta razón se presenta en la figura 3.38 algunos símbolos de soldadura con la descripción de cada uno.

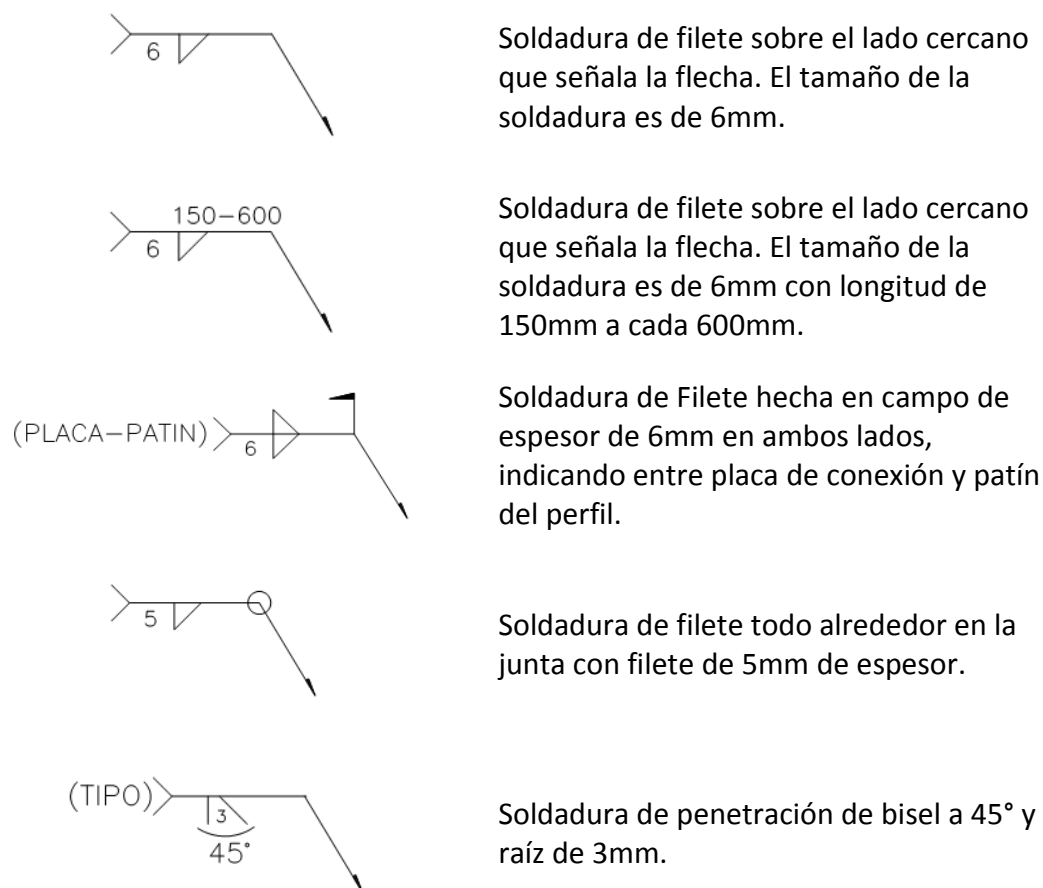


Figura 3.38 Ejemplos de simbología de soldaduras comunes en obra.

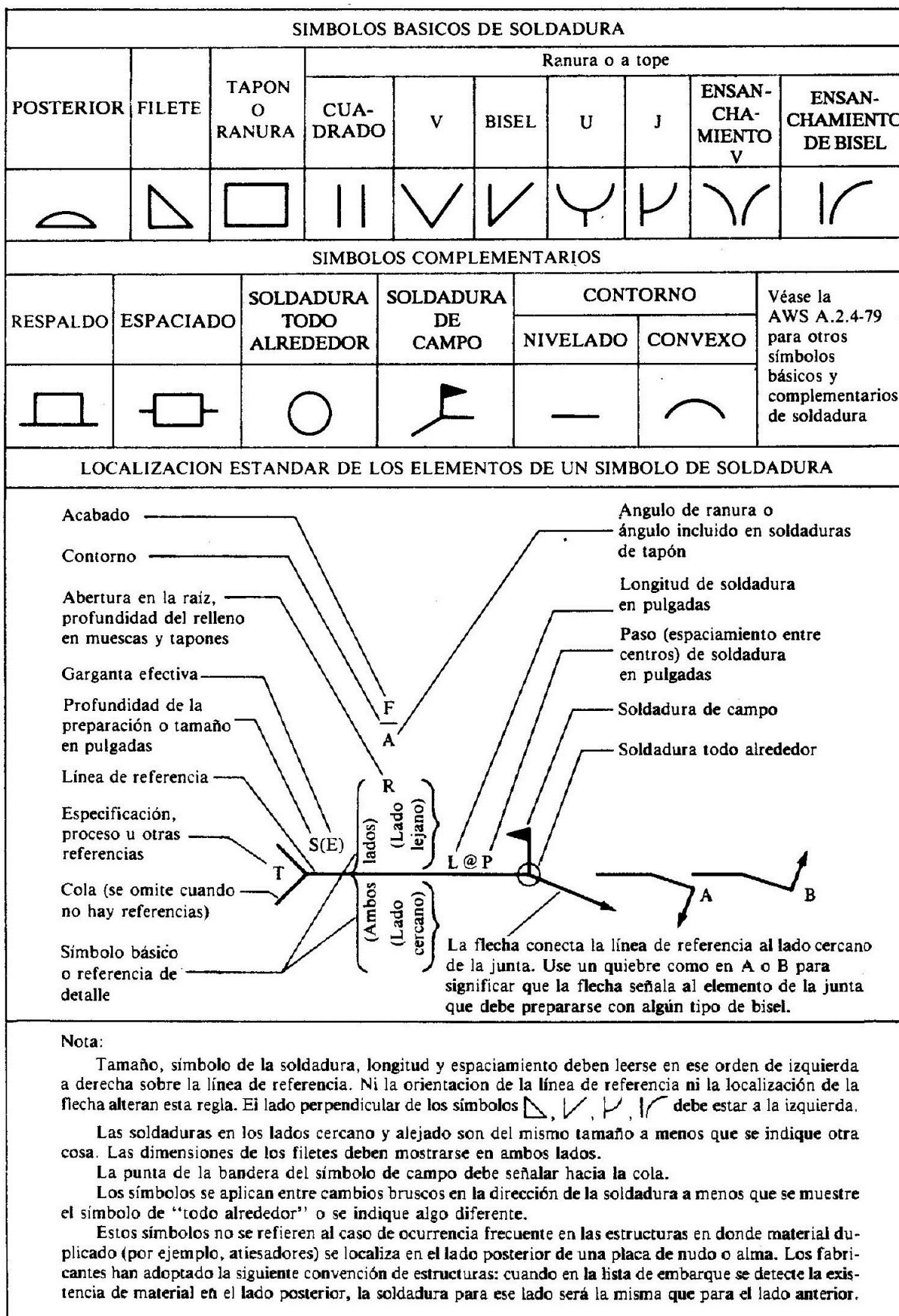


Figura 3.39 Simbología básica de soldaduras de acuerdo al AWS. (Ref. 16)

3.6.2.3 Resistencia de la Soldadura a Filete.

Para la obtención de la resistencia de la soldadura, consideraremos uno de los conceptos más usados para este tipo de conexiones y es la soldadura de filete. Según estudios y pruebas de laboratorio, han concluido que este tipo de soldaduras son más resistentes a la tensión y a la compresión que al corte, de manera que los esfuerzos determinantes de la resistencia que se establecen en las especificaciones son por esfuerzos de corte.

Cuando las soldaduras de filete se prueban a la ruptura, parecen fallar por corte en ángulos aproximadamente de 45° a través de la garganta, por consiguiente la resistencia se supone igual al esfuerzo de corte permisible por el área teórica de la soldadura, como se muestra en la figura 3.40.

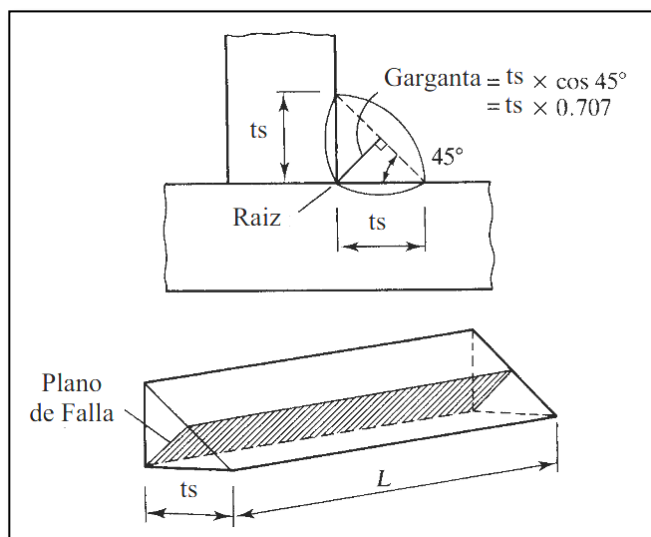


Figura 3.40 Determinación de la garganta teórica.

Por lo anterior descrito, podemos expresar resistencia de la soldadura de filete se expresa de la siguiente manera:

$$R_s = \phi R_n = \phi (\cos 45^\circ t_s L F_w)$$

Donde:

- R_s Resistencia de la soldadura. [Kg]
- ϕ = 0.75, Factor de resistencia por LRFD.
- $\cos 45^\circ$ Ángulo de donde se considera la garganta teórica resistente de la soldadura.
- t_s Espesor de la soldadura [cm]
- L Longitud de soldadura [cm]
- F_w Resistencia nominal de la soldadura, que equivale a $0.60F_{EXX}$.
- F_{EXX} Es la resistencia por clasificación del metal base, que depende del tipo de electrodo y se designa como E60XX, E70XX, etc. En este sistema la letra E, significa electrodo y los dos primeros dígitos (60 o 70 klb/plg²) indican la resistencia mínima a la tensión de la soldadura. [kg/cm²]

Para ver más condiciones de soldaduras tipo ranura, tapón y demás esfuerzos nominales se recomienda al lector recurrir a las especificaciones J.4 del AISC, sin embargo, la soldadura de filete es un caso base para el entendimiento de los tipos de soldaduras.

3.6.2.4 Limitaciones de soldaduras.

Además de las condiciones de resistencia, existen otras recomendaciones de las especificaciones del AISC aplicables a las soldaduras, cuyas más importantes se resumen a continuación:

1.- La longitud de una soldadura de filete no debe ser menor de 4 veces la dimensión nominal del lado de la soldadura. Si su longitud real es menor de este valor, el grueso de la soldadura considerada efectiva debe reducirse a 1/4 de la longitud de la soldadura. En el caso de fuerzas axiales, la longitud mínima debe ser al menos el ancho del elemento que conecta.

2.- Acerca de los tamaños máximos de la soldadura de filete se tienen los siguientes puntos:

a) Para soldaduras de filete a lo largo de material con espesores de 6mm de grueso, el espesor máximo deber ser igual al grueso del material.

b) Para material de grueso igual o mayor a 6mm, no debe ser mayor que el espesor del material menos 2mm. En estos casos, para verificar el tamaño de la soldadura es conveniente terminar la soldadura por lo menos con 2mm del borde para que el inspector pueda verificar claramente dicho espesor.

3.- Los filetes permisibles mínimos según las especificaciones J.2b del AISC se dan en su tabla J2.4, mismas que dependen de los espesores más delgados a los cuales se unirán.

TABLA J2.4 Tamaño Mínimo de Soldadura de Filete	
Espesor de parte unida más delgada, mm	Tamaño mínimo de soldadura de filete^[a], mm
Hasta 6 inclusive	3
Entre 6 y 13	5
Entre 13 y 19	6
Mayor que 19	8
^[a] Dimensión del pie de la soldadura de filete. Se deben utilizar soldaduras de paso simple. Nota: Ver la Sección J2.2b para el tamaño máximo de soldaduras de filete.	

Tabla 3.6 “Tabla J2.4” del AISC, Tamaños mínimo de soldaduras de filete (Ref 10).

Estos filetes mínimos no se consideran por condiciones de resistencia, sino rige el fenómeno de enfriamiento rápido causado por los elementos gruesos en las soldaduras pequeñas, causando grietas y pérdida en la ductilidad en estas soldaduras.

4.- Cuando sea posible y en conexiones sujetas a vibraciones continuas excentricidades en la carga, se recomienda hacer vueltas en el extremo (remates) para soldaduras de filete cuya longitud no debe ser menor que dos veces el grueso nominal de la soldadura.

3.6.2.5 Condiciones de excentricidad

Las soldaduras de filete, de acuerdo a las condiciones de frontera de los elementos que se conectan, al igual que las conexiones atornilladas, están sometidas en algunos casos por cargas aplicadas excéntricamente, por lo que las soldaduras quedan sujetas ya sea por dos casos, cortante-torsión o cortante-flexión, como se muestra en la figura 3.41.

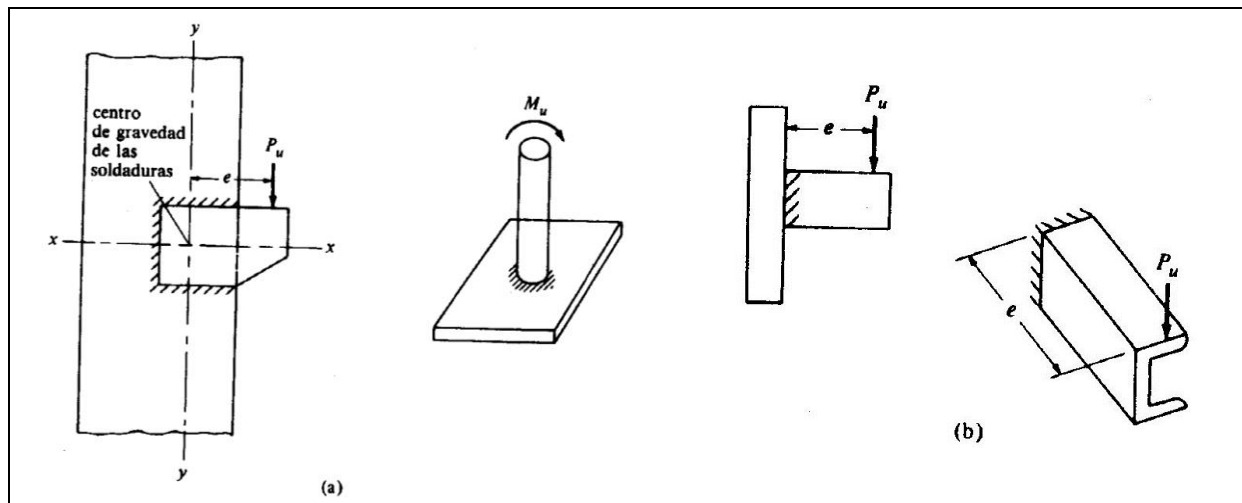


Figura 3.41 (a) Soldaduras sometidas a cortante y torsión. (b) Soldaduras sometidas a cortante y flexión

Para el cálculo de la resistencia para soldaduras cargadas excéntricamente existen dos métodos:

- Método elástico
- Método por resistencia última.

En este escrito, no se abordaran a fondo el desarrollo para cada método, pero si tiene como objetivo, dar a conocer al lector los valores contenidos en las tablas de la octava parte del manual del AISC, los cuales se obtuvieron por el método de resistencia última.

Usando estas tablas de resistencia última P_u de una conexión específica, se pueden determinar los espesores o longitudes de soldadura con la siguiente expresión base:

$$R_u = \phi R_n = C C_1 D l$$

Donde:

- R_u Resistencia última [Kips]
- ϕ = 0.75, Factor de resistencia por LRFD.
- C Coeficiente que se obtiene con ayuda de las tablas.
- C_1 Coeficiente según la tabla 8-1 del AISC que depende de la serie del electrodo a utilizar. (En el caso de E70XX $C_1=1.0$)
- D Tamaño de la soldadura en dieciseisavos de pulgada. [in]
- l Longitud de la soldadura vertical [in]

En esta octava parte del manual del AISC, se pueden encontrar diferentes casos de soldaduras así como diferentes tipos de aplicación de cargas con diferentes inclinaciones, en donde el ingeniero deberá interpolar los valores para la obtención de los valores calculados.

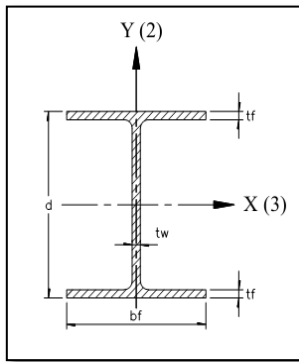
3.6.3 CONEXIÓN A CORTANTE

Para el diseño de la conexión a cortante, la cual se considera una conexión simple de acuerdo a la descripción de la sección 3.6 de este escrito, es decir, una viga simplemente apoyada, utilizaremos la desarrollada en el análisis de la viga secundaria IR406x46.2 Kg/m (W16x31) descrita en la sección 3.4, cuyo análisis da como resultado una reacción última de:

$$V_u = 9.52 \text{ ton}$$

A continuación desglosaré el tipo de conexión atornillada que se utilizó y en el que tuve la oportunidad de desarrollar en el proyecto, así mismo, para darle al lector una mayor extensión al tema de conexiones, desarrollaré el tipo de conexión soldada para comparar los dos métodos y mantener el propósito de este escrito para el lector como guía de diseño estructural.

a) Datos de diseño



Perfil W16X31

$d = 403 \text{ mm.}$

$b_f = 140 \text{ mm.}$

$t_w = 7.0 \text{ mm.}$

$T = 346 \text{ mm.}$

$k = 29 \text{ mm.}$

$F_y = 3,515 \text{ kg/cm}^2.$

$E_s = 2,039,000 \text{ kg/cm}^2.$

Tornillos

A-325N

Placa **A-36**

$F_y = 2,530 \text{ kg/cm}^2.$

b) Obtención y revisión de tornillos por excentricidad.

Es necesario de acuerdo a la reacción última o de diseño, saber la cantidad de tonillos necesarios, considerando tornillos de diámetro $\Phi=16\text{mm}$ de calidad **A325N** se tiene lo siguiente:

$$\# \text{ Torn} = \frac{V_u}{\phi A_b R_{nv}}$$

Donde:

Torn Número de tornillos necesarios [Pzas]

Vu Cortante último o de diseño [Kg]

ϕ = 0.75, factor de resistencia de acuerdo a LRFD.

A_b Área del tornillo [cm^2]

R_{nv} Resistencia nominal al corte, de acuerdo a la tabla J3.2 del AISC. [Kg/cm^2]

Para el área del tornillo se tiene:

$$A_b = \frac{\pi d_{tor}^2}{4} = \frac{\pi (1.6)^2}{4} = 2.01 \text{ cm}^2$$

El número de tornillos necesarios será:

$$\# \text{ Torn} = \frac{9,520 \text{ kg}}{(0.75)(2.01)(3,796)} = 1.66 \text{ torn.}$$

Por ser un peralte de 40 cm, consideraremos **3 tornillos**.

De acuerdo al diámetro del tornillo se tienen las siguientes dimensiones mínimas descritas en la sección 3.6.1.2 de este escrito, las cuales son:

➤ Distancia al borde mínima:

$$d_{b \min} = 1.75 \phi_{tor} = 1.75(16mm) = 28mm \rightarrow \therefore d_{b \min} = 30mm$$

➤ Distancia entre tornillos mínima:

$$S_{b \min} = 3 \phi_{tor} = 3(16mm) = 48mm \rightarrow \therefore S_{b \min} = 50mm$$

Con las distancias mínimas anteriores, podemos proponer un arreglo de tornillos que cumplan con los requisitos de la tabla 7-7 con una hilera de tornillos a 0° de inclinación de la carga, la cual nos dará una capacidad de resistencia última de acuerdo a los efectos de la excentricidad de la conexión, misma que se desglosa a continuación.

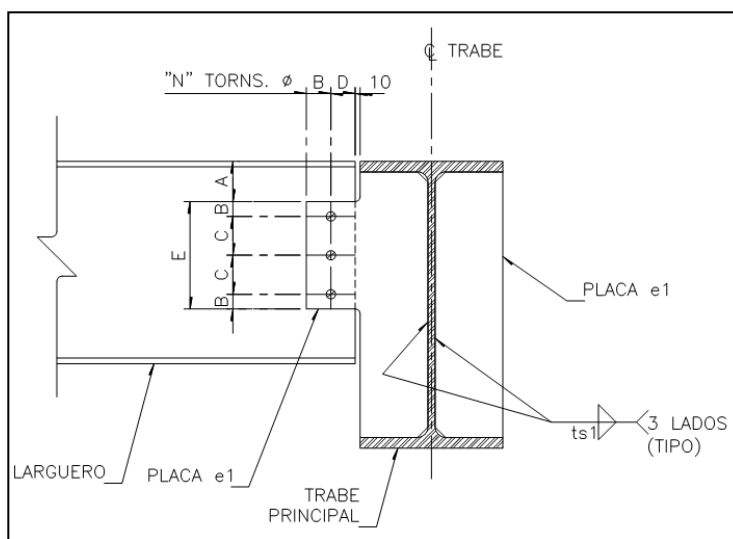


Figura 3.42 Arreglo tipo de tornillos de conexión a cortante.

Las distancias reales previas para el diseño de la conexión se resumen en la siguiente tabla:

Distancia	Valor Mínimo [mm]	Valor Real [mm]
D	$d_{b \min} = 28$	40
B	$d_{b \min} = 28$	40
C	$S_{\min} = 50$	75

Tabla 3.7 Distancias preliminares para la propuesta de arreglo de tornillos.

Donde la excentricidad de la conexión se considera hasta donde se llega al patín del elemento al cual nos conectaremos, por lo tendremos lo siguiente:

$$e_x = 10mm + D = 10 + 40 = 50mm (2in)$$

Table 7-7
Coefficients C for Eccentrically Loaded Bolt Groups
Angle = 0°

Available Strength of a bolt group, ϕR_n or R_n/Ω , is determined with

$$R_n = C \times r_n$$

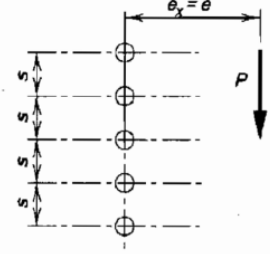
$$\phi = 0.75 \quad \Omega = 2.00$$

or

LRFD	ASD
$C_{min} = \frac{P_u}{\phi r_n}$	$C_{min} = \frac{\Omega P_a}{r_n}$

where

P = required force, P_u or P_a , kips
 r_n = nominal strength per bolt, kips
 e = eccentricity of P with respect to centroid of bolt group, in. (not tabulated, may be determined by geometry)
 e_x = horizontal component of e , in.
 s = bolt spacing, in.
 C = coefficient tabulated below



s, in.	e_x , in.	Number of Bolts in One Vertical Row, n										
		2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
3	2	1.18	2.23	3.32	4.39	5.45	6.48	7.51	8.52	9.53	10.5	11.5
	3	0.88	1.75	2.81	3.90	4.98	6.06	7.12	8.17	9.21	10.2	11.3
	4	0.69	1.40	2.36	3.40	4.47	5.56	6.64	7.72	8.78	9.84	10.9
	5	0.56	1.15	2.01	2.96	3.98	5.05	6.13	7.22	8.30	9.38	10.4
	6	0.48	0.97	1.73	2.59	3.55	4.57	5.63	6.70	7.79	8.87	9.96
	7	0.41	0.83	1.51	2.28	3.17	4.13	5.15	6.20	7.28	8.36	9.44
	8	0.36	0.73	1.34	2.04	2.85	3.75	4.72	5.73	6.78	7.85	8.93
	9	0.32	0.65	1.21	1.83	2.59	3.42	4.34	5.31	6.32	7.36	8.42
	10	0.29	0.59	1.09	1.66	2.36	3.14	4.00	4.92	5.89	6.90	7.94
	12	0.24	0.49	0.92	1.40	2.00	2.68	3.44	4.27	5.15	6.09	7.06
	14	0.21	0.42	0.79	1.21	1.74	2.33	3.01	3.75	4.55	5.41	6.31
	16	0.18	0.37	0.70	1.06	1.53	2.06	2.67	3.33	4.06	4.85	5.68
	18	0.16	0.33	0.62	0.95	1.37	1.84	2.39	3.00	3.66	4.38	5.15
	20	0.15	0.29	0.56	0.85	1.24	1.67	2.16	2.72	3.33	3.99	4.70
	24	0.12	0.25	0.47	0.71	1.03	1.40	1.82	2.29	2.81	3.37	3.99
	28	0.11	0.21	0.40	0.61	0.89	1.20	1.57	1.97	2.42	2.92	3.45
	32	0.09	0.18	0.35	0.54	0.78	1.05	1.37	1.73	2.13	2.57	3.04
36	0.08	0.16	0.31	0.48	0.69	0.94	1.22	1.54	1.90	2.29	2.72	
	C'	2.94	5.89	11.3	17.1	25.1	33.8	44.4	55.9	69.2	83.5	100

Figura 3.43 “Tabla 7-7” del AISC para la obtención del factor C para tornillería.

Dada la excentricidad y el número de tornillos se tiene un factor de $C = 2.23$.

La resistencia nominal por un solo tornillos será:

$$r_n = F_{nv} A_b = 3,796 (2.01) = 7,630 \text{ kg}$$

Por lo que la resistencia nominal del grupo de tornillos será:

$$R_n = C r_n = 2.23 (7,630) = 17,014.9 \text{ kg}$$

La resistencia última del grupo de tornillos es:

$$R_b = \phi R_n = 0.75(17,014.9) = 12,761 \text{ kg} = 12.76 \text{ ton} > Vu \quad \therefore \text{Si cumple}$$

Los 3 tornillos de 16mm cumplen con transmisión del cortante último, sino llegase a cumplir tendría que aumentar el número y diámetro de los tornillos, en algunas ocasiones la capacidad y con ello las dimensiones mínimas y volver a realizar la revisión descrita anteriormente.

c) Diseño de placa de conexión.

Una vez revisado el número de tornillos necesarios para la conexión, se prosigue con el diseño de la placa que los conectara la viga secundaria, teniendo lo siguiente:

La longitud total de la placa será:

$$L_p = E = 2B + (\#Torn. - 1)C$$

$$L_p = E = 2(40) + (3 - 1)(75) = 230\text{mm} = 23\text{cm}$$

Para finalizar con la dimensión de la placa se tienen las siguientes restricciones geométricas:

- Que la longitud de la placa sea menor que la máxima distancia de la parte lisa del alma (T):

$$L_p \text{ ó } E < T \rightarrow 230 < 346 \quad \therefore \text{Si Cumple}$$

- Que la distancia A , sea mayor que k , es decir:

$$A = \frac{d - L_p}{2} > k$$

$$A = \frac{403 - 230}{2} = 86.5, \text{ se redondea a } A = 85\text{mm}$$

$$A = 85 > k = 29 \quad \therefore \text{Si Cumple}$$

Para saber el espesor de la placa tenemos las siguientes expresiones de acuerdo al caso de falla, por fluencia o por ruptura de acuerdo a las especificaciones de AISC en su sección J4.2, donde se tiene lo siguiente:

1) Para fluencia en corte del elemento:

$$V_{R1} = \phi R_n = \phi_f (0.60 F_y A_{gv})$$

Donde:

- V_{R1} Cortante Resistente en caso de fluencia en elemento. [Kg]
- F_y Esfuerzo de fluencia del elemento. [Kg/cm²]
- ϕ_f = 1.0, factor de resistencia de acuerdo a LRFD.
- A_{gv} Área total de corte del elemento [cm²], siendo lo siguiente: $A_{gv} = L_p t_p$

2) Para ruptura en corte del elemento:

$$V_{R2} = \phi Rn = \phi_r(0.60 Fu A_{nv})$$

Donde:

- V_{R2} Cortante Resistente en caso de ruptura en elemento. [Kg]
- Fu Esfuerzo último del elemento. [Kg/cm²]
- ϕ_r = 0.75, factor de resistencia de acuerdo a LRFD.
- A_{nv} Área neta del corte del elemento [cm²], siendo lo siguiente:

$$A_{gv} = [Lp - \#Tor(\phi_{tor} + 0.3cm)] t_p$$

Para el espesor de la placa tendremos los siguientes valores:

$$t = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{Vu}{\phi_f(0.60 Fy Lp)} \\ \frac{Vu}{\phi_r(0.60 Fu)[Lp - \#Tor(\phi_{tor} + 0.3cm)]} \end{array} \right.$$

Por lo que tendremos:

$$t_1 = \frac{9,520}{(1.0)(0.60)(2530)(23)} = 0.27cm = 2.7mm$$

$$t_2 = \frac{9,520}{(0.75)(0.60) (4080)[23 - 3(1.6 + 0.3)]} = 0.29cm = 29mm$$

← Rige

Se tomara el máximo siendo de 2.9mm, pero como el alma es $t_w=7mm$, tomaremos $t = 6mm$ de espesor en la placa tipo **A-36**.

d) Diseño de soldadura de filete.

De acuerdo a la figura 3.42, necesitamos conectar nuestra placa de conexión e_1 al elemento que se conectará nuestro larguero secundario, sin embargo, es necesario considerar la excentricidad que genera la reacción al eje de la soldadura.

De manera práctica y con el propósito de no revisar exactamente caso por caso a qué elemento principal se conectara nuestro larguero secundario, se supondrá una soldadura vertical del mismo tamaño del peralte de nuestro larguero como se muestra en la figura 3.44.

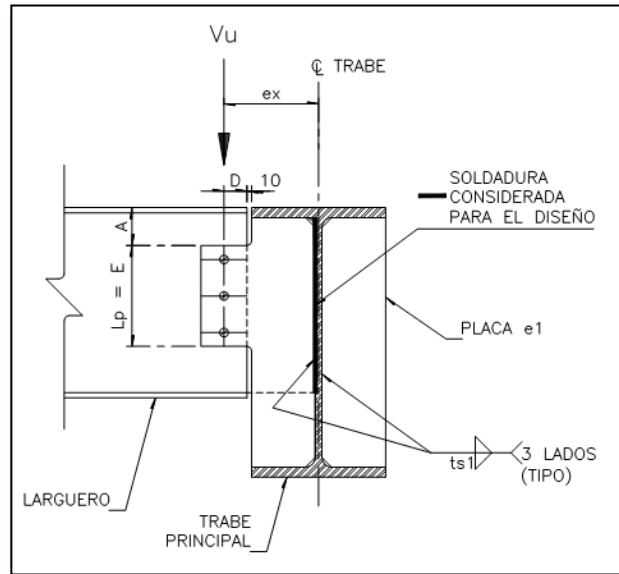


Figura 3.44 “Tabla 7-7” del AISC para la obtención del factor C.

Al considerar nuestra conexión a una viga del mismo peralte, supondremos que la excentricidad será la mitad del patín mas las distancias previas definidas de 10mm y D teniendo lo siguiente:

$$ex = \frac{bf}{2} + 10 + D$$

$$ex = \frac{140}{2} + 10 + 40 = 120mm$$

Realizando los siguientes cálculos para el uso de la tabla 8-4 del AISC para soldaduras excéntricas se tiene lo siguiente:

$$a = \frac{al}{l} = \frac{e}{l} = \frac{120}{403} = 0.297 \approx 0.30$$

$$k = \frac{kl}{l} = \frac{0}{403} = 0.0$$

Con los datos anteriores y con el uso de las tablas del AISC para soldaduras excéntricas (Figura 3.45) se obtiene un coeficiente **C=3.09**, y al utilizar electrodos de la serie E70XX **C₁= 1.0**.

Para el caso de la soldadura mínima se tiene la siguiente expresión:

$$D = \frac{Pu}{\phi C C_1 l}$$

Donde:

$$Pu = Vu = 9,520kg \left(\frac{1Kips}{453.36kg} \right) = 20.998 Kips$$

$$l = 403mm \left(\frac{1 in}{25.4mm} \right) = 15.87in$$

Por lo tanto se tiene:

$$D_{min} = \frac{Pu}{\phi C C_1 l} = \frac{20.998}{(0.75)(3.09)(1.0)(15.87)} = 0.57 \text{ Dieciseisavos}$$

Que es igual a:

$$D_{min} = \frac{0.79 \text{ in}}{16} \left(\frac{25.4 \text{ mm}}{1 \text{ in}} \right) = 0.9 \text{ mm}$$

Pero de acuerdo a la soldadura mínima de filete de la tabla J2.4 del ASIC, para una placa de 6mm, se tendrá que la soldadura será de $t_{s1} = 3 \text{ mm}$.

Que podemos revisar dicho valor con la expresión de la soldadura de filete:

$$R_s = \phi R_n = \phi (\cos 45^\circ t_s L F_W)$$

$$R_s = (0.75)[(0.7071)(0.3)(40.3)(0.6 \times 4920)] = 18,927 \text{ kg} > 9,520 \text{ kg} \quad \therefore \text{Cumple}$$

Table 8-4
Coefficients C
for Eccentrically Loaded Weld Groups
Angle = 0°

Available Strength of a weld group, ϕR_n or R_n/Ω , is determined with
 $R_n = CC_1Dl$ ($\phi = 0.75$, $\Omega = 2.00$)
 or

LRFD				ASD			
$C_{min} = \frac{P_u}{\phi C_1 D l}$	$D_{min} = \frac{P_u}{\phi C C_1 l}$	$l_{min} = \frac{P_u}{\phi C C_1 D}$		$C_{min} = \frac{\Omega P_a}{C_1 D l}$	$D_{min} = \frac{\Omega P_a}{C C_1 l}$	$l_{min} = \frac{\Omega P_a}{C C_1 D}$	

where
 P = required force, P_u or P_a , kips
 D = number of sixteenths-of-an-inch in the fillet weld size
 l = characteristic length of weld group, in.
 $a = e_x / l$
 e_x = horizontal component of eccentricity of P with respect to centroid of weld group, in.
 C = coefficient tabulated below
 C_1 = electrode strength coefficient from Table 8-3 (1.0 for E70XX electrodes)

a	k															
	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0
0.00	3.71	3.71	3.71	3.71	3.71	3.71	3.71	3.71	3.71	3.71	3.71	3.71	3.71	3.71	3.71	3.71
0.100	3.72	3.73	3.72	3.71	3.70	3.69	3.67	3.65	3.63	3.61	3.60	3.56	3.52	3.48	3.45	3.71
0.150	3.67	3.66	3.65	3.64	3.62	3.60	3.58	3.56	3.54	3.52	3.50	3.47	3.43	3.40	3.37	3.34
0.200	3.51	3.51	3.50	3.49	3.47	3.46	3.44	3.43	3.41	3.40	3.38	3.36	3.33	3.30	3.28	3.25
0.250	3.31	3.31	3.31	3.30	3.29	3.28	3.28	3.27	3.26	3.26	3.25	3.23	3.22	3.20	3.18	3.17
0.300	3.09	3.09	3.09	3.10	3.10	3.10	3.11	3.11	3.11	3.11	3.11	3.11	3.11	3.10	3.09	3.08
0.400	2.66	2.66	2.68	2.70	2.73	2.75	2.78	2.80	2.82	2.83	2.85	2.87	2.89	2.90	2.90	2.90
0.500	2.29	2.30	2.32	2.35	2.40	2.44	2.48	2.52	2.55	2.58	2.61	2.65	2.68	2.71	2.73	2.74
0.600	2.00	2.00	2.03	2.07	2.12	2.18	2.23	2.28	2.32	2.36	2.39	2.45	2.50	2.54	2.57	2.59
0.700	1.76	1.76	1.79	1.84	1.90	1.96	2.02	2.07	2.12	2.16	2.21	2.28	2.33	2.38	2.42	2.45

Figura 3.45 “Tabla 8-4” del AISC para la obtención del factor C en soldaduras.

A continuación desglosare una tabla resumen con todas las indicaciones necesarias para la elaboración de la conexión en taller o en campo según sea el caso, desglosando calidades y dimensiones de los materiales, tornillería y soldadura.

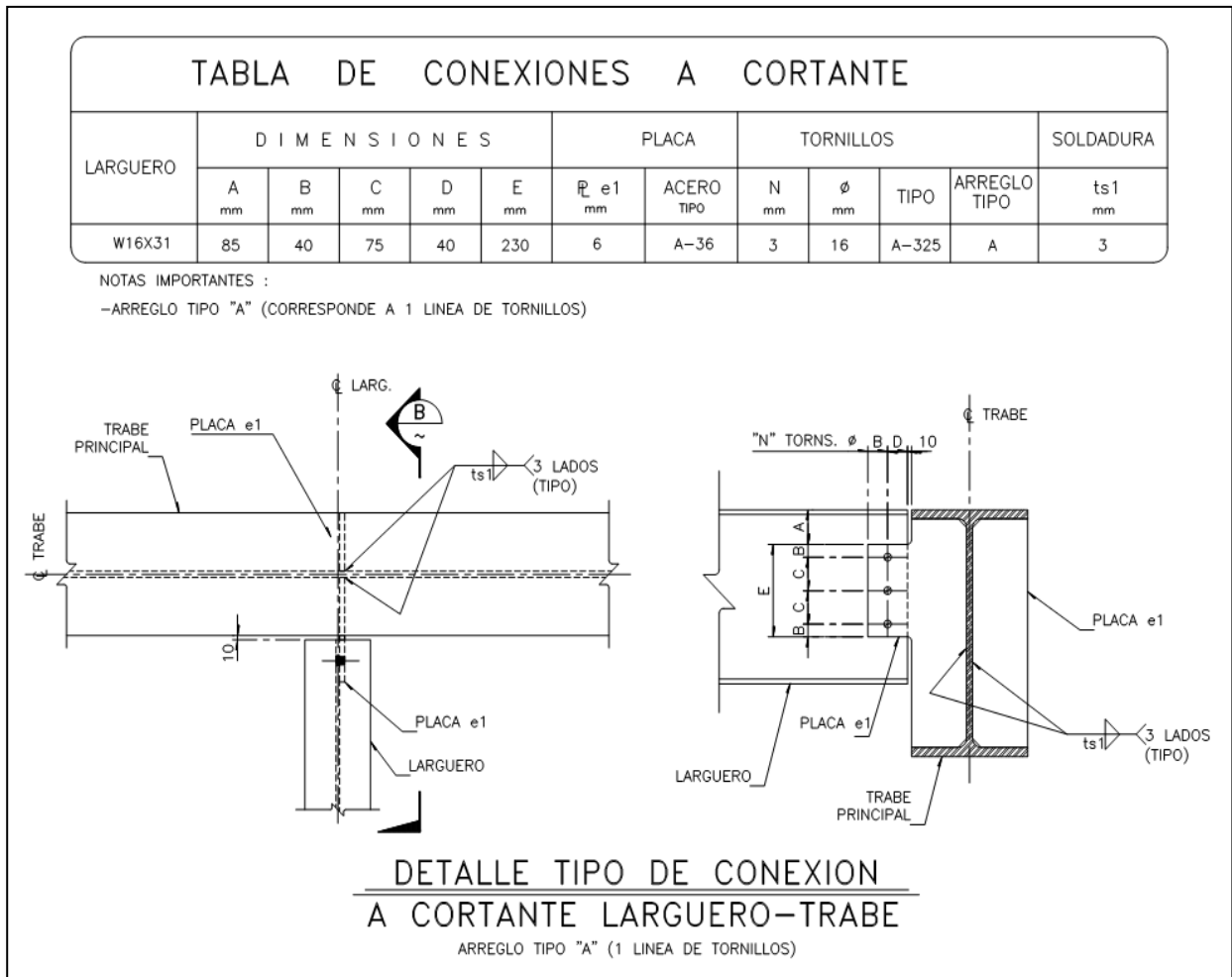


Figura 3.46 Indicaciones y especificaciones en planos estructurales.

3.6.4 CONEXIÓN A MOMENTO

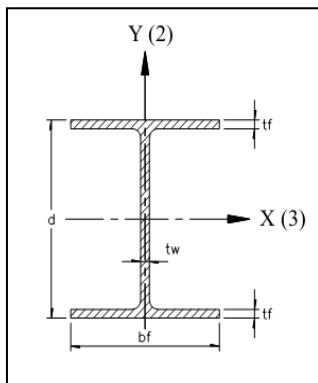
La conexión a momento desarrollada en este proyecto fue la de conectar las vigas principales a una columna de montaje para evitar dejar embebidos a la columna final de concreto, este tipo de conexión es similar a la cortante desarrollada en la sección anterior, con la variante de la revisión de la soldadura de penetración usada en los patines y la revisión de las placas de continuidad en dichos patines de la trabe principal.

Utilizando la viga principal desarrollada en la sección 3.3 y con ayuda del modelo matemático, se obtienen los siguientes elementos mecánicos máximos en los extremos de la sección:

$$M_3 = M_x = -199.929 \text{ ton-m}$$

$$V_2 = V_y = -67.784 \text{ ton}$$

a) Datos de diseño



Perfil W36x135

$d = 903 \text{ mm.}$

$t_w = 15.2 \text{ mm.}$

$b_f = 304 \text{ mm.}$

$t_f = 20.1 \text{ mm.}$

$T = 817 \text{ mm.}$

$k = 43 \text{ mm.}$

$F_y = 3,515 \text{ kg/cm}^2.$

$E_s = 2,039,000 \text{ kg/cm}^2.$

Tornillos

A-325N

Placa **A-36**

$F_y = 2,530 \text{ kg/cm}^2.$

b) Revisión de Placa a Cortante

➤ Obtención del número de tornillos

Debido a que la conexión de momento se considera como rígida, la excentricidad de la fuerza de diseño de cortante se supone nula, es decir, que el plano de corte coincide con el de los tornillos.

Considerando tornillos de diámetro $\phi = 22\text{mm}$ de calidad **A325N** se tiene lo siguiente:

Para el área del tornillo se tiene:

$$A_b = \frac{\pi d_{tor}^2}{4} = \frac{\pi (2.2)^2}{4} = 3.80 \text{ cm}^2$$

El número de tornillos necesarios será:

$$\# \text{ Torn} = \frac{V_U}{\phi A_b R_{nv}}$$

$$\# \text{ Torn} = \frac{67,784}{(0.75)(3.80)(3,796)} = 6.26 \text{ torn.}$$

Por ser un peralte de 90 cm, consideraremos **7 tornillos**.

De acuerdo al diámetro del tornillo se tienen las siguientes dimensiones mínimas descritas en la sección 3.6.1.2 de este escrito, las cuales son:

- Distancia al borde mínima:

$$d_{b\ min} = 1.75 \phi_{tor} = 1.75(22\text{mm}) = 38.5\text{mm} \rightarrow \therefore d_{b\ min} = 40\text{mm}$$

- Distancia entre tornillos mínima:

$$S_{b\ min} = 3 \phi_{tor} = 3(22\text{mm}) = 66\text{mm} \rightarrow \therefore S_{b\ min} = 70\text{mm}$$

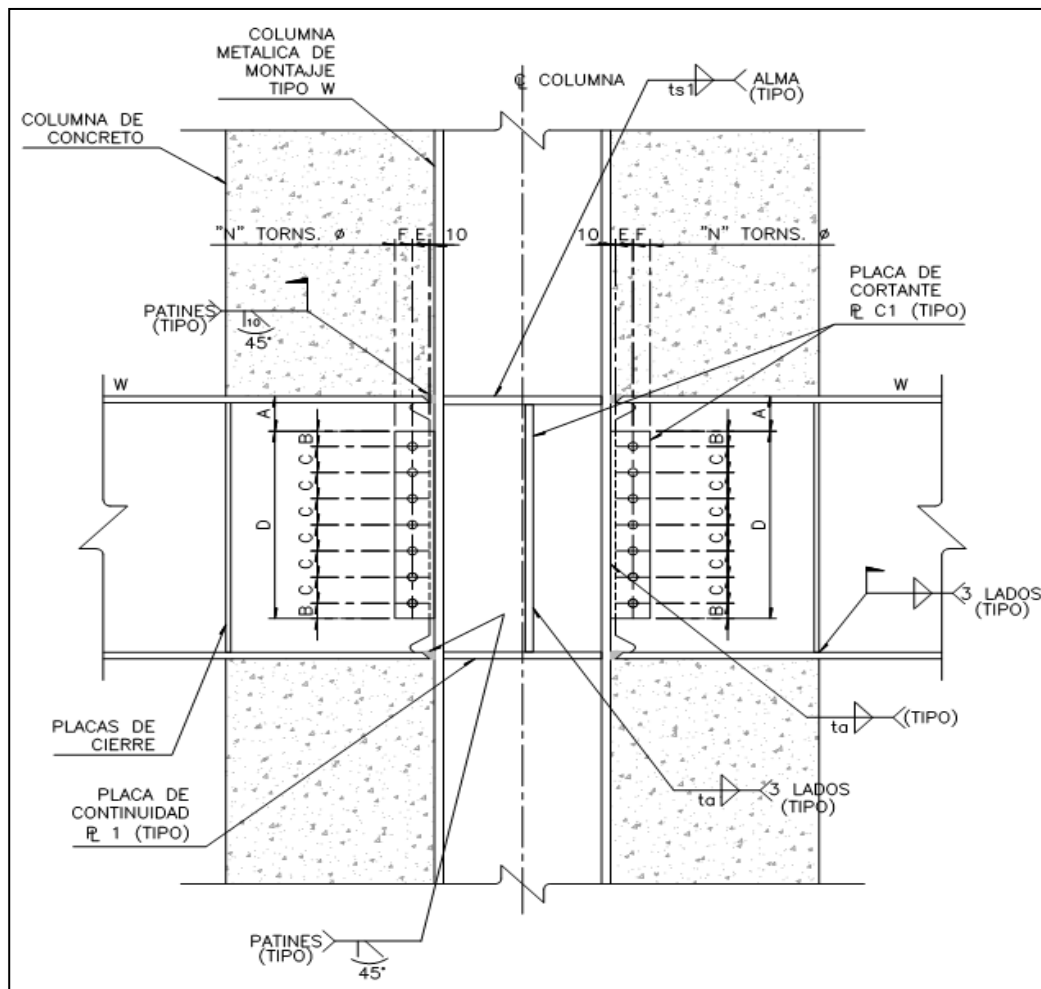


Figura 3.47 Arreglo tipo de tornillos de conexión a momento.

Las distancias reales previas para el diseño de la conexión se resumen en la siguiente tabla:

Distancia	Valor Mínimo [mm]	Valor Real [mm]
E y F	$d_{b\ min} = 40$	40
B	$d_{b\ min} = 40$	40
C	$S_{min} = 70$	75

Tabla 3.8 Distancias preliminares para el arreglo de tornillos.

La resistencia última del grupo de tornillos es:

$$R_b = \phi R_n = \#Torn \phi A_b R_{nv} = 7(0.75)(3.80)(3,796) = 75,730 \text{ kg} = 75.73 \text{ ton} > V_u \quad \therefore \text{Si cumple}$$

➔ **Diseño de placa de conexión.**

Una vez revisado el número de tornillos necesarios para la conexión, se prosigue con el diseño de la placa que los conectara la viga secundaria, teniendo lo siguiente:

La longitud total de la placa será:

$$L_p = D = 2B + (\#Torn. - 1)C$$

$$L_p = D = 2(40) + (3 - 1)(75) = 530\text{mm} = 53\text{cm}$$

Para finalizar con la dimensión de la placa se tienen las siguientes restricciones geométricas:

- Que la longitud de la placa sea menor que la máxima distancia de la parte lisa del alma (T):

$$L_p \text{ ó } D < T \rightarrow 530 < 817 \quad \therefore \text{Si Cumple}$$

- Que la distancia A , sea mayor que k , es decir:

$$A = \frac{d - L_p}{2} > k \rightarrow \frac{903 - 530}{2} = 186.5, \text{ se redondea a } A = 185\text{mm}$$

$$A = 185 > k = 43 \quad \therefore \text{Si Cumple}$$

Para el espesor de la placa tendremos las siguientes expresiones:

$$t = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{V_u}{\phi_f (0.60 F_y L_p)} \\ \frac{V_u}{\phi_r (0.60 F_u) [L_p - \#Tor(\phi_{tor} + 0.3\text{cm})]} \end{array} \right.$$

Por lo que tendremos:

$$t_1 = \frac{67,784}{(1.0)(0.60)(2,530)(53)} = 0.84\text{cm} = 8.4\text{mm}$$

$$t_2 = \frac{67,784}{(0.75)(0.60)(4,080)[53 - 7(2.2 + 0.3)]} = 1.04\text{cm} = 10.4\text{mm}$$

← Rige

Se tomara el máximo siendo de 10.4mm, teniendo un alma es $t_w=15.2\text{mm}$, tomaremos $t = 13\text{mm}$ de espesor en la placa tipo **A-36**.

➤ **Diseño de soldadura de filete.**

De acuerdo a la figura 3.47, necesitamos conectar nuestra placa de conexión **C1a** los patines de la columna de montaje, por lo que la longitud efectiva de la soldadura será el mismo valor de la distancia **D** de nuestra placa.

Que podemos revisar dicho valor con la expresión de la soldadura de filete:

$$R_s = \phi R_n = \phi (\cos 45^\circ t_s L F_w) = Vu$$

$$t_s = \frac{Vu}{\phi (\cos 45^\circ L F_w)} = \frac{67,784}{(0.75)(0.7071)(53)(0.6 \times 4920)} = 0.817\text{cm} = 8.17\text{mm}$$

Dado que se utilizará doble filete, se tendrá un filete de $8.17/2 = 4.1\text{mm}$, pero de acuerdo a la tabla J2.4 del AISC sobre espesores mínimos de soldaduras para elementos entre 13 y 19 el filete mínimo es de 6mm, por lo que respetaremos dicho valor teniendo una soldadura **ta = 6mm**.

c) Revisión de soldadura de penetración en patines

De acuerdo al tipo de conexión establecida, se plantea soldar a penetración completa en ranura los patines, con el propósito de establecer una conexión rígida. Este tipo de soldaduras no son necesario revisarlas, esto es que de acuerdo al AISC en su tabla J2.5 indican que estas soldaduras soportan las fuerzas del metal base debido a que teóricamente la capacidad de la soldadura de serie E70XX (4,920 Kg/cm²) utilizada es mayor que la de los perfiles o placas utilizadas con calidades A-36 (3,515 Kg/cm²) y A-992 (4,570 Kg/cm²).

d) Revisión de placas de continuidad.

Debido a las cargas que se deben transmitir por medio de las trabes principales a las columnas, en algunas ocasiones, las columnas están diseñadas para las descargas globales más no se revisan localmente si son lo suficientemente rígidas para soportar las sollicitaciones ocasionadas por las vigas principales u otro elemento que se le conecte.

Por tal motivo, en esta parte del diseño de la conexión se revisará si la columna de montaje no presenta algún tipo de falla local tanto en el patín como en el alma, tales casos se muestran en la figura 3.48.

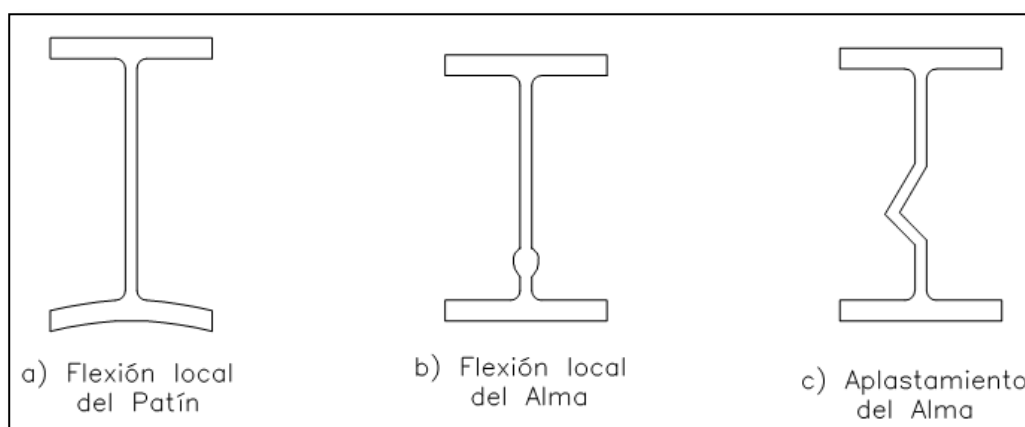
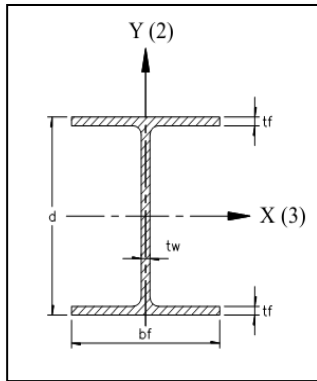


Tabla 3.48 Tipos de fallas locales en columna.

Para nuestro caso desglosaré los cálculos realizados para la revisión de la columna de montaje, siendo de alma abierta con las propiedades del perfil W14x120, cuyas propiedades son las siguientes:



Perfil W14X120

$d = 368 \text{ mm.}$

$t_w = 15 \text{ mm.}$

$b_f = 373 \text{ mm.}$

$t_f = 23.9 \text{ mm.}$

$T = 285 \text{ mm.}$

$k = 41 \text{ mm.}$

$F_y = 3,515 \text{ kg/cm}^2.$

$E_s = 2,039,000 \text{ kg/cm}^2.$

La fuerza horizontal máxima (figura 3.49) que tiene que resistir localmente tanto el alma, patín o el mismo atiesador será el mínimo de las siguientes fuerzas:

$$P_{bf} = H = \min \left\{ \begin{array}{l} = \frac{M}{d - t_f} \\ = \phi F_y b_f t_f \end{array} \right.$$

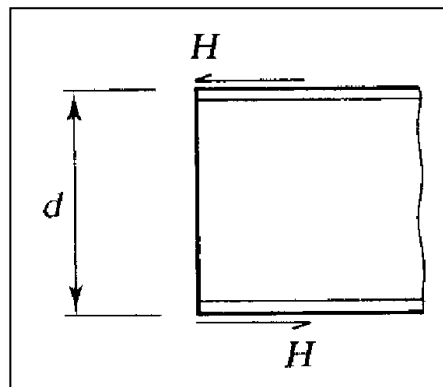


Tabla 3.49 Fuerza horizontal resultante por el momento actuante.

Por lo que tenemos el siguiente valor:

$$P_{bf} = \min \left\{ \begin{array}{l} = \frac{Mu}{d - t_f} = \frac{199.929}{0.903 - 0.201} = 226.44 \text{ ton} \\ = \phi F_y b_f t_f = 0.9(3,515)(30.4)(2.01) = 193302 \text{ kg} = 193.3 \text{ ton} \\ \leftarrow \text{Rige} \end{array} \right.$$

Por lo tanto revisaremos con la fuerza horizontal $P_{bf} = 193.3 \text{ ton}$

De acuerdo a las especificaciones del AISC en su sección J10, existen revisiones locales del patín y del alma de las columnas que se desglosan a continuación:

- **Flexión local en el patín de la columna.**

Se deberá revisar que la tensión máxima actuante en el patín de la columna, no exceda de la resistencia por flexión local del patín de la columna dada por la siguiente expresión:

$$F_{Rf} = \phi R_n = \phi 6.25 t_f^2 F_{yf}$$

Donde:

- F_{Rf} Resistencia a la flexión del patín [Kg]
- ϕ = 0.9, factor de resistencia de acuerdo a LRFD.
- t_f Espesor del patín. [cm]
- F_{yf} Esfuerzo de fluencia del patín [Kg/cm²]

Por lo que tenemos lo siguiente:

$$F_{Rf} = (0.9)(6.25)(2.39)^2(3,515) = 112,938.9 \text{ kg} = 112.94 \text{ ton}$$

$$F_{Rf} = 112.94 \text{ ton} < P_{bf} = 193.3 \text{ ton}$$

∴ Por lo que se necesitan atiesadores

- **Fluencia local en el alma de la columna.**

También es necesario revisar localmente la fluencia en el alma del elemento al cual nos conectamos, teniendo los siguientes límites:

→ Cuando la carga concentrada que debe ser resistida es aplicada a una distancia desde el extremo del miembro mayor que la profundidad del miembro d , se tiene:

$$F_{R1} = \phi R_n = \phi F_{yw} t_w (5k + N)$$

→ Cuando la carga concentrada que debe ser resistida es aplicada a una distancia desde el extremo del miembro menor o igual que la profundidad del miembro d , se tiene:

$$F_{R2} = \phi R_n = \phi F_{yw} t_w (2.5k + N)$$

Donde:

- F_{R1}, F_{R2} Resistencia a la fluencia en el alma [Kg]
- ϕ = 1.0, factor de resistencia de acuerdo a LRFD.
- t_w Espesor del alma. [cm]
- F_{yw} Esfuerzo de fluencia del alma [Kg/cm²]
- k Distancia desde la cara exterior del patín hasta el pie del filete del alma [cm]
- N Longitud del apoyo de la fuerza aplicada [cm].

En caso de revisión de columnas, sería el valor del espesor de la placa a conectar a la columna.

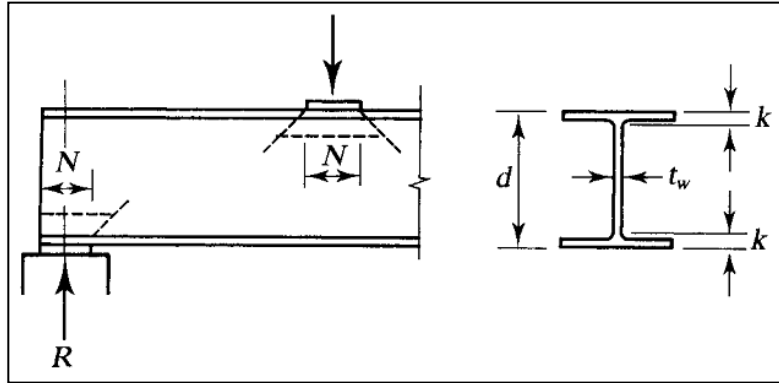


Tabla 3.50 Casos de revisiones de fluencia en el alma.

En este caso, solo usaremos la primera expresión, ya que se debe de transmitir la carga a todo lo largo del peralte d de la columna, teniendo lo siguiente:

$$F_{R1} = (1.0)(3,515)(1.5)[5(4.1) + 2.01] = 118,683.98 \text{ kg} = 118.7 \text{ ton}$$

$$F_{R1} = 118.7 \text{ ton} < P_{bf} = 193.3 \text{ ton}$$

\therefore Por lo que se necesitan atiesadores

- **Aplastamiento del alma.**

Para revisar el aplastamiento en el alma se deberá de cumplir que:

$$F_R = \phi R_n = \phi 0.80 t_f^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E_s F_y t_f}{t_w}}$$

Donde:

- F_R Resistencia al aplastamiento del alma [Kg]
- ϕ = 0.75, factor de resistencia de acuerdo a LRFD.
- t_w, t_f Espesor del alma y patín respectivamente. [cm]
- d Peralte de la columna [cm]
- F_y Esfuerzo de fluencia del alma [Kg/cm²]
- N Longitud del apoyo de la fuerza aplicada [cm]
- E_s Modulo de elasticidad del acero [Kg/cm²]

Teniendo lo siguiente:

$$F_R = (0.75)(0.80)(2.39)^2 \left[1 + 3 \left(\frac{2.01}{36.8} \right) \left(\frac{1.5}{2.39} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{(2,039,000)(3,515)(2.39)}{1.5}} =$$

$$F_R = 396,083.7 \text{ kg} = 396.1 \text{ ton}$$

$$F_R = 396.1 \text{ ton} > P_{bf} = 193.3 \text{ ton}$$

∴ En aplcastamiento del alma, NO necesitaría atiesadores.

De acuerdo con los puntos anteriores nuestra conexión necesita atiesadores, y el caso que gobierna es la flexión local en el alma, por lo que el área de atiesador debe cumplir con la fuerza horizontal dada para este caso, por lo que se debe de cumplir con la siguiente igualdad:

$$\phi_{st} F_{yst} A_{st} = P_{bf} - \phi R_{n \min}$$

Donde:

- ϕ_{st} = 0.90, factor de resistencia de acuerdo a LRFD.
- F_{yst} Esfuerzo de fluencia del atiesador [kg/cm²]
- A_{st} Área transversal del atiesador [cm²]
- P_{bf} Fuerza horizontal aplicada por el patín de la viga o por la placa de conexión [Kg]
- $\phi R_{n \min}$ Fuerza resistente mínima de acuerdo a los límites de revisión del alma y patín [Kg]

Teniendo la siguiente área necesaria del atiesador:

$$A_{st} = \frac{P_{bf} - \phi R_{n \min}}{\phi_{st} F_{yst}}$$

$$A_{st} = \frac{193,302 - 112,938.9}{(0.90)(2,530)} = 35.29 \text{ cm}^2$$

De acuerdo a las especificaciones del AISC en su punto J10.8, y siguiendo la Figura XXX, se tienen los siguientes requisitos para dimensionar los atiesadores.

- El ancho del atiesador más medio espesor de alma de la columna no debe ser menor que un tercio del ancho del patín del elemento produce la carga concentrada.

$$b + \frac{t_w}{2} \geq \frac{b_b}{3} \rightarrow \therefore b \geq \frac{b_b}{3} - \frac{t_w}{2}$$

- El espesor de un atiesador no debe ser menor que medio espesor del patín

$$t_{st} \geq \frac{t_b}{2}$$

- Debe ser mayor o igual que el ancho del atiesador dividido entre 16.

$$t_{st} \geq \frac{b}{15}$$

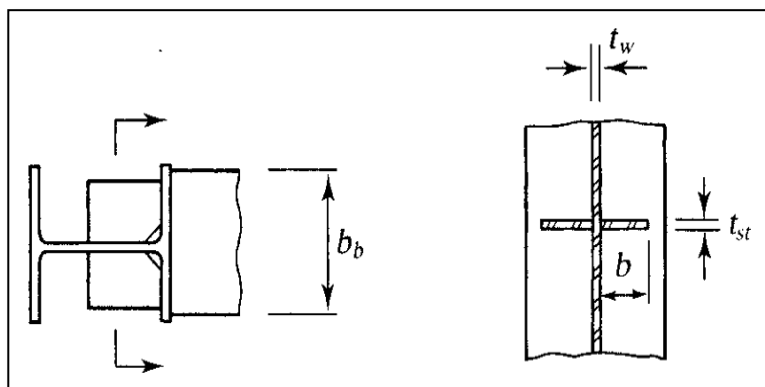


Tabla 3.51 Simbología para dimensionamiento de atiesadores.

Con los puntos anteriores descritos el mínimo ancho del atiesador será:

$$b \geq \frac{b_b}{3} - \frac{t_w}{2} = \frac{304}{3} - \frac{15}{2} = 93.83mm$$

El máximo ancho será el resultante entre la diferencia entre del ancho del patín menos el alma:

$$b \leq \frac{b_f - t_w}{2} = \frac{373 - 15}{2} = 179mm = 17.9cm$$

El mínimo de espesor será:

$$t_{st} \geq \frac{20.1}{2} = 10.05mm$$

Considerando un atiesador que llegue al tope de la columna, calcularemos el espesor necesario para cumplir con el área necesaria del atiesador:

$$17.9 (t_{st}) \times 2 \text{ atiesadores} = A_{st} = 35.29 \text{ cm}^2$$

$$t_{st} = \frac{35.29}{2(17.9)} = 0.986 \text{ cm} = 9.8mm$$

Es menor que el espesor mínimo, por lo que usaremos atiesadores de **$t_{st}=13mm$** .

Revisando la última consideración se tiene:

$$t_{st} \geq \frac{b}{15}; \quad 13mm > \frac{179}{15} = 11.93mm \quad \therefore \text{Cumple}$$

Para la soldadura del atiesador en la columna tendrá que soportar la fuerza horizontal actuante por los patines del elemento que se conecta (P_{bf}) menos la fuerza dominante resistida, es decir:

$$R_{Wst} = P_{bf} - \phi R_{n \text{ min}}$$

$$R_{Wst} = 193,302 - 112,938.9 = 80,363.1 \text{ kg}$$

La longitud efectiva de la soldadura será la siguiente:

$$L_{s1} = 2\text{lados} \times 2\text{atiesadores} (d - 2k)$$

$$L_{s1} = (2)(2)[36.8 - 2(4.1)] = 114.4cm$$

El espesor de soldadura mínima será:

$$t_{s1} = \frac{R_{Wst}}{\phi (\cos 45^\circ L_{s1} F_W)} = \frac{80,363.1}{(0.75)(0.7071)(114.4)(0.6 \times 4920)} = 0.448cm = 4.5mm$$

Sin embargo, el espesor mínimo para el espesor del alma de la columna ($t_w = 15\text{mm}$) es de 5mm según la tabla J2.4 del AISC y desglosada en la sección 3.6.2.4 de este escrito, por lo tanto usaremos soldadura $t_{s1} = 5\text{mm}$.

A continuación desglosaré una tabla resumen con todas las indicaciones necesarias para la elaboración de la conexión en taller o en campo según sea el caso, desglosando calidades y dimensiones de los materiales, tornillería y soldadura.

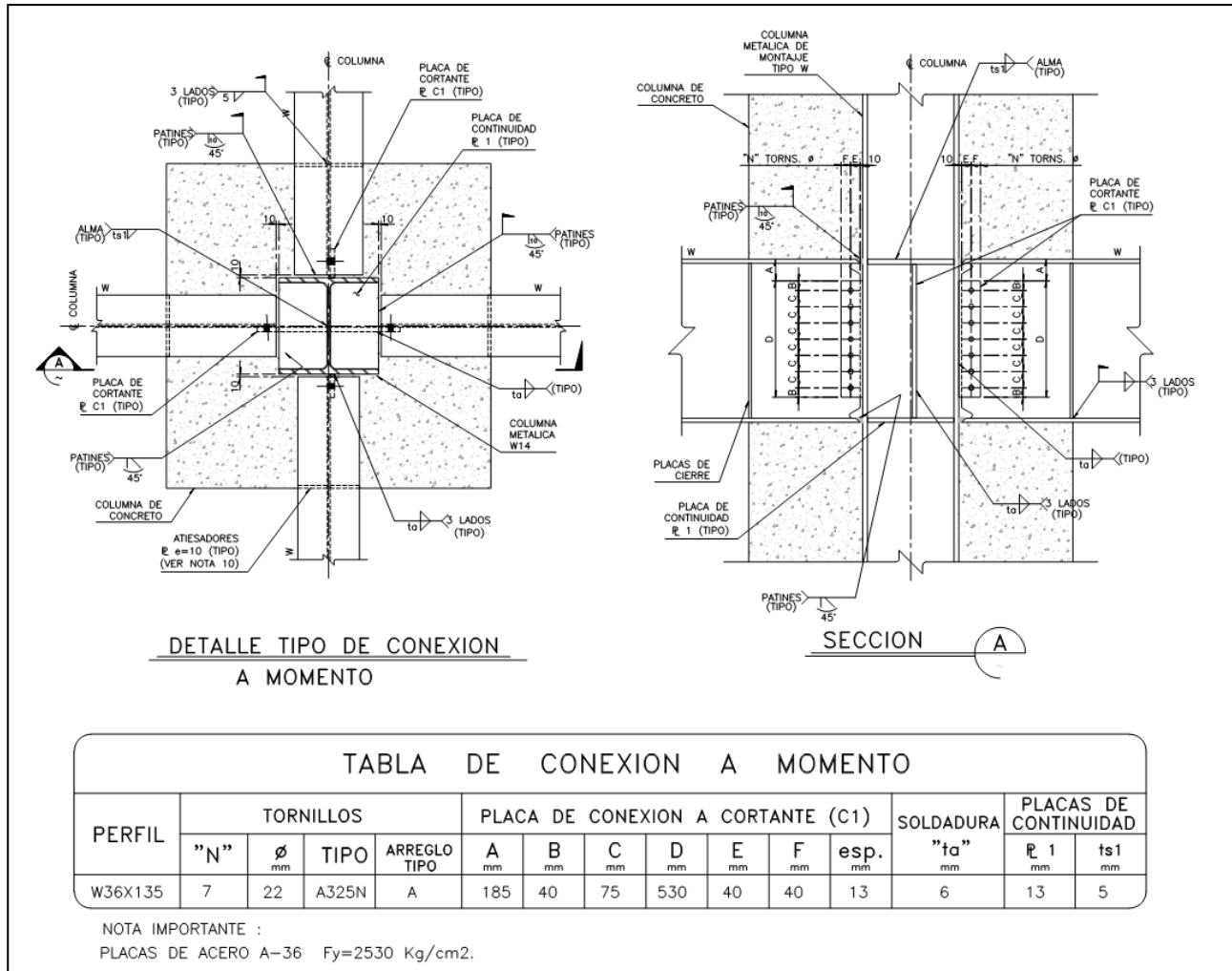


Figura 3.52 Indicaciones y especificaciones en planos estructurales.

CAPITULO 4

“CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES”

CONCLUSIONES

Después de haber desglosado los procedimientos básicos en lo que tuve la oportunidad de participar desde la obtención del proyecto arquitectónico, análisis, modelación y diseño estructural de una estructura principalmente metálica, puedo concluir con lo siguiente:

- La estructuración principal propuesta para el proyecto LATINO TOWERS cumple con los límites de servicio y de falla de acuerdo a la reglamentación actual de Distrito Federal, lo que la hará una estructura segura, económica y funcional.
- Para edificaciones de grandes dimensiones e importancia, fue importante la realización del estudio del espectro de respuesta en sitio del proyecto, ya que nos refleja el verdadero comportamiento que se prevé tendrá la estructura permitiéndonos optimizar los elementos estructurales y con ello el ahorro económico del proyecto.
- Los programas de computadora actualmente son una herramienta muy sofisticada que nos ayudan a minimizar tiempos en la elaboración de proyectos, sin embargo, el usuario deberá de tener presentes los fundamentos teóricos básicos para sustentar y dar credibilidad a los resultados arrojados por dichos programas, ya que en muchas ocasiones se cae en el error de usar los datos sin tener congruencia en lo que se está realizando, es cuando se tiene que tener un criterio de lógica y con ayuda de los conceptos básicos de ingeniería estructural poder comprobar dichos valores, realizando procedimientos o cálculos hechos a mano.
- En mi poca experiencia profesional, puedo concluir que en muchas ocasiones los estados de servicio rigen el diseño antes de la resistencia de los mismos elementos estructurales, a menos que se consideren contraflechas u otros mecanismos para contrarrestar las deformaciones y llevar al elemento hasta la capacidad máxima posible.
- El desarrollo de conexiones es un tema de suma importancia, debido a que si no se especifican los tipos de conexión a lo idealizado en la modelación y consideraciones de análisis matemático, el comportamiento de la estructura puede sufrir afectaciones notorias.
- El presente escrito únicamente está considerado para la metodología del análisis y diseño de una edificación, ya que si se plantea analizar y diseñar estructuras como puentes, antenas, silos, etc., se deben de tomar en cuantas otras consideraciones.
- Es importante tener los conceptos básicos en las ramas de acero estructural y concreto reforzado, con el propósito de dar soluciones económicas y seguras a cualquier tipo de estructuras.

RECOMENDACIONES

Para finalizar este escrito con aun más sentimiento de satisfacción y alegría, quiero ofrecer algunas recomendaciones que con base a mi experiencia laboral en *Cesar Méndez Franco SC* eh enfrentado y experimentado problemáticas que se pueden prevenir, mismas que a continuación describiré:

- En el anteproyecto y desarrollo del mismo, se debe de tener una constante comunicación con el organismo o persona encargada del “*Proyecto Arquitectónico*” con el propósito de establecer claramente los espacios y tipos de usos del suelo, ya que si no se tienen bien definidos, se podrá caer en un error de cálculo al haber considerado diferentes cargas y al ser construido se podrá visualizar dicho efecto con deformaciones excesivas o en el peores de los casos la falla del elemento.
- Es importante la comunicación con el encargado del estudio de *Mecánica de Suelos*, ya con ese estudio se puede definir en qué tipo de zona sísmica se localizará el proyecto, lo que permitirá una menor incertidumbre en el caso del análisis sísmico.
- Para el caso de grandes estructuras, siempre será recomendable conocer los parámetros sísmicos del sitio en estudio, a pesar de que es un gasto adicional, con ayuda de dicho estudio se puede contrarrestar el gasto con una mayor optimización de la estructura al predecir con una mayor seguridad el comportamiento del terreno ante un evento sísmico.
- Cuando se tenga alguna duda con los datos arrojados por los programas, recomiendo revisar localmente que es lo que ocasiona los datos erróneos, comparar con algún calculo a mano y si es posible compararlo con alguna modelación adicional utilizando otro programa.
- En el caso de diseño, recomiendo actualizar constantemente los conocimientos en cualquiera de las áreas (acero, concreto, mampostería, etc.) debido a las actualizaciones a los conceptos y teorías de ingeniería, estudios de laboratorio en base a materiales estructurales, nuevos métodos constructivos, lenguaje técnico, entre otros.
- Se debe de tener una constante relación entre las áreas fundamentales para la elaboración de un proyecto; *Arquitectura-Mecánica de Suelos-Ingeniera Estructural-Construcción*, ya que si se rompe el vinculo entre alguna de estas puede haber afectaciones al proyecto mismo como invasión de espacios libres, realización de mal proceso constructivo por falta de información de mecánica de suelo o ingeniera básica.
- Si existen confusiones al leer planos arquitectónicos, notas técnicas de estudios de mecánica de suelos o planos estructurales, es más recomendable informar al encargado de brindar dicha información, para la aclaración de dicha duda y así evitar contratiempo de entrega, recálcalos o en sus peores escenarios la demolición o reforzamiento de dicha problemática.

BIBLIOGRAFÍA

1. **Reglamento De Construcciones Para El Distrito Federal**, Gobierno del Distrito Federal, México 2004.
2. **Normas Técnicas Complementarias Sobre Criterios Y Acciones Para El Diseño Estructural De Las Edificaciones**, Gobierno del Distrito Federal, México 2004.
3. **Normas Técnicas Complementarias Para Diseño Por Sismo**, Gobierno del Distrito Federal, México 2004.
4. **Normas Técnicas Complementarias Para Diseño Por Viento**, Gobierno del Distrito Federal, México 2004.
5. **Normas Técnicas Complementarias Para Diseño Y Construcción De Estructuras De Acero**, Gobierno del Distrito Federal, México 2004.
6. **Normas Técnicas Complementarias Para Diseño Y Construcción De Estructuras De Concreto**, Gobierno del Distrito Federal, México 2004.
7. Gonzales Cuevas Oscar, Robles Fernández Francisco, **Aspectos Fundamentales Del Concreto Reforzado**, Limusa Noriega Editores, México 2005.
8. Enrique Bazán, Meli Roberto, **Diseño Sísmico de Edificios**, Limusa Noriega Editores, México 2004.
9. Wilson E., **ETABS, Extended 3D Analysis of Buildings Systems**, Computers and Structures, Inc. (CSI) Berkeley, California.
10. American Institute Steel Construction, AISC, **Steel Construction Manual**, 14th Edition.
11. American Institute Steel Construction, AISC, **Steel Design Guide 3 “Serviciability Desing Considerations for Steel Buildings”**, Second Edition, 2003.
12. Miguel Ángel Pineda López, Tesis **“Diseño de elementos estructurales de sección compuesta con LRFD”**, 2005.
13. Juan Carlos Navarrete Bautista, Tesis **“Sección compuesta de acero-concreto (Metodo LRFD)”**, 2005.
14. William T. Segui, **Steel Design Guide**, 4th Edition.
15. Roberto Meli, Mario Rodriguez, **Graficas Para Diseñar Columna de Concreto Reforzado**, Versión actualizada del Apéndice de Informe 176.
16. Jack C. McCormac, **Diseño de Estructuras de Acero, Método LRFD**, Segunda Edicion, McGranw Hill, 1997.