



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO



FACULTAD DE INGENIERÍA

"DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO A BASE DE MARCOS RÍGIDOS DE
ACERO SEGÚN LAS NTCDF-2014 Y EL LRFD-2010"

TESINA

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:

ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS

PRESENTA

FELIPE FLORES DEL ÁNGEL

TUTOR DE TESINA

DR. MAURO NIÑO LÁZARO

Facultad de Ingeniería



México, C. D. M. X

Noviembre 2017



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



OBJETIVOS

La presente tesina busca de manera práctica, rápida y eficaz (con el apoyo de software comercial) ayudar al alumno (o ingeniero recién egresado) en el proceso de un edificio de acero; partiendo desde su cimentación hasta la obtención de los planos a detalle, de los diferentes elementos que lo conforman.

METAS

Facilitando la enseñanza, se facilita el aprendizaje, y por ende, se facilita el trabajo. El ingeniero encargado del área estructural (o estudiante desarrollando su proyecto final) realizará de manera amena y fácil su trabajo (o proyecto final), ya que la realización de este no debe ser una tortura.

Al obtener los planos a detalle, el ingeniero tendrá no solamente conceptos vagos de cómo se realizan los distintos detalles que conforman un edificio en acero, si no que tendrá el criterio suficiente para saber si un plano a detalle tiene las especificaciones necesarias para que se pueda construir o fabricar.

Usando software comercial, el ingeniero recién egresado (o alumno) tendrá las herramientas necesarias para llevar a cabo dicho proyecto, aplicando los conocimientos obtenidos en esta tesina.



ÍNDICE

Contenido

OBJETIVOS	1
METAS	1
1.-INTRODUCCIÓN.....	6
1.1 Dimensiones Generales del Proyecto	6
1.2 Diseño Conceptual	6
1.3 Propuesta Geométrica	6
1.4 Acciones	7
1.5 Análisis Estructural	7
1.6 Dimensionamiento	7
1.7 Distorsiones angulares y Desplazamientos	7
1.8 Planos y Especificaciones	8
2.-ANTECEDENTES.....	8
2.1 Tipos de estructuras	8
2.2 Filosofías de diseño	8
2.3 El trabajo del diseñador estructural.....	9
2.4 Memoria Descriptiva	9
2.5 Descripción Estructural	9
2.6 Ubicación Geotécnica.....	9
3.- MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA	10
3.1 Filosofía de diseño aplicado al proyecto estructural	10
3.2 Memoria Descriptiva del proyecto.....	10
3.2.1 Características de la Estructura.....	10
3.2.2 Reglamentos aplicados a la estructura	10
3.2.3 Programas utilizados en la estructura.....	11
3.3 Descripción Estructural del Proyecto	20
3.4 Ubicación Geotécnica del proyecto	21
3.5 Declaración de unidades y malla.....	21
3.6 Declaración de Materiales	22



3.7 Declaración de secciones (elemento tipo frame)	25
3.8 Declaración de sistema de piso (elemento tipo shell)	26
3.9 Dibujo de la estructura en ETABS.....	27
4.- ACCIONES SOBRE EL EDIFICIO	31
4.1 Factor de Comportamiento sísmico	31
4.2 Condiciones de Regularidad.....	31
4.2.1 Condición de regularidad 1	31
4.2.2 Condición de regularidad 2	31
4.2.3 Condición de regularidad 3	32
4.2.4 Condición de regularidad 4	32
4.2.5 Condición de regularidad 5	32
4.2.6 Condición de regularidad 6	33
4.2.7 Condición de regularidad 7	33
4.2.8 Condición de regularidad 8	33
4.2.9 Condición de regularidad 9	34
4.2.10 Condición de regularidad 10	34
4.2.11 Condición de regularidad 11	35
4.3 Acciones causadas por la gravedad.....	35
4.3.1 Análisis de sobre carga muerta de azotea (Scm)	35
4.3.2 Análisis de sobre carga muerta de entrepiso (Scm).....	36
4.3.3 Análisis de cargas vivas (Máximas, Medias e Instantáneas)	36
4.4 Acciones debidas al Sismo.....	37
4.5 Acciones Debidas al Viento	38
4.5.1 Clasificación de la Estructura (de acuerdo con su importancia)	38
4.5.2 Clasificación de la Estructura (de acuerdo con su respuesta ante la acción del viento)	38
4.5.3 Determinación de la velocidad Básica de Diseño.....	38
4.5.4 Determinación de la velocidad regional VR	39
4.5.5 Determinación del factor $F\alpha$	39
4.5.6 Determinación del factor correctivo por topografía y rugosidad F_{tr}	40
4.5.7 Determinación de la presión de diseño p_z	42
4.5.8 Determinación de los factores de presión C_p	42



4.5.9 Empujes dinámicos paralelos al viento	43
4.5.10 Obtención de fuerzas debidas a la acción del viento	46
4.6 Determinación del peso promedio del edificio	48
5.- EFECTOS DE TORSIÓN EN LA ESTRUCTURA.....	50
5.1 Procedimiento de Rosenblueth y Esteva	51
5.2 Procedimiento alternativo	54
6.- ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	56
6.1 Declaración del centro de masas	56
6.2 Declaración de diafragma rígido	60
6.3 Definición de patrones de carga	61
6.4 Asignación de cargas gravitacionales.....	61
6.5 Asignación sísmica.....	64
6.6 Combinaciones de carga	66
6.7 Envolverte de diseño	67
6.8 Revisión del cortante basal	68
6.8.1 Análisis Sísmico Estático.....	68
6.9 Revisión de participación de masa modal.....	70
7.- DISEÑO DE LOSA-ACERO	71
7.1 Diseño como sección simple (antes del fraguado del concreto)	71
7.1.1 Cálculo de Cargas (Falla y Servicio)	73
7.1.2 Diseño de vigas secundarias (flexión)	74
7.1.3 Diseño de vigas secundarias (cortante)	78
7.1.4 Diseño de vigas secundarias (deflexiones).....	79
7.2 Diseño como sección compuesta (el concreto ha fraguado)	80
7.2.1 Diseño de vigas secundarias (sección compuesta) a flexión.....	81
7.2.2 Diseño de vigas secundarias (acción compuesta total) conectores de cortante	84
7.2.2 Diseño de vigas secundarias (acción compuesta total) deflexiones	87
8.- DISEÑO DE VIGAS PRINCIPALES	88
8.1 Diseño de VP a flexión.....	90
8.2 Diseño de Vp a Cortante	92
8.3 Cálculo de deflexiones en VP	93



9.- DISEÑO DE COLUMNAS.....	94
9.1 Diseño a compresión pura de columnas de acero	96
9.2 Diseño a compresión pura (sección compuesta)	99
9.3 Diseño a flexo-compresión (sección compuesta)	103
9.4 Diseño a cortante (sección compuesta)	105
10.- DISEÑO DE CONTRAVENTEOS.....	106
10.1 Diseño a flexión, compresión y flexo compresión	106
10.2 Diseño de soldadura.....	111
10.2 Diseño de placa Gusset	117
11. DISEÑO DE CONEXIONES.....	123
11.1 Características de los tornillos de alta resistencia	123
11.2 Pretensión de los tornillos estructurales	124
11.3 Modos de falla y resistencia de los sujetadores	124
11.4 Diseño de conexión viga principal- viga secundaria (PR)	128
11.5 Diseño de conexión Viga principal-Columna (FR)	133



I.-INTRODUCCIÓN

Podemos definir al diseño estructural como el conjunto de acciones razonables, para que una estructura sea segura, habitable y tenga un costo aceptable dentro de los periodos de tiempo previamente establecidos.

Para lograr un diseño estructural óptimo, el ingeniero estructurista debe de trabajar de la mano con otros profesionales en el área: arquitectos, ingenieros en cimentaciones, etc.).

En general, cualquier diseño estructural, debe de tomar en cuenta el siguiente proceso de diseño) (Loera, 2011)

1.1 Dimensiones Generales del Proyecto

Como se mencionó previamente, es de vital importancia, que desde el comienzo del proyecto, el ingeniero estructurista tenga una excelente comunicación con las demás profesiones que intervienen en el diseño estructural, puesto que no solamente la estructura debe de resistir todas las acciones a las cuales está expuesta, sino que además debe de cumplir con ciertos requerimientos técnicos (instalaciones eléctricas, instalaciones hidráulicas, etc.). A su vez, las demás disciplinas dependen del diseño estructural para poder realizar su trabajo de manera eficiente.

1.2 Diseño Conceptual

Con base al proyecto arquitectónico (pensando en edificaciones), se decidirá el tipo de sistema estructural a utilizar (marcos rígidos formados por columnas y vigas, marcos dúctiles formados por vigas y columnas, muros de carga, etc.) así como el sistema de piso (losa de concreto, losa de concreto aligerado, losacero, etc.) y los materiales a utilizar (concreto, acero, mampostería, etc.).

Dichas decisiones, se toman respetando lo que se ha mencionado con anterioridad. De igual forma el ingeniero estructurista debe conocer a fondo las ventajas y desventajas de los diferentes sistemas estructurales, de piso y los materiales a escoger, aprovechando al máximo sus cualidades y reforzando las debilidades de estos.

1.3 Propuesta Geométrica

Es necesario proponer las secciones transversales que conformarán nuestra estructura, ya que debido a estas podremos obtener ciertas características de la misma (peso propio de los elementos, centro de masas, centro de torsión, cortante basal, etc.) que necesitaremos para poder realizar los análisis correspondientes. Dicha propuesta deberá de considerar dimensiones tales que no estén tan alejadas de la realidad y no se tenga que estar realizando iteraciones innecesarias.



1.4 Acciones

En México, las acciones a considerar son las causadas por la gravedad, el sismo y el viento.

Las acciones causadas por la gravedad se dividen en dos tipos: muertas y vivas. Las primeras son causadas por el peso propio de los elementos de la estructura (elementos estructurales y no estructurales). Las segundas son proporcionadas por los reglamentos de construcción y están basadas en estudios probabilísticos.

Las acciones debidas al sismo, dependen de la sismicidad del lugar, estas se pueden estimar gracias a los espectros de diseño del sitio proporcionado por los reglamentos de construcción.

Las acciones debidas al viento dependen de la cercanía o lejanía del proyecto de la costa. De forma similar a las acciones debidas al sismo, los reglamentos suministran información para poder estimarlas.

1.5 Análisis Estructural

Debido a las acciones que intervienen en la estructura, esta generará fuerzas internas (fuerza axial, fuerza cortante, momento flexionante), así como deformaciones y desplazamientos.

En la actualidad, el análisis estructural se hace mediante el uso de software. Dicho análisis arroja resultados aceptables, siempre y cuando sepamos como interactuar con el software e interpretar dichos resultados.

1.6 Dimensionamiento

El dimensionamiento, consiste en comprobar que las secciones propuestas, cuantías de acero (cuando se trate de una estructura de concreto) cumplen con los estados límites de falla y servicio, dado que la estructura está expuesta a acciones gravitacionales, sísmicas y eólicas.

Al aplicar el estado límite de falla, se logra que el grado de seguridad de la estructura contra el colapso quede en un nivel que se juzga aceptable.

Con la revisión de los estados límites de servicio, se trata de lograr que el funcionamiento de la estructura durante su vida útil sea satisfactorio.

1.7 Distorsiones angulares y Desplazamientos

Se debe de comprobar que bajo acciones de servicio, no se exceden los valores permitidos de distorsiones angulares de entrepiso y los desplazamientos laterales de los niveles. Si dichos desplazamientos y distorsiones llegasen a ser mayores a los permisibles, entonces se deberá de realizar nuevamente una propuesta geométrica, es decir, se realizará de manera iterativa hasta que se cumpla con lo establecido.



1.8 Planos y Especificaciones

Una vez que todo el proyecto haya pasado los puntos previamente mencionados, se deberán realizar los planos necesarios, así como sus especificaciones para la construcción de este.

2.-ANTECEDENTES

2.1 Tipos de estructuras

Hoy en día los tipos de estructuras más populares son las de mampostería, concreto y acero. Actualmente el uso de la mampostería se limita a edificios pequeños con cargas pequeñas, como lo son los edificios habitacionales. Esto se debe en gran parte al peso que esta aporta. Las estructuras de concreto reforzado poseen una mayor versatilidad en cuanto a uso, se pueden crear desde tramos carreteros, edificios, puentes, etc. Esto es en gran parte a la maleabilidad que éste puede tener, ya que puede adoptar cualquier forma que el diseñador quiera. A diferencia de la mampostería, el concreto posee una resistencia a la compresión mucho mayor. Tal vez la peor desventaja, al igual que la mampostería, es su enorme peso. Si comparamos el acero estructural con la mampostería y el concreto este posee una resistencia mucho mayor a la compresión y es mucho más liviano que el concreto, esto es un factor fundamental para la cimentación, ya que entre más pesada sea la estructura, más complicada será la cimentación y por ende más cara.

2.2 Filosofías de diseño

El diseño estructural se puede definir como una mezcla de arte y ciencia, combinando la experiencia del ingeniero así como el sentimiento intuitivo de este ante el comportamiento de una estructura, basándose en un conocimiento amplio de los principios de estática, dinámica, mecánica de materiales y análisis estructural para producir una estructura segura y económica que servirá para un propósito dado.

La filosofía de diseño es un conjunto de ideas que llevan al ingeniero estructurista a crear proyectos dentro de ciertos **estados límite**.

Un estado límite (como su nombre lo indica) es un margen dentro del cual, la estructura cumple una cierta función, como **servicio** y **resistencia**.

Los **estados límite de resistencia** definen la capacidad de sostener una carga sin llegar al colapso, dichas cargas están ligadas a los elementos mecánicos que actúan, como pueden ser: flexión, flexo-compresión, tensión, flexo-tensión, cortante, etc.

Los **estados límites de servicio** sirven para que la estructura se mantenga en funcionamiento después de que la carga de diseño se presente, así como crear seguridad al usuario. Dicho estado límite está relacionado con comportamientos como la deflexión, agrietamiento, deslizamientos, vibraciones, deterioro, etc.



Dichos estados límite no son los únicos, sin embargo son los más usuales, con los que el ingeniero en la práctica se va a encontrar. Existen otros estados límite, como los asociados al diseño por resiliencia, diseño por desempeño, pero estos escapan de los alcances de la tesina.

2.3 El trabajo del diseñador estructural

El trabajo de un estructurista no es solamente entregar el cálculo correspondiente al diseño de elementos (trabes, columnas, etc.) si no también realizar los planos correspondientes para su construcción.

El diseñador estructural distribuye y dimensiona las estructuras y las partes de éstas para que soporten satisfactoriamente las cargas a las que quedarán sometidas. Sus funciones son: el trazo general de la estructura, el estudio de las formas estructurales posibles que puedan usarse, la consideración de las condiciones de carga, el análisis de esfuerzos y deflexiones, el diseño de los elementos y la preparación de los planos de diseño. (McCormack y Csernak, 2012)

Es obligación del ingeniero estructurista, hacer que la sea económica, segura y factible. Hacer que éstas tres condiciones se cumplan al mismo tiempo no es un trabajo fácil, por ejemplo: se insiste hasta el cansancio que se debe de elegir el elemento más ligero, debido a que es el más económico, sin embargo y generalmente estos elementos pueden fallar por inestabilidad poniendo en peligro la seguridad buscada.

2.4 Memoria Descriptiva

Una memoria descriptiva es un documento técnico que forma parte de un proyecto ejecutivo, a su vez un proyecto ejecutivo lo conforman una serie de planos arquitectónicos y constructivos que permiten la ejecución de la obra o proyecto. La función de la memoria descriptiva es la de complementar la información que aparece en los planos. El plano es una herramienta visual y en la memoria descriptiva se puede hacer referencia a detalles constructivos de un modo escrito y más explícito. La memoria descriptiva va desde lo más general del proyecto hasta lo más particular y específico. En la memoria descriptiva se pueden introducir los reglamentos a usar, materiales, programas de análisis estructural.

2.5 Descripción Estructural

Dentro de la memoria descriptiva se debe de incluir la descripción estructural del proyecto, es decir a base de que sistema estructural está constituido.

2.6 Ubicación Geotécnica

En la ubicación geotécnica se debe de mostrar la dirección del proyecto, así como sus coordenadas (UTM, geográficas, etc.), así como la zona sísmica de este.



3.- MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA

3.1 Filosofía de diseño aplicado al proyecto estructural

El presente trabajo, muestra la filosofía LRFD (Load and Resistance Factor Design, traducido al español como Diseño con Factores de Carga y Resistencia) que se encuentra plasmada a lo largo de la normativa americana del American Institute of Steel Construction AISC, en dicha normativa también se muestra la filosofía ASD (Allowable Strength Design, traducido al español como Diseño por Esfuerzos Permisibles). En los párrafos siguientes se explica por qué no se utilizó la metodología ASD.

Existen dos diferencias notorias entre la metodología ASD y LRFD. La primera de ellas es el factor de resistencia y la manera de aplicarlos. Para la metodología LRFD es ϕ , el cual se multiplica por una resistencia nominal. EL valor de ϕ es menor a uno.

Para la metodología ASD se usa Ω , el cual divide una resistencia nominal y posee un valor mayor a uno. Si lo vemos desde un punto numérico, ambos reducen el valor nominal de nuestra carga, sin embargo la gran diferencia entre dichos valores (ϕ y Ω) es el cómo se obtuvieron.

La resistencia nominal de un elemento, es aquella que se calcula acorde a la teoría sin aplicar los valores de ϕ y Ω

Para la metodología ASD, los valores de Ω se obtuvieron a base de experiencia, mientras que los valores ϕ del LRFD se obtuvieron a base de experimentación, es por eso que es más confiable la metodología LRFD, además de que si en un futuro se encuentra que dichos valores son erróneos por alguna investigación, simple y sencillamente se cambian los valores.

La segunda diferencia (y la más importante) es que la metodología ASD nos permite trabajar únicamente en el rango elástico de la estructura, mientras que la metodología LRFD, además de poder trabajar en el rango elástico, se puede trabajar en el rango inelástico de la misma.

3.2 Memoria Descriptiva del proyecto

3.2.1 Características de la Estructura

El edificio presentado a lo largo de la tesina es un edificio de uso mixto. Consta de 4 niveles de estacionamiento y 8 niveles, los cuales están distribuidos en: planta baja comercio, primer nivel uso oficinas y los niveles siguientes poseen un uso habitacional. En las Fig. 1 a la 8 se observan las plantas y cortes correspondientes al proyecto.

3.2.2 Reglamentos aplicados a la estructura

Para el diseño de los perfiles estructurales de acero, se utilizará el manual "AISC 13th edition", método LRFD, para su simplificación, cuando se refiera a dicho manual, se referirá como "Manual AISC LRFD".



Para el diseño de sección compuesta (losacero y columna compuesta) se utilizará el manual “AISC 13th edition”, método LRFD, para su simplificación, cuando se refiera a dicho manual, se referirá como “Manual AISC LRFD”.

Para el diseño por sismo, se utilizaran las “NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO POR SISMO (NTCDF, 2004)”

Para el diseño por viento, se utilizarán las “NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO POR VIENTO (NTCDF, 2004)”

3.2.3 Programas utilizados en la estructura

Para la modelación del edificio y el análisis estructural se utilizó ETABS 2016 (CSI, 2016).

Para los dibujos mostrados a lo largo de la tesina, se utilizó AutoCAD 2016 (Autodesk, 2016).

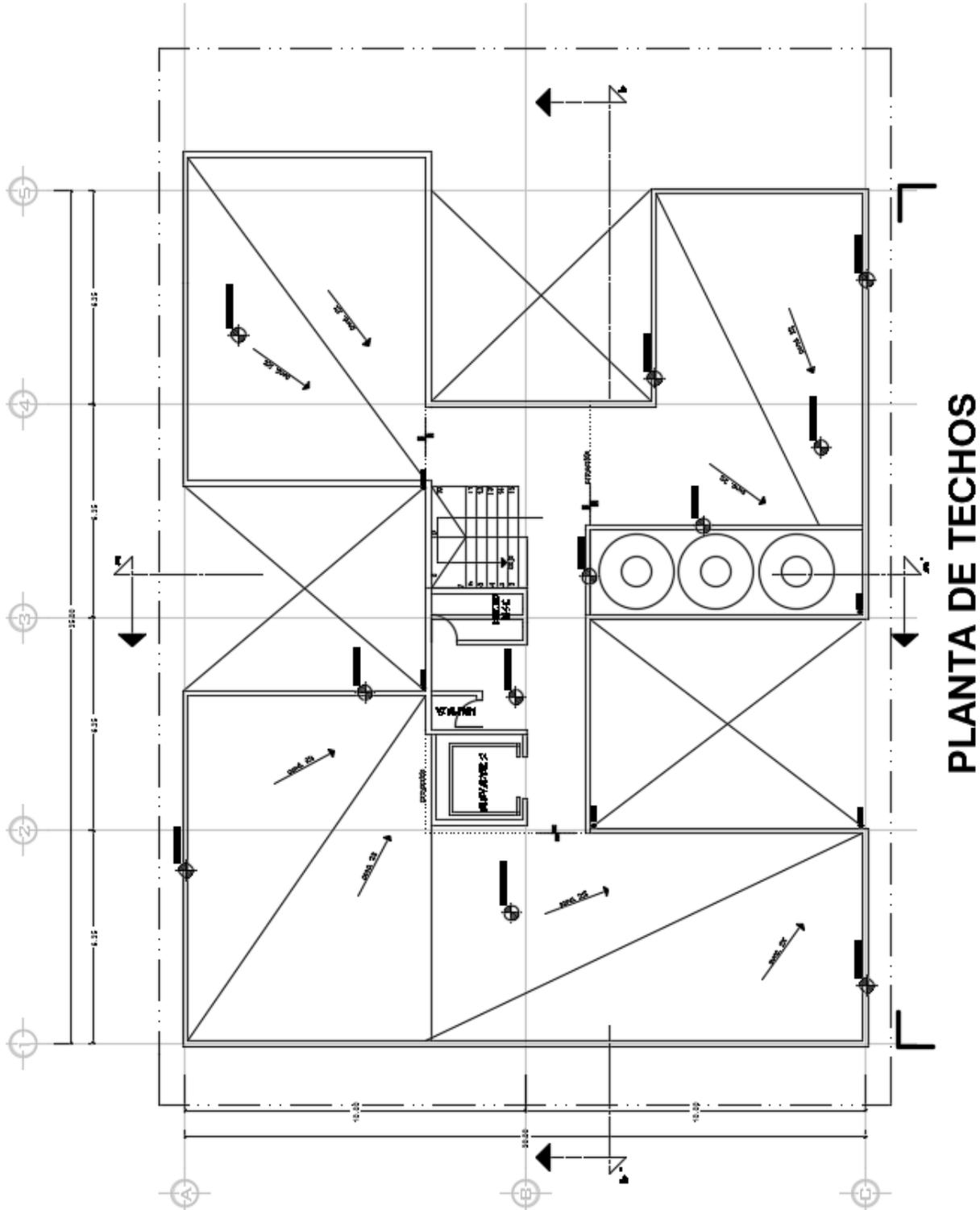
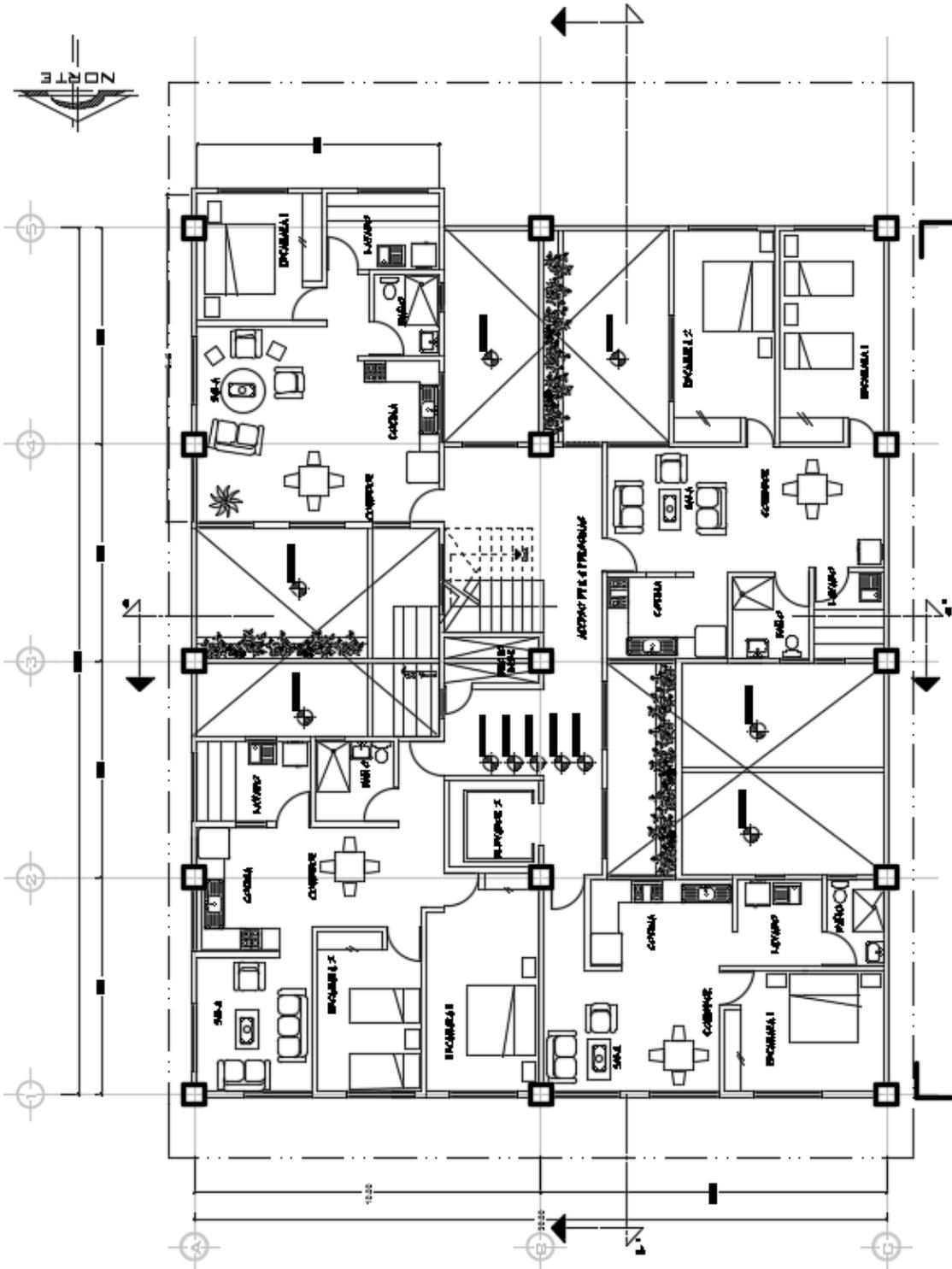


Fig. 1 Planta techos



PLANTA TIPO DEPARTAMENTOS

Fig. 2 Planta tipo departamentos

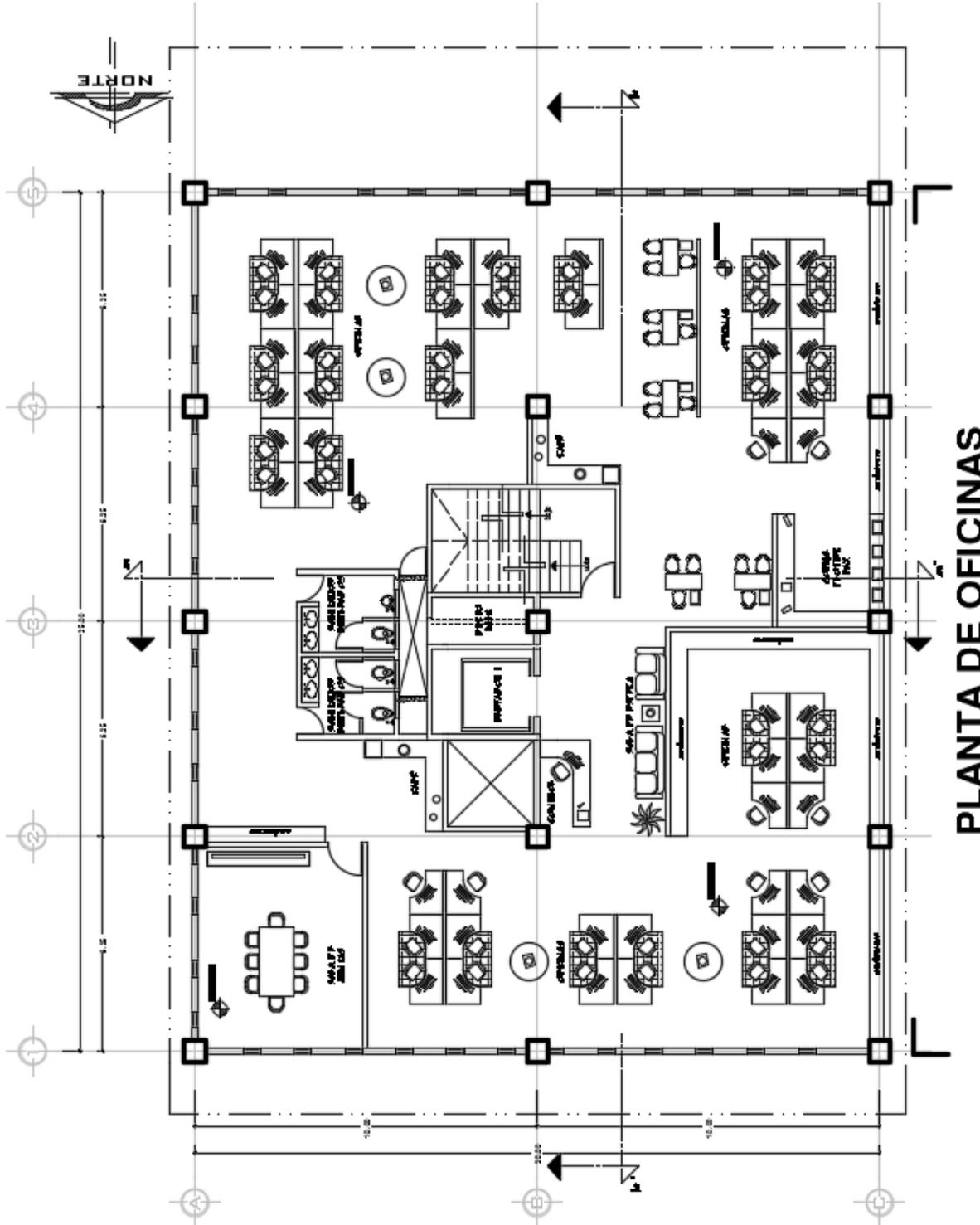
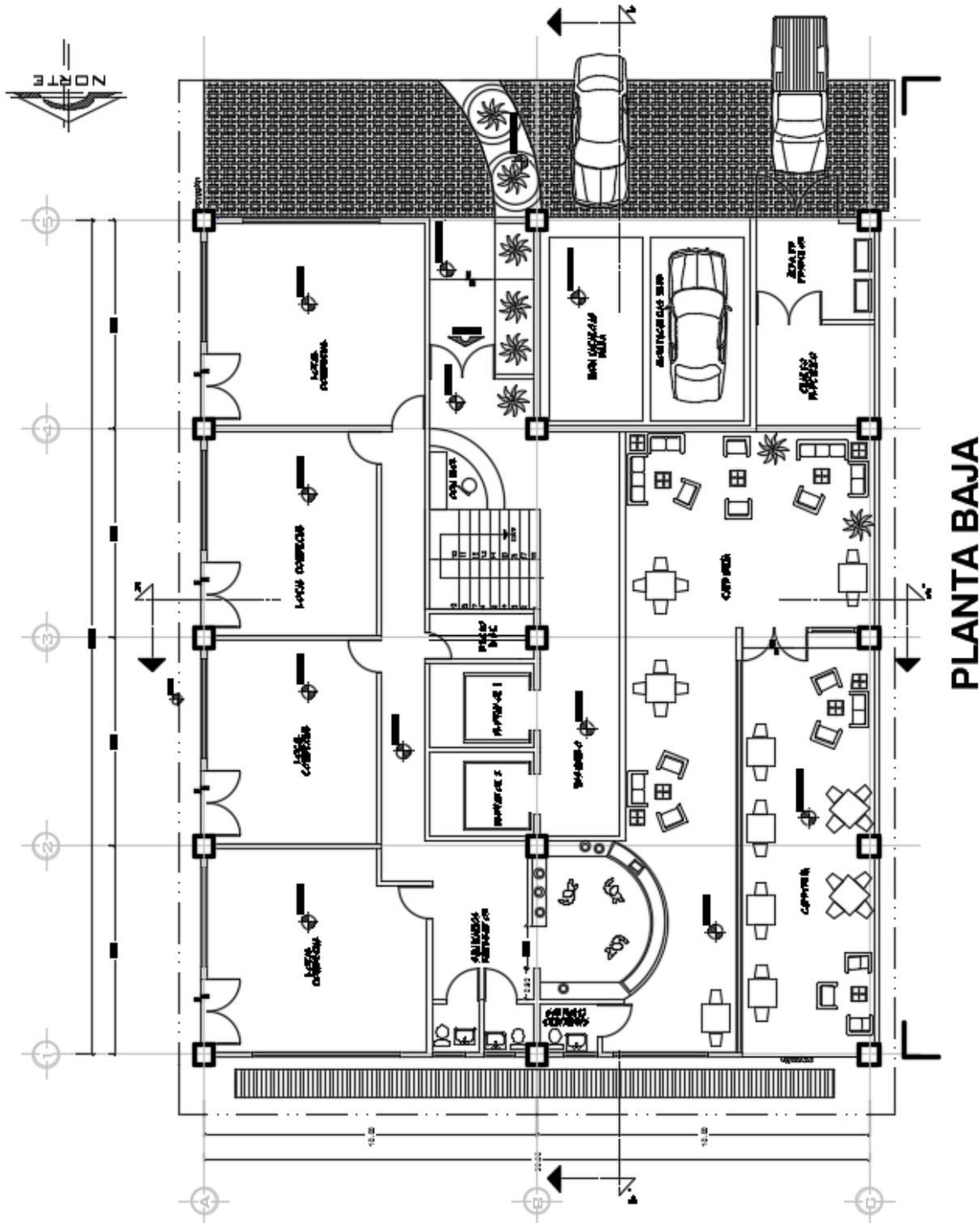
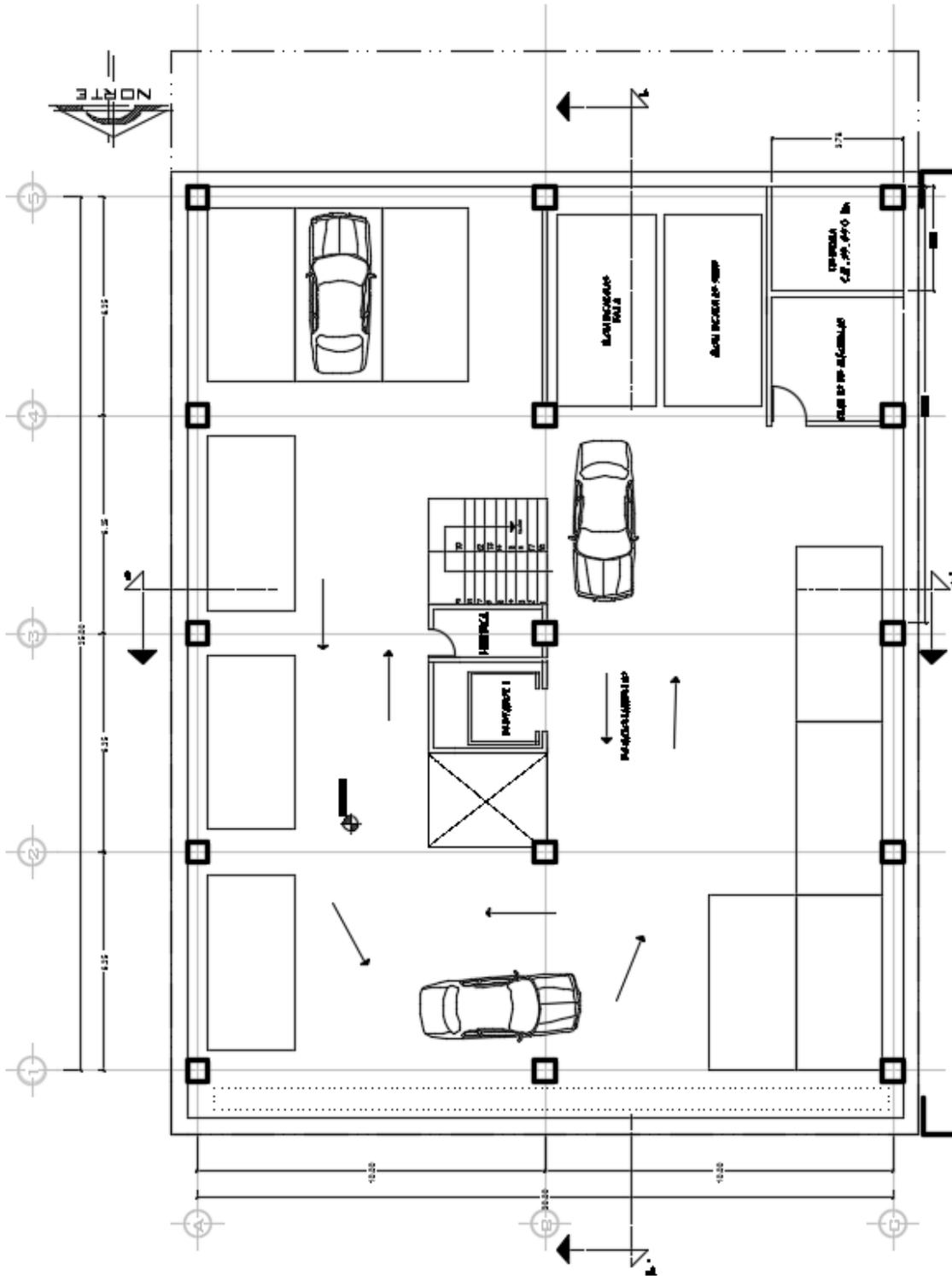


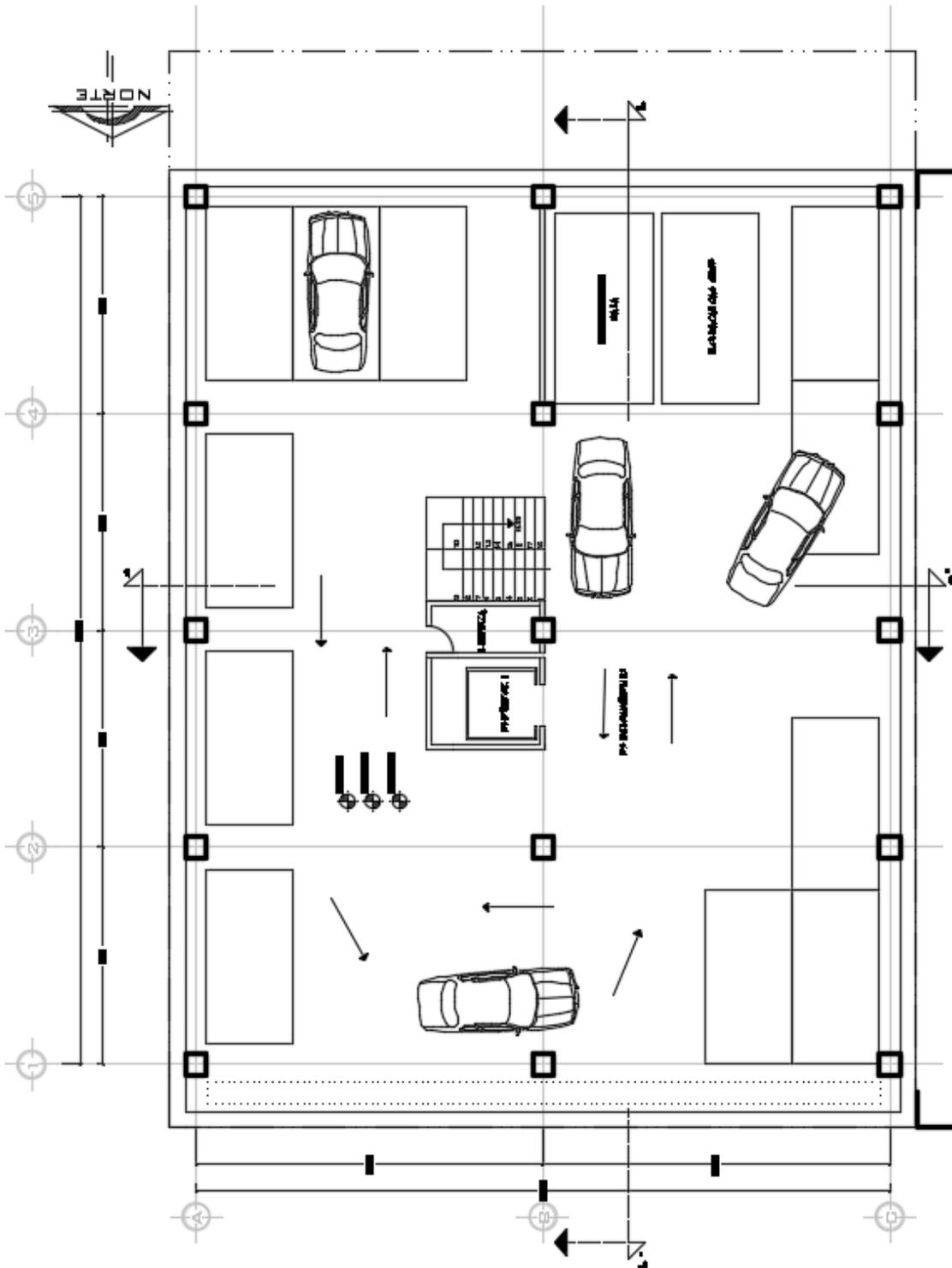
Fig. 3 Planta de oficinas





PLANTA 1er SÓTANO

Fig. 5 Primer sótano



PLANTA 2o, 3er y 4o SÓTANO

Fig. 6 Planta 2°, 3er y 4° sótano

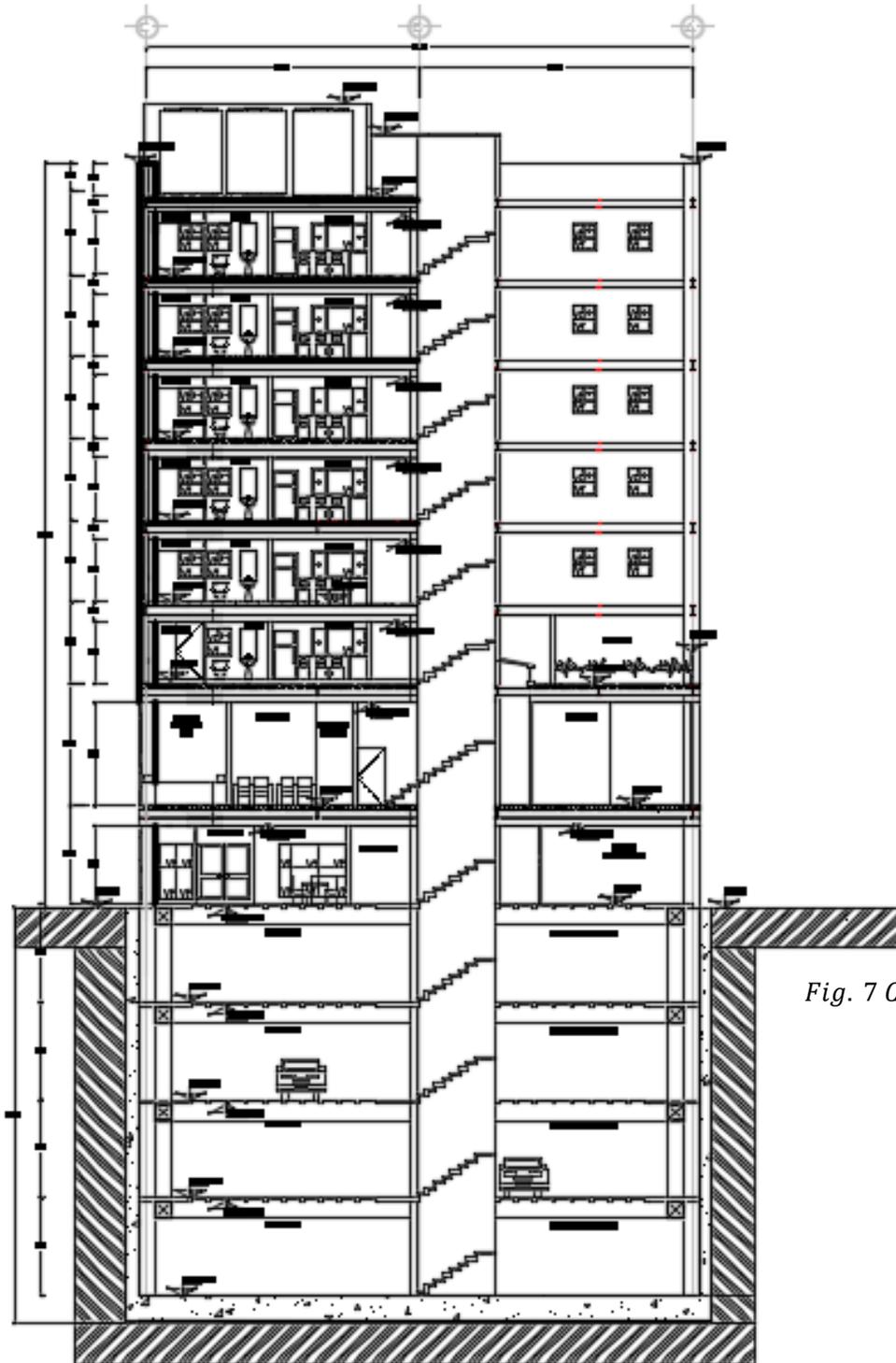


Fig. 7 Corte a – a'

CORTE a-a'

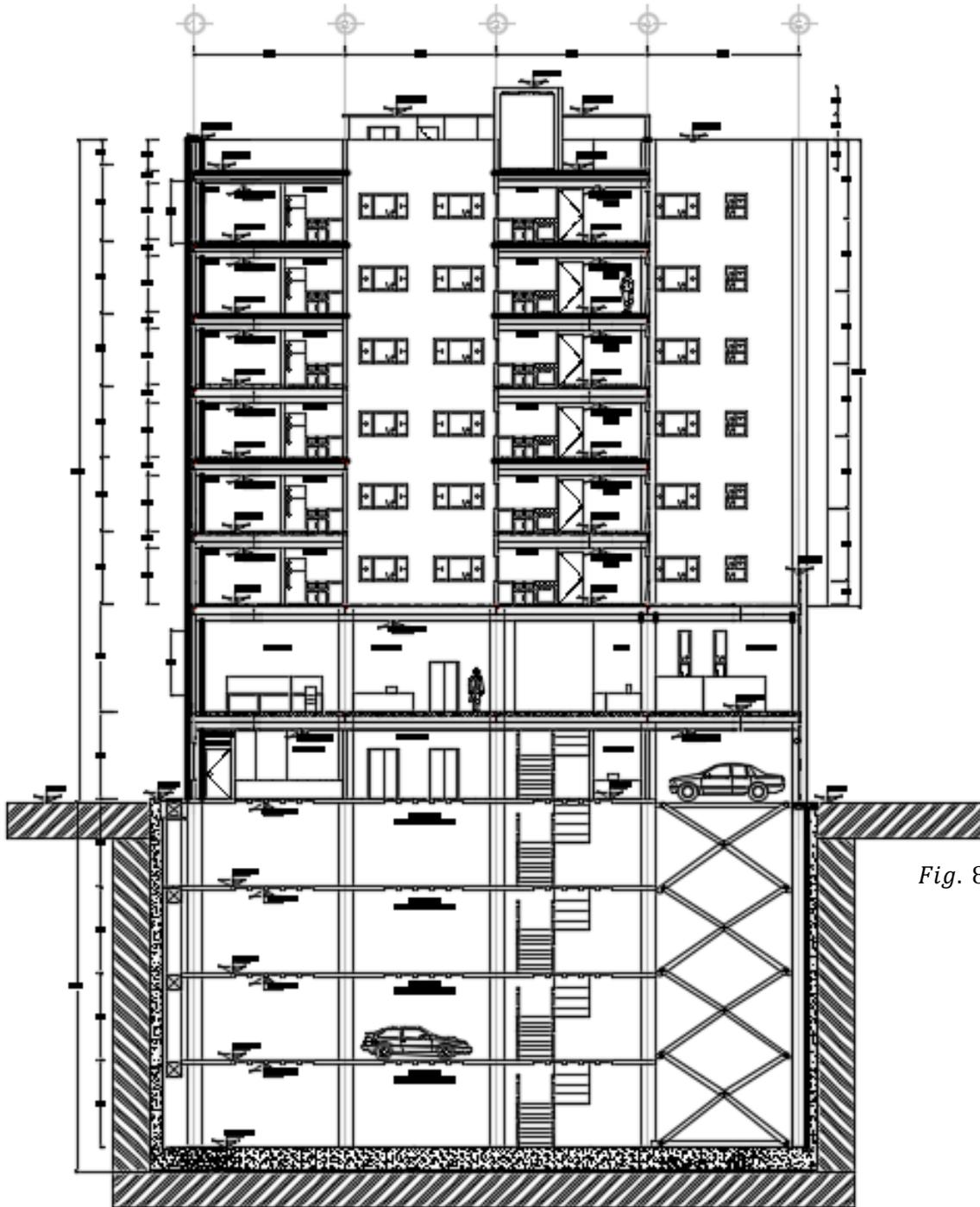


Fig. 8 Corte b – b'

CORTE b-b'



3.3 Descripción Estructural del Proyecto

De la propuesta arquitectónica, los cambios más significativos son: el aumento en el número de columnas, el cambio de columnas de acero a columnas de sección compuesta, así como el uso de contra vientos. A continuación se da una breve explicación del porqué dichos cambios.

Se utilizaron contravientos debido a que las distorsiones angulares que éste presentó eran excesivas acorde a la norma (más de 0.1).

Cabe destacar que el uso de contra vientos no es la única opción para disminuir dichas distorsiones. Entre las más comunes se pueden listar: 1) Aumentar la sección del elemento, 2) Utilizar muros de carga. La primera opción se descartó ya que el perfil estructural más grande y pesado que se construye en México no era suficiente para hacer pasar dicha condición de servicio.

La segunda opción se descartó porque el colocar muros de concreto en todos los niveles aumentaría considerablemente el peso de la edificación, por ende, las reacciones en el suelo se verían afectadas al igual que la cimentación. Una de las ventajas de utilizar acero como material de construcción, es que las secciones transversales de los miembros estructurales se ven considerablemente reducidas, por ende, el peso del edificio se ve de igual manera disminuido

Se aumentó el número de columnas debido a que la longitud de los contravientos a lo largo de los ejes A-B y B-C eran de 10.47m. Como se verá más adelante, la relación KL/r era excesiva, por ende la capacidad del miembro baja considerablemente, lo cual nos da como resultado un contra viento sumamente grande y pesado.

Se cambiaron las columnas de acero por columnas de sección compuesta debido a la capacidad de carga de estas. En el anteproyecto se tienen propuestos perfiles HSS. Si se llegase a utilizar el perfil más grande y pesado que se hace en el país, sería insuficiente debido a los efectos de flexo compresión a los cuales éste está sometido, por ende, se tomó la decisión de rellenarlo de concreto y hacer de esta manera una columna compuesta.



3.4 Ubicación Geotécnica del proyecto

El edificio se encuentra situado en Avenida José María Izazaga, colonia Centro, Delegación Cuauhtémoc, 06000, CDMX. Las coordenadas UTM del sitio son: 19.4265528,-99.1415856, las cuales se localizan en el mapa de la regionalización sísmica de la CDMX (Fig. 9). Como se puede observar, el edificio se encuentra entre las zonas IIIb y IIIc, se tomó la zona IIIc por ser la más desfavorable.

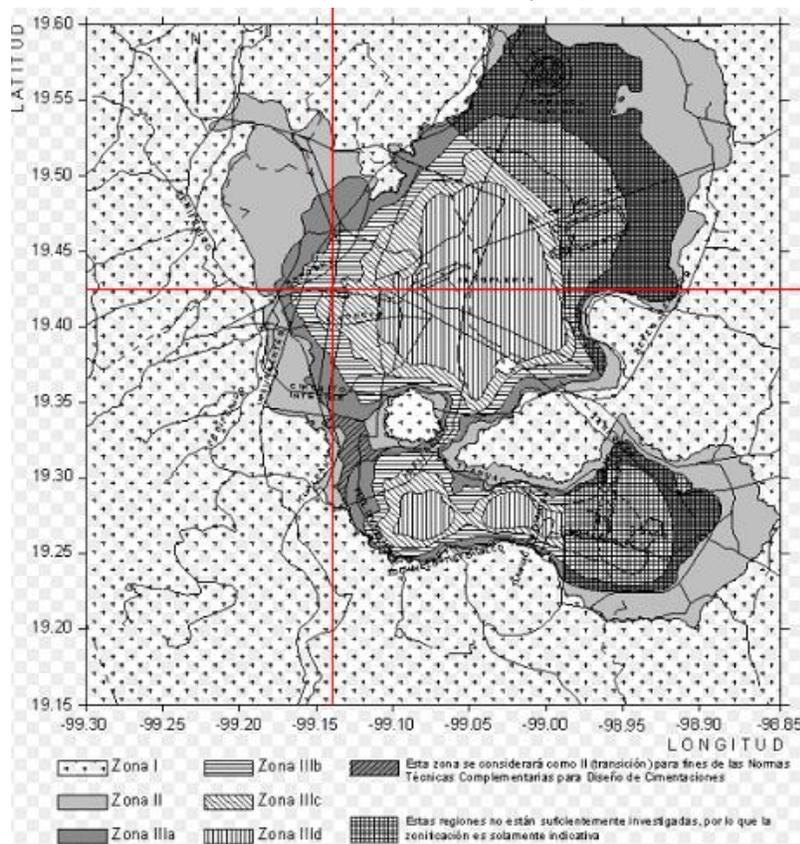


Fig. 9 Ubicación Geotécnica del Proyecto

3.5 Declaración de unidades y malla

El edificio se modeló en el programa ETABS 2016 (CSI, 2016), debido a la facilidad que éste tiene para el modelado de edificios. Primeramente se debe cambiar las unidades a sistema métrico decimal (Fig. 10):

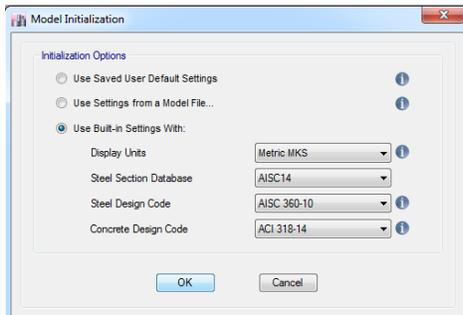


Fig. 10 Cambio de unidades a sistema métrico decimal

Posteriormente se declara una “malla” con todas las características que esta conlleva; debido a que la altura de entresijos es diferente, se selecciona la opción “custom story data” (Fig. 11 y 12).

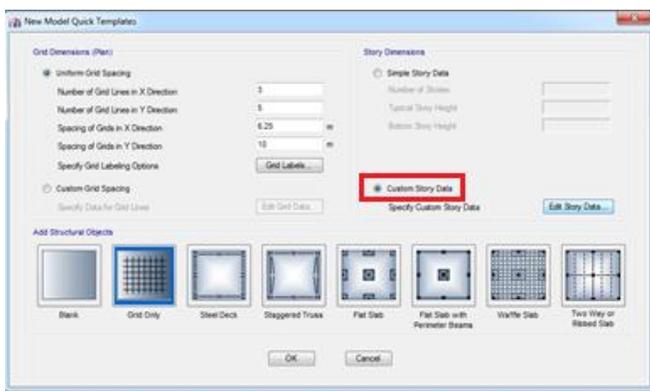


Fig. 11 Opción para cambiar altura de entresijos

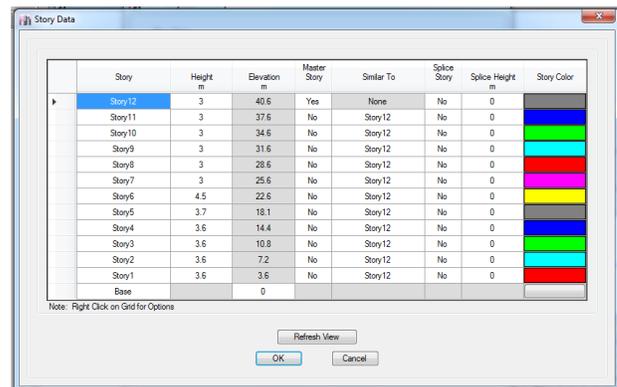


Fig. 12 Interfaz para cambiar alturas de entresijos

Es de suma importancia decir que los cuatro estacionamientos se deben de modelar como si fuesen entresijos, por ende el edificio no consta de 8 pisos sino de 12. En estos cuatro estacionamientos, de manera perimetral se declararán muros de concreto, ya que es de esta manera como se construyen los estacionamientos.

Con estricto rigor, el espaciado de la malla en dirección “y”, debería de ser de 5m, como se dijo en la parte 2.5, el anteproyecto original se cambió, por ende las distancias de las mallas se vieron afectadas. Dichas distancias están acorde al modelado original.

3.6 Declaración de Materiales

Para declarar materiales en ETABS 2016 (CSI, 2016), se debe de ir a la pestaña Define/Material Properties (Fig. 13).



Debido a la forma en que se diseñó el edificio, se necesitaron de distintos tipos de concreto y acero (algunos con peso y otros sin peso).

Se declaró un concreto $f'c=400\text{kg/cm}^2$ para rellenar los perfiles HSS (es decir para la sección compuesta) y otro de 300kg/cm^2 para los muros perimetrales de estacionamiento. Dichos materiales llevan todas sus propiedades, ya que nos interesa que interactúen con todos los elementos estructurales. (Fig. 14 y 15)

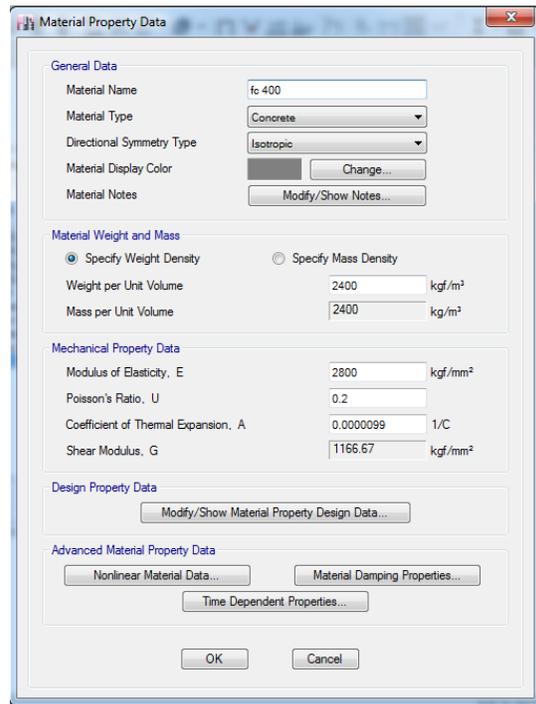
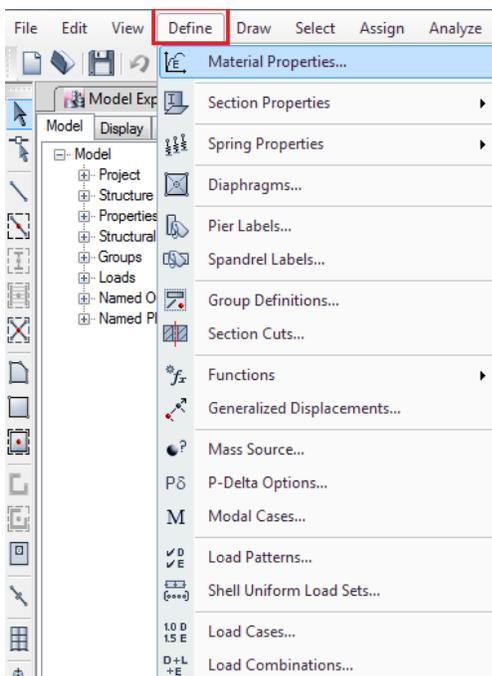


Fig. 13 Pestaña Define /Material Properties Fig. 14 Declaración concreto $f'c = 400\text{kg/cm}^2$

Como se verá más adelante, el peso de la losacero y la lámina de ésta, se realizó con una hoja de cálculo, por ende no es de interés tener el peso de dichos elementos (Fig. 16 y 17)



Material Property Data

General Data

Material Name: fc300
 Material Type: Concrete
 Directional Symmetry Type: Isotropic
 Material Display Color: [Color Selection]
 Material Notes: [Modify/Show Notes...]

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 2400 kgf/m³
 Mass per Unit Volume: 2400 kg/m³

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 2424.87 kgf/mm²
 Poisson's Ratio, U: 0.2
 Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000099 1/C
 Shear Modulus, G: 1010.36 kgf/mm²

Design Property Data

[Modify/Show Material Property Design Data...]

Advanced Material Property Data

[Nonlinear Material Data...] [Material Damping Properties...]
 [Time Dependent Properties...]

[OK] [Cancel]

Fig. 15 Declaración concreto $f'c = 300\text{kg/cm}^2$

Material Property Data

General Data

Material Name: concreto losacero
 Material Type: Concrete
 Directional Symmetry Type: Isotropic
 Material Display Color: [Color Selection]
 Material Notes: [Modify/Show Notes...]

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 0 kgf/m³
 Mass per Unit Volume: 0 kg/m³

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 2424.87 kgf/mm²
 Poisson's Ratio, U: 0.2
 Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000099 1/C
 Shear Modulus, G: 1010.36 kgf/mm²

Design Property Data

[Modify/Show Material Property Design Data...]

Advanced Material Property Data

[Nonlinear Material Data...] [Material Damping Properties...]
 [Time Dependent Properties...]

[OK] [Cancel]

Fig. 16 Declaración concreto losacero sin peso

Material Property Data

General Data

Material Name: acero lamina losacero
 Material Type: Steel
 Directional Symmetry Type: Isotropic
 Material Display Color: [Color Selection]
 Material Notes: [Modify/Show Notes...]

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 0 kgf/m³
 Mass per Unit Volume: 0 kg/m³

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 20389.02 kgf/mm²
 Poisson's Ratio, U: 0.3
 Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000117 1/C
 Shear Modulus, G: 7841.93 kgf/mm²

Design Property Data

[Modify/Show Material Property Design Data...]

Advanced Material Property Data

[Nonlinear Material Data...] [Material Damping Properties...]
 [Time Dependent Properties...]

[OK] [Cancel]

Fig. 17 Declaración acero losacero sin peso



3.7 Declaración de secciones (elemento tipo frame)

En la pestaña Define/Section properties, se puede dar de alta los tipos de elementos estructurales que se utilizarán. Lo más común para declarar trabes principales, secundarias y columnas es un elemento frame, por ende, se irá a la sub-pestaña Frame Sections (Fig.18)

Una vez que se ha accedido en dicha pestaña se da click en "Import new properties", ahí se puede seleccionar el tipo de elemento (acero, concreto, sección compuesta, etc.) En la Fig. 19 se selecciona la opción de sección compuesta (a manera de ejemplo)

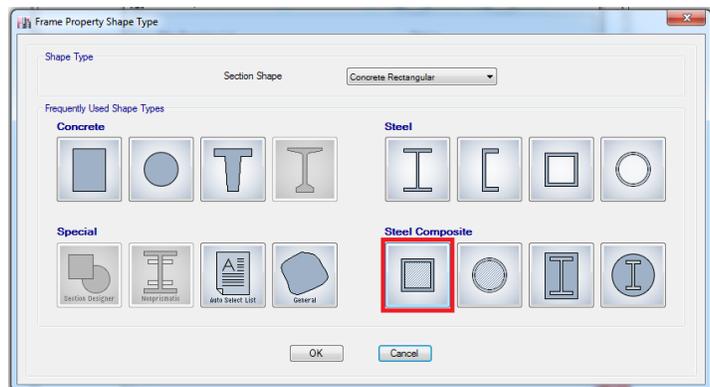
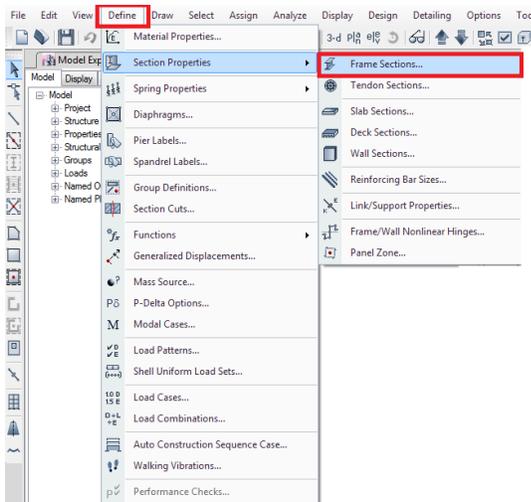


Fig. 19 Declaración de columna compuesta

Fig. 18 Pestaña Define /Sections

Posteriormente se define la sección deseada, en este caso es un HSS 16"x16"x1/2, rellena de concreto $f_c=400\text{kg/cm}^2$ (Fig. 20)

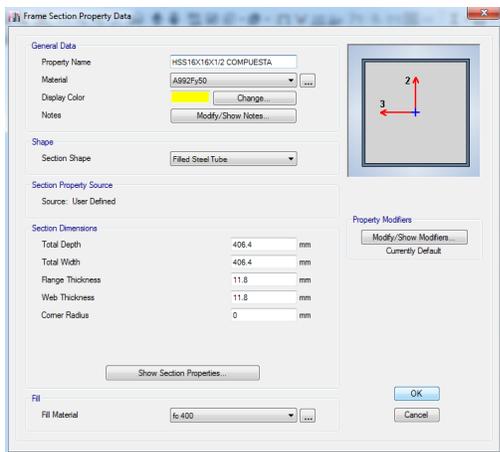


Fig. 20 HSS16"x16"x1/2" compuesta



3.8 Declaración de sistema de piso (elemento tipo shell)

Acorde al proyecto arquitectónico se tienen dos sistemas de piso: losa-acero para los entrepisos del 5 al 12 y losa con casetones para los 4 niveles de estacionamiento. Se diseñará el sistema de piso losa-acero, sin embargo, la losa con casetones se tiene que modelar para que nuestro edificio este correctamente representado en ETABS 2016 (CSI, 2016). Comercialmente se tienen tres tipos de “tamaños” de losa-acero: los que soportan claros de 1.25m a 2m, los que soportan claros de 2.5m y los que soportan hasta 3.2m. Los más prácticos son los de 2.5m, es por eso que se modularon las trabes secundarias de forma tal que encajaran a claros de 2.5m (o lo más cercano a estas medidas).

Para modelar el sistema de piso se puede hacer de varias maneras, una de ellas sería diseñarlo por fuera y colocarlo en el modelo como carga uniformemente repartida, (en este caso al ser losa-acero, se repartiría en una dirección). La otra sería modelar un elemento tipo shell que se asemeje a las medidas de nuestra losacero y mediante el software diseñarlo.

Lo que se hizo en la tesina es una combinación de ambos; se modeló un elemento tipo shell con las características de la losacero, sobre ésta se cargaron las acciones correspondientes (carga viva máxima, media, etc.), se discretizó el elemento (es decir se hizo más pequeño para que arroje resultados razonables) y se corrió el modelo. La función del elemento shell es transmitir de una manera muy parecida a la realidad las cargas, sin embargo, el diseño de la losacero se hizo mediante hojas de cálculo, no se utilizó el programa ETABS 2016 (CSI, 2016) para diseñarla. Para definir el elemento shell se hace de manera similar al elemento frame; se debe de ir a la pestaña Define/Section Properties/Deck Sections (Fig. 21).

En la Fig. 22 se observa la declaración del elemento shell con las características de la losa-acero (en dicho capítulo se profundiza más sobre el tema).

Al igual que en la sección 3.2, se declararon losas sin peso y masa (Fig. 23 y Fig. 24). Como se puede observar dicha losa tiene un espesor de 1mm, esto es para no afectar en la rigidez total de la estructura y así el modelo se parezca más a la realidad.

Esta losa sin peso ni masa, se utilizó para poder declarar las masas adicionales. En algunos entrepisos dicho centro de masas caía en un vacío, es por eso que se utilizó un elemento que no afectara al peso de la estructura ni la rigidez.

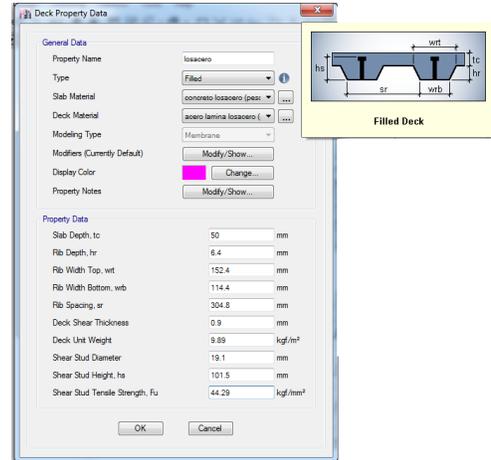
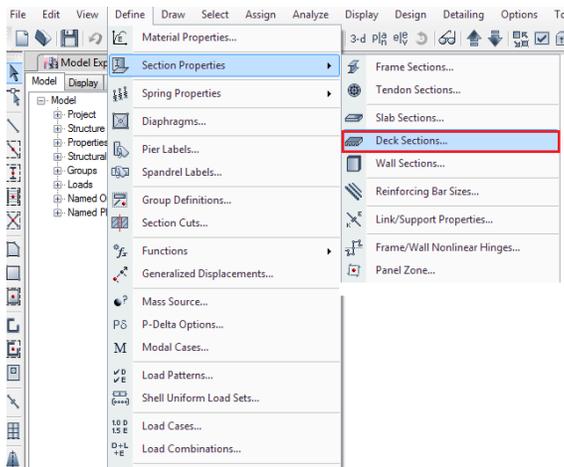


Fig. 21 Pestaña Define/Section Properties/Deck Sections

Fig. 22 Declaración de losa – acero

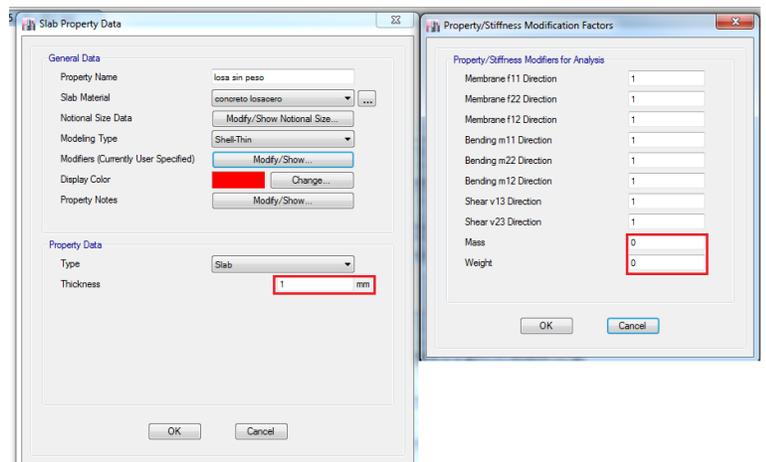
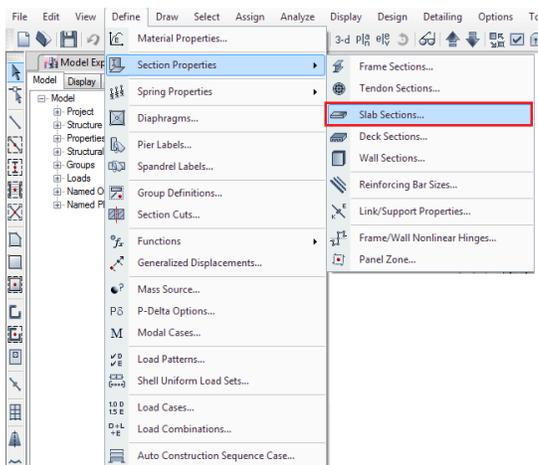


Fig. 23 Pestaña Define/Section Properties/Slab sections

Fig. 24 Declaración de losa sin peso ni masa

3.9 Dibujo de la estructura en ETABS

Es importante recalcar que se debe de plasmar todo elemento estructural localizado en el proyecto arquitectónico en el modelo tridimensional, con el fin de que dicho modelo sea lo más cercano a la realidad. No se mostrará cómo se dibujó el proyecto, debido a que no sería práctico, pero si se mostrarán partes importantes en la modelación.

Como primera instancia, se debe revisar que la separación de traveses secundarios, sea de 2.5m (o lo más cercano a estas), como se mencionó con anterioridad (y se mencionará más a fondo en el diseño de la losacero) esto es debido a que este tipo de losacero resulta ser más eficiente y económico que los demás. En los anexos se pueden encontrar los planos estructurales propuestos como anteproyecto, donde la separación de las traveses secundarios era de 3.3m. En la Fig. 25 se ve la vista en planta del entrepiso 12.



Para fines de este trabajo, se denominará VP a las vigas principales es decir aquellas que recaen sobre columnas y VS para referirse a las vigas secundarias, aquellas que descansan sobre otras vigas.

Para poder dibujar algún elemento (frame, shell, joint, etc.), en ETABS 2016 (CSI, 2016) en la parte izquierda de la pantalla se tiene una paleta de dibujo (Fig.26).

Tomando como ejemplo una VP (Fig. 27), al dibujarla, se debe tener cuidado que sus extremos se encuentren empotrados, en la parte inferior izquierda de la pantalla se encuentra la pestaña “Properties of Objects” y la sub-pestaña “Moment Releases” la cual debe encontrarse “continuous”.

En caso contrario se estaría diciendo que dicha viga es una viga articulada en sus extremos (VS), lo cual no sería del todo correcto, a menos que se quiera declarar una VS, en ese caso la sub-pestaña “Moment Releases” deberá de encontrarse en “Pinned”. Otra forma de declarar dicha articulación es seleccionando el elemento, llendo a la pestaña Assign/Frame/Releases /Partial Fixity (Fig. 28 y 29) y liberar momentos y torsión como se ve en dicha figura. De igual manera si se quiere hacer una VP, se deselectan todas las opciones.

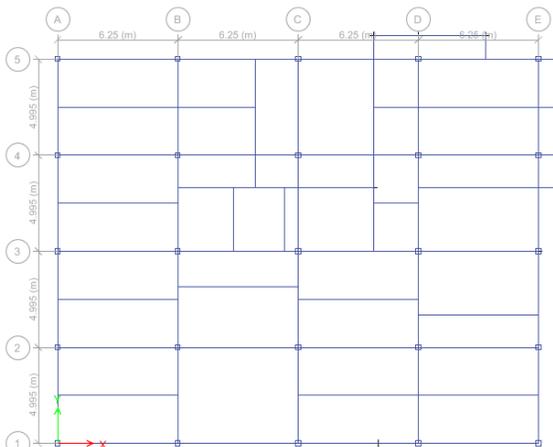


Fig. 25 Planta Estructural entrepiso 12

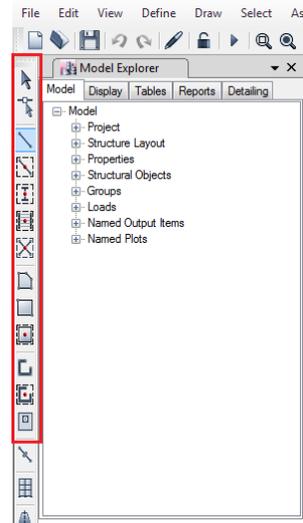


Fig. 26 Paleta de dibujo en ETABS

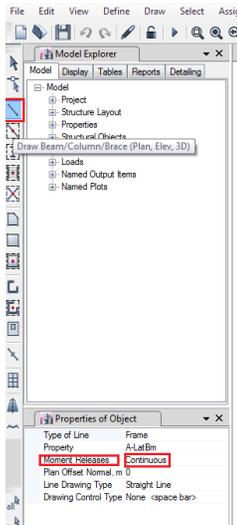


Fig. 27 Dibujo de VP

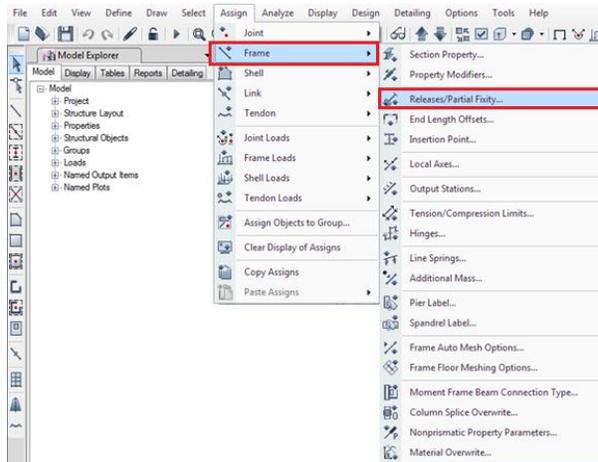


Fig. 28 Pestaña Assign/Frame /Releases /Partial Fixity

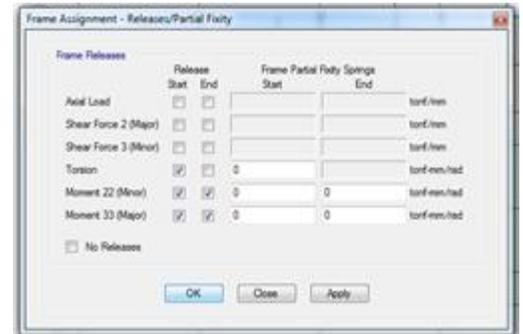


Fig. 29 Articulación de viga

Para dibujar las columnas se hace el mismo procedimiento que con las vigas, solamente que éstas forzosamente deben estar empotradas en sus extremos (puede haber casos especiales, pero generalmente el nodo viga-columna debe de ser lo suficientemente rígido).

Para dibujar el elemento tipo shell, se hace con la misma paleta de dibujo, se debe tener cuidado que al momento de declarar dicho elemento, este vaya de nodo a nodo, de lo contrario, generará errores en el programa.

Como se mencionó con anterioridad, el elemento tipo shell que se usó en esta tesina para modelar losas y muros de carga. Sin importar que elemento estructural sea, se debe de “discretizar”, para hacerlo más pequeño. Eso se logra seleccionando dicho elemento y seleccionando la pestaña Edit/Edit shells/Divide Shells (Fig.30).

En dicha pestaña existen varias formas de dividir, en este caso seleccionaremos la opción Divide Cuadrilaterals/Triangles into (Fig.31).

El número de divisiones no tiene un valor fijo, es decir, el elemento shell se puede hacer tan pequeño como uno quiera, pero se debe tomar en cuenta que entre más pequeño sea éste, más tardará la computadora en realizar los cálculos correspondientes y es más susceptible a arrojar resultados erróneos, por ende dichos elementos se dividieron en porciones de aproximadamente de 1mx1m.

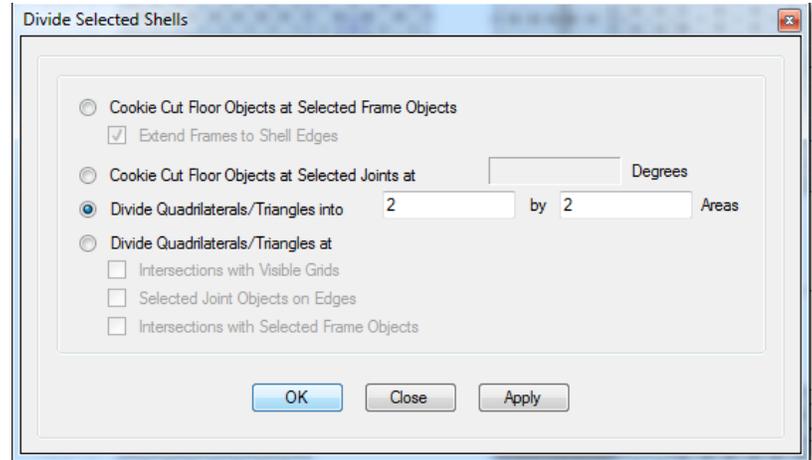
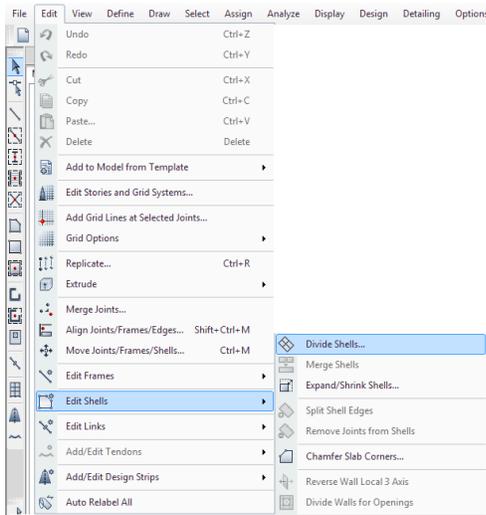


Fig. 31 Opciones de división para elemento shell

Fig. 30 Pestaña Edit/Edit shells/Divide Shells

En la Fig. 32 se da una vista Isométrica del edificio modelado en ETABS 2016 (CSI, 2016). Como se puede apreciar, los niveles de sótano se modelaron como si fueran otro entrepiso. Cabe recalcar que el empotre se hizo debajo del ultimo sótano.

En los capítulos siguientes se dan los demás comandos que se utilizaron para la realización de la tesina, no se muestran en esta parte ya que es poco productivo hablar (poniendo un ejemplo) de declaración de "Joints", cuando no se ha hablado de centros de masas ni de cargas, etc. Al igual que ciertos comandos que facilitan el dibujo en ETABS 2016 (CSI, 2016). (tales como ocultar elementos, mostrar ciertas características, etc.)

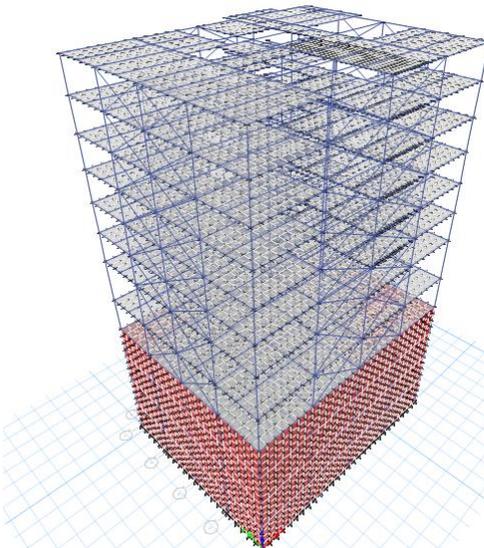


Fig. 32 Vista Isométrica generada en ETABS



4.- ACCIONES SOBRE EL EDIFICIO

4.1 Factor de Comportamiento sísmico

El edificio mostrado en este documento se diseñó con un análisis elástico, por ende el máximo valor que puede tomar el factor de comportamiento sísmico es 2. En las Normas técnicas complementarias para diseño por sismo en la parte 5.3 da los requisitos que deben poseer las estructuras para poder ser consideradas dentro de este rubro.

4.2 Condiciones de Regularidad

En las Normas técnicas complementarias para diseño por sismo en la parte 6, se dan los requisitos para que una estructura pueda considerarse como regular. A continuación se muestran y ejemplifican dichos parámetros, de igual manera se indica que requisitos cumplió:

4.2.1 Condición de regularidad 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. Éstos son, además, sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio. (Fig. 33)

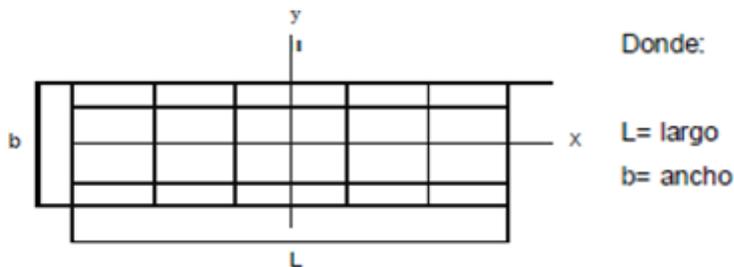


Fig. 33 Condición de regularidad 1

Observando la planta arquitectónica se puede observar que este requisito se cumple, dado que sus dimensiones generales en planta son 20mx25m. (**CUMPLE**).

4.2.2 Condición de regularidad 2

La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5m (Fig. 34)

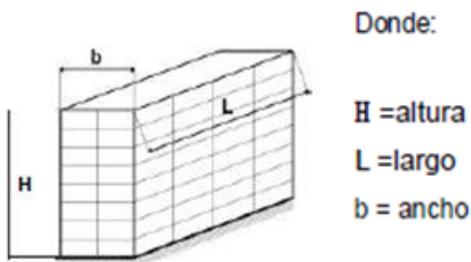


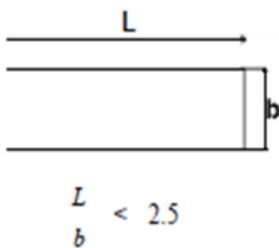
Fig. 34 Condición de regularidad 2



A la altura del pretil se tiene 27.41m, la menor dimensión es de 20m, el cociente es de 1.3705. **(CUMPLE)**.

4.2.3 Condición de regularidad 3

La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5. (Fig. 35)



Donde:

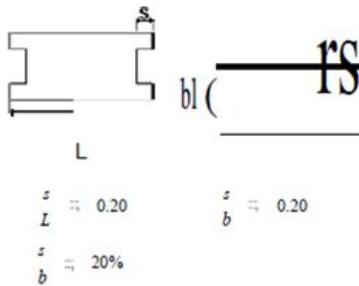
$$\begin{aligned} L &= \text{largo} & \frac{L}{b} &< 2.5 \\ b &= \text{ancho} & & \end{aligned}$$

Fig. 35 Condición de regularidad 3

En planta se tiene una dimensión de 20x25m, por ende el cociente es 1.25 **(CUMPLE)**.

4.2.4 Condición de regularidad 4

En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera del entrante o saliente. (Fig.36)



Donde:
s = saliente
L = largo
b = ancho

Fig. 36 Condición de regularidad 4

Tomando medidas en AutoCAD, se observa que cumple dicha condición **(CUMPLE)**.

4.2.5 Condición de regularidad 5

En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente. (Fig.37)

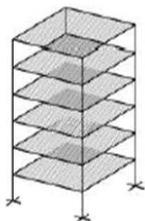


Fig. 37 Condición de regularidad 5



El firme de compresión que posee la losa-acero ayuda a que el sistema de piso se considere como diafragma rígido (**CUMPLE**).

4.2.6 Condición de regularidad 6

No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión en planta medida paralelamente a la abertura; las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro, y el área total de aberturas no excede en ningún nivel de 20 por ciento del área de la planta. (Fig.38)

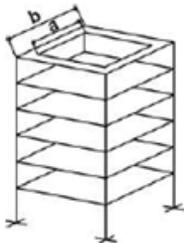


Fig. 38 Condición de regularidad 6

Debido a los cubos de iluminación que posee la estructura, este punto no es satisfactorio (**NO CUMPLE**).

4.2.7 Condición de regularidad 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 del último nivel de la construcción), es menor que 70 por ciento de dicho peso. (Fig. 39)

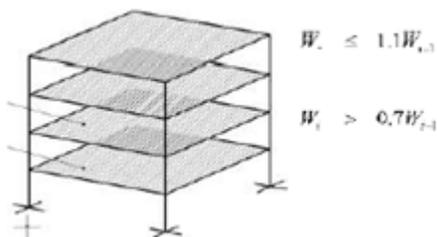


Fig. 39 Condición de regularidad 7

Este punto se aclarará más adelante, sin embargo cumple dicha condición (**CUMPLE**).

4.2.8 Condición de regularidad 8

Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior ni menor que 70 por ciento de



ésta. Se exige 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. (Fig.40)

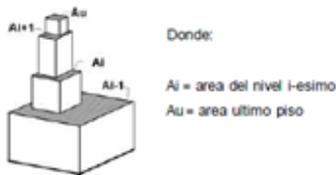


Fig. 40 Condición de regularidad 8

Al igual que el punto anterior (se verificará más adelante) dicho punto se cumple (**CUMPLE**).

4.2.9 Condición de regularidad 9

Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones sensiblemente ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas. (Fig.41)

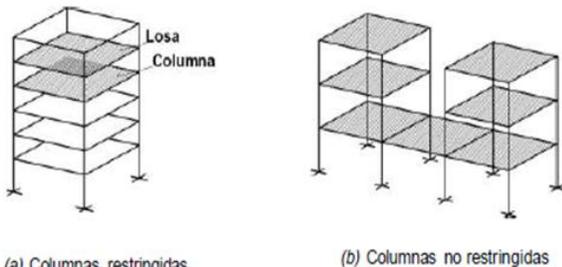


Fig. 41 Condición de regularidad 9

Dicha condición se cumple, debido a que cada columna está restringida (**CUMPLE**).

4.2.10 Condición de regularidad 10

Ni la rigidez ni la resistencia al corte de ningún entrepiso difieren en más de 50 por ciento de la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito. (Fig. 42)

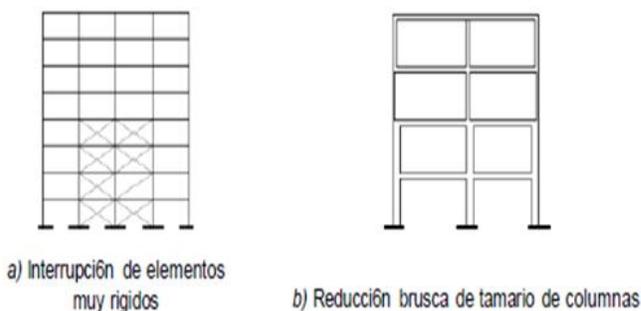


Fig. 42 Condición de regularidad 10



Se demostrará más adelante que la estructura no cumple con dicho punto (**NO CUMPLE**).

4.2.11 Condición de regularidad 11

En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente, es, excede del diez por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada. (Fig. 43)

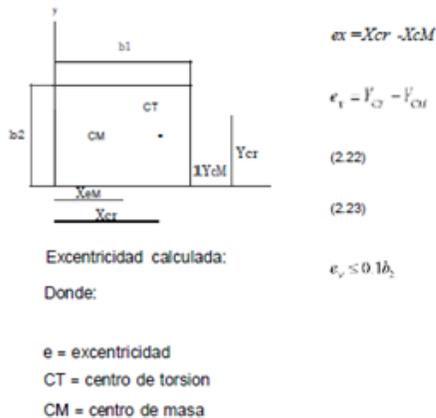


Fig. 43 Condición de regularidad 11

Se demostrará más adelante que la estructura no cumple con dicho punto (**NO CUMPLE**).

Acorde al punto 6.4 de las Normas técnicas complementarias para diseño por sismo el valor de Q' (Factor de reducción por irregularidad) es de 0.7.

4.3 Acciones causadas por la gravedad

4.3.1 Análisis de sobre carga muerta de azotea (Scm)

Partiendo de lo que se estipuló en el proyecto arquitectónico, se obtuvieron los pesos de cada entrepiso. En la Tabla 1 se desglosan los materiales (más comunes) que lleva la losa-acero en azotea, así como los pesos volumétricos y espesores promedios. Cabe destacar que los materiales que lleva la losa-acero difieren mucho de los materiales que pueden llevar la losa de concreto y estos a su vez de losas con casetones, losas pretensadas, etc. El peso de la losa-acero con espesor de concreto se obtuvo como dato del fabricante, ya que primero se debió de haber diseñado el sistema de piso, pero este a su vez no puede estar diseñado si no se obtuvo una bajada de cargas previamente. Se vuelve a hacer hincapié en que el diseño es un proceso iterativo.



Análisis de cargas (Azotea)	Espesor (cm)	γ [Ton/m ³]	ω [kg/m ²]
Impermeabilizante	-	-	5
Enladrillado	2	1.5	30
Escobillado	0.5	2.1	10.5
Entortado de cal-arena	3	1.5	45
Ripio de Tezontle	5	1.55	77.5
Losacero con espesor de concreto	-	-	199
Falso plafón	-	-	20
Carga Adicional por reglamento	-	-	40
$\Sigma =$			427.00

Tabla 1 Análisis de cargas en Azotea

4.3.2 Análisis de sobre carga muerta de entrepiso (Scm)

En la Tabla 2 se ve el análisis de cargas para los entrepisos del edificio.

Análisis de cargas (Entrepiso)	Espesor (cm)	γ [Ton/m ³]	ω [kg/m ²]
Loseta con pegamento	3	1.5	45
Firme de concreto	5	2.4	120
Losacero con espesor de concreto	-	-	199
Falso plafón	-	-	30
Carga Adicional por reglamento	-	-	40
$\Sigma =$			434.00

Tabla 2 Análisis de cargas en Entrepiso

4.3.3 Análisis de cargas vivas (Máximas, Medias e Instantáneas)

El análisis de cargas vivas, se hace mediante reglamentos, en este caso se aplicaron las normas técnicas complementarias sobre criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones tabla 6.1. En dicha tabla viene el tipo de acción (máxima, media o accidental), así como el tipo de uso de la estructura. En la Tabla 3 se encuentran dichos pesos.

Nivel	Cargas vivas kg/m ²			Uso
	Cvmax	Cvmed	Cvinst	
Azotea (12)	100	15	70	Pendiente menor al 5%
11	170	70	90	Habitacional
10	170	70	90	Habitacional
9	170	70	90	Habitacional
8	170	70	90	Habitacional
7	170	70	90	Habitacional
6	170	70	90	Habitacional
5	250	100	180	Oficina
PB (4)	350	40	250	Restaurante
EST 1 (3)	250	40	100	Estacionamiento
EST 2 (2)	250	40	100	Estacionamiento
EST 3 (1)	250	40	100	Estacionamiento

Tabla 3 Análisis de cargas Vivas



4.4 Acciones debidas al Sismo

Como se vio en el punto 2.3, el edificio se encuentra en la zona IIIc. Debido a la simplicidad y facilidad (debido al uso de programas comerciales) se realizará un análisis modal espectral. En ETABS nos dirigimos a la pestaña Define/Functions/Response spectrum (Fig.44)

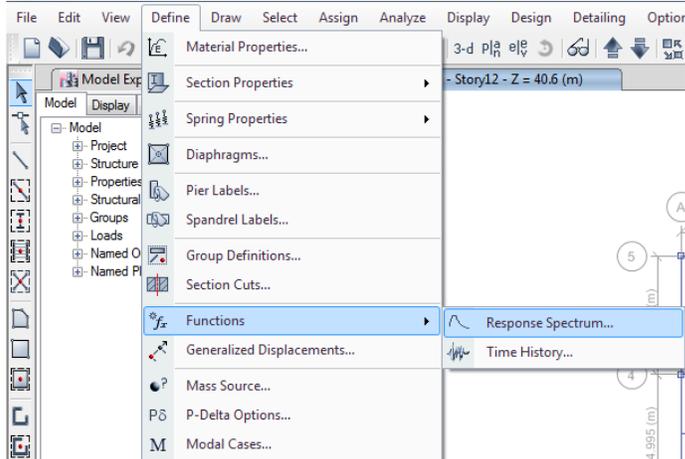


Fig. 44 Definición de Espectro de respuesta

Se crearán dos espectros de respuesta; uno que lo nombraremos “Espectro de Diseño” y otro que será “Espectro de Servicio”. El espectro de diseño es aquél (una manera burda de explicarlo) que está afectado por el valor de “Q” (la ductilidad de la estructura) y nos servirá para revisar estados límite de falla. El espectro de servicio es aquél que sirve para revisar estados límite de servicio (distorsiones y desplazamientos) y este no está afectado por el valor de “Q”. En la práctica solamente se declara el espectro de diseño, y para revisar condiciones de servicio (en este caso desplazamientos) se multiplica por el valor de la ductilidad. Esto no es del todo cierto. No es la intención de esta tesina demostrarlo, sin embargo se puede acceder a literatura acerca de dinámica estructural para corroborarlo. En la Fig. 45 se ve la declaración de dichos espectros. En la Fig. 46 declaramos la zona sísmica (Seismic zone), el grupo al cual pertenece la estructura que en este caso es el B (ranking by Group), la ductilidad que se le dará (Seismic Behavior factor) así como el factor de irregularidad que se calculó a lo largo del punto 4.2 (Correction factor by Irregularity). Para el caso del espectro de servicio, la ductilidad será igual a 1.

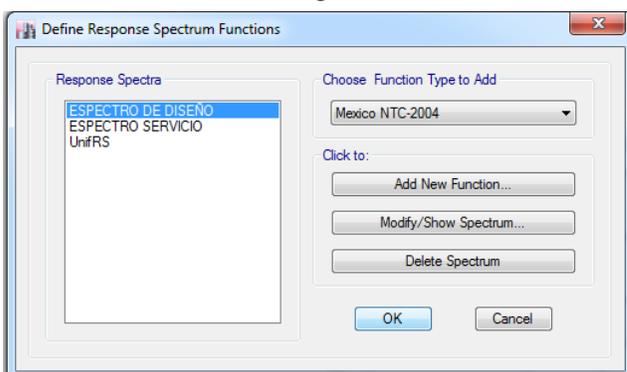


Fig. 45 Definición de Espectros

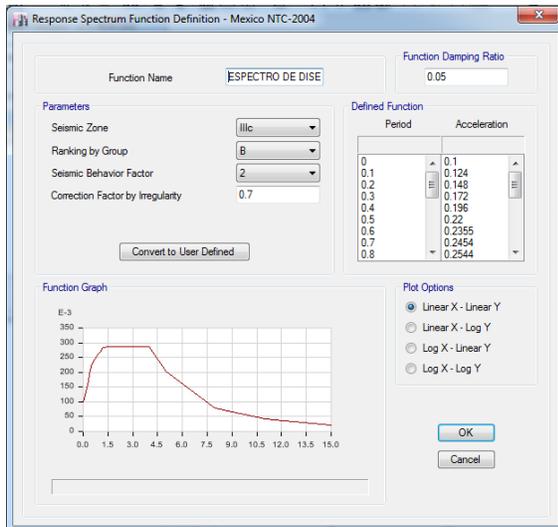


Fig. 46 Parámetros de Espectros

4.5 Acciones Debidas al Viento

Para el análisis por viento se utilizaron las normas técnicas complementarias para diseño por viento, debido a que el edificio se encuentra en la CDMX, en caso contrario se utilizarían las normas dadas por CFE. A continuación se realizará el análisis eólico de la estructura, para demostrar que dicho análisis no rige sobre la estructura.

4.5.1 Clasificación de la Estructura (de acuerdo con su importancia)

Acorde al artículo 139 del reglamento de construcción, la estructura pertenece al grupo B

4.5.2 Clasificación de la Estructura (de acuerdo con su respuesta ante la acción del viento)

En el apartado 2.2.2 a) se dan los requisitos que necesita tener una estructura para ser tipo 1. Entre ellos pide que la relación de altura del edificio entre la menor dimensión en planta sea menor a 5 (mide 40.6m y la menor dimensión son 20m, por ende da 2.03) y que el periodo de la estructura sea menor a 1 segundo (más adelante se verá que este punto cumple). Cumple dichos parámetros, pero en el apartado 3, para verificar que tipo de análisis se realizará, se pide un requisito adicional, que la altura del edificio sea menor a 15m, dicho punto no se cumple, pero no se especifica que se debe de hacer en estos casos, por ende se tomará la estructura como tipo 2. En el apartado 2.2.3 "Efectos a considerar", se especifica que las estructuras tipo 2 se deberán de incluir efectos estáticos y dinámicos causados por la turbulencia ejercida en el edificio.

4.5.3 Determinación de la velocidad Básica de Diseño

En la Fig, 47 se observa (tomada del apartado 3.1 de la norma) se observa la ecuación correspondiente para obtener la velocidad básica de diseño, así como distintos parámetros (FTR, $F\alpha$ y VR)



3.1 Determinación de la velocidad de diseño, V_D

Los efectos estáticos del viento sobre una estructura o componente de la misma se determinan con base en la velocidad de diseño.

Dicha velocidad de diseño se obtendrá de acuerdo con la ecuación 3.1.

$$V_D = F_{TR} F_{\alpha} V_R \quad (3.1)$$

donde

F_{TR} factor correctivo que toma en cuenta las condiciones locales relativas a la topografía y a la rugosidad del terreno en los alrededores del sitio de desplante;

F_{α} factor que toma en cuenta la variación de la velocidad con la altura; y

V_R velocidad regional según la zona que le corresponde al sitio en donde se construirá la estructura.

Fig. 47 determinación de V_D

4.5.4 Determinación de la velocidad regional V_R

Debido a que nuestra estructura se encuentra en la Delegación Cuauhtémoc, y es una estructura tipo B, su V_R es de 36m/s. acorde a la tabla 3.1 (Fig. 48)

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	50	10	
Zona I: Delegaciones de Alvaro Obregón, Azcapotzalco, Benito Juárez, Coyoacán, Cuauhtémoc, G.A. Madero, Iztacalco, Iztapalapa, Miguel Hidalgo y Venustiano Carranza	39	36	31
Zona II: Delegaciones de Magdalena Contreras, Cuajimalpa, Milpa Alta, Tlalpan y Xochimilco	35	32	28

Fig. 48 Determinación de V_R

4.5.5 Determinación del factor F_{α}

Para encontrar dicho valor, iremos a la ecuación 3.2 (Fig. 49)



$$\begin{aligned}
 F_{\alpha} &= 1.0; && \text{si } z \leq 10 \text{ m} \\
 F_{\alpha} &= (z/10)^{\alpha}; && \text{si } 10 \text{ m} < z < \delta \\
 F_{\alpha} &= (\delta/10)^{\alpha}; && \text{si } z \geq \delta
 \end{aligned}
 \tag{3.2}$$

donde

- 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; δ y Z están dadas en metros; y
- α exponente que determina la forma de la variación de la velocidad del viento con la altura.

Los coeficientes α y δ están en función de la rugosidad del terreno (figura 3.1) y se definen en la tabla 3.2.

Fig. 49 Ecuaciones para encontrar el factor F_{α}

En la Fig 50. Se observa la tabla 3.2, la cual ayuda a obtener los valores de α y δ , así como la figura 3.1 para obtener la rugosidad del terreno (Fig. 51)

Tabla 3.2 Rugosidad del terreno, α y δ

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	0.170	455

Fig. 50 Tabla para obtención de valores α y δ

edificaciones que se encuentran en un radio de 500 m alrededor de la estructura en estudio tiene altura superior a 20 m

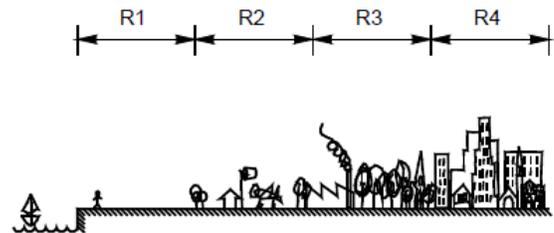


Figura 3.1 Rugosidad de terreno

Fig. 51 Rugosidad de Terreno

4.5.6 Determinación del factor correctivo por topografía y rugosidad F_{tr}

La CDMX se encuentra en una cuenca, por ende se obtienen los valores mostrados en la Fig. 52. La Fig. 53 da dibujos ilustrativos acerca del valor de FTR.



Tabla 3.3 Factor F_{TR}
(Factor de topografía y rugosidad del terreno)

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

Fig. 52 Determinación del factor F_{TR}

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.

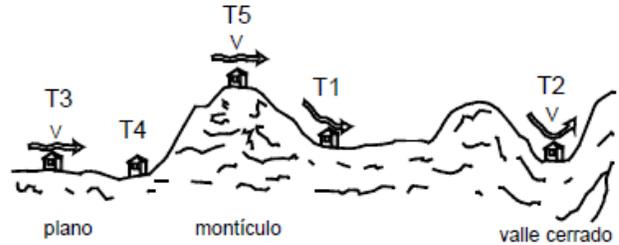


Figura 3.2 Formas topográficas locales

Fig. 53 Formas topográficas locales

En la Tabla 4 se aplican las ecuaciones mostradas en la Fig. 49 para obtener F_{α} , y en la Tabla 5 se muestran los resultados de V_D .

Nivel	$h[m]$	$z[m]$	F_{α}
12	3	40.6	1.244
11	3	37.6	1.230
10	3	34.6	1.214
9	3	31.6	1.197
8	3	28.6	1.178
7	3	25.6	1.158
6	4.5	22.6	1.136
5	3.7	18.1	1.097
4	3.6	14.4	1.059
3	3.6	10.8	1.012
2	3.6	7.2	1.000
1	3.6	3.6	1.000

Tabla 4 Cálculo de F_{α}

Nivel	F_{TR}	F_{α}	$V_R [m/s]$	$V_D [m/s]$
12	0.79	1.244	36	35.3882962
11	0.79	1.230	36	34.9670421
10	0.79	1.214	36	34.5163976
9	0.79	1.197	36	34.0314753
8	0.79	1.178	36	33.5060084
7	0.79	1.158	36	32.9317664
6	0.79	1.136	36	32.2976191
5	0.79	1.097	36	31.19805
4	0.79	1.059	36	30.1046887
3	0.79	1.012	36	28.7835064
2	0.79	1.000	36	28.44
1	0.79	1.000	36	28.44

Tabla 5 Cálculo de V_D



4.5.7 Determinación de la presión de diseño p_z
 Acorde a la norma, en la parte 3.2 se tiene (Fig. 54):

3.2 Determinación de la presión de diseño, p_z

La presión que ejerce el flujo del viento sobre una construcción determinada, p_z , en Pa (kg/m^2), se obtiene tomando en cuenta su forma y está dada de manera general por la expresión 3.3.

$$p_z = 0.47 C_p V_D^2 \quad (3.3)$$

$$(p_z = 0.048 C_p V_D^2)$$

donde

C_p coeficiente local de presión, que depende de la forma de la estructura; y

V_D velocidad de diseño a la altura Z , definida en la sección 3.1.

Fig. 54 Ecuaciones para determinar p_z

4.5.8 Determinación de los factores de presión C_p

Para el cálculo de C_p la estructura en la parte 3.3.1 Caso I. Edificios y construcciones cerradas (Fig. 55), además en el apartado 3.4 (Fig.56) se menciona que cuando las paredes de una construcción puedan tener aberturas que abarquen más de 30 por ciento de su superficie, deberá considerarse en el diseño de los elementos estructurales el efecto de las presiones que se generan por la penetración del viento en el interior de la construcción, es por eso que se tomarán presiones adicionales a las del punto 3.3.1 caso 1.

Tabla 3.4 Coeficiente C_p para construcciones cerradas

	C_p
Pared de barlovento	0.8
Pared de sotavento ¹	-0.4
Paredes laterales	-0.8
Techos planos	-0.8
Techos inclinados lado de sotavento	-0.7
Techos inclinados lado de barlovento ²	$-0.8 < 0.04\theta - 1.6 < 1.8$
Techos curvos	ver tabla 3.5 y fig. 3.3

¹ La succión se considerará constante en toda la altura de la pared de sotavento y se calculará para un nivel Z igual a la altura media del edificio;

² θ es el ángulo de inclinación del techo en grados.

Tabla 3.13 Coeficiente C_p para presiones interiores

	C_p
Aberturas principalmente en la cara de barlovento	0.75
Aberturas principalmente en la cara de sotavento	-0.6
Aberturas principalmente en las caras paralelas a la dirección del viento	-0.5
Aberturas uniformes distribuidas en las cuatro caras	-0.3

Fig. 56 Tabla 3.13 presiones interiores

Fig. 55 Coeficientes C_p para construcciones cerradas



En la Fig. 57 se muestra la planta tipo de oficinas. Al igual que el sismo el viento se debe de realizar en dos direcciones ortogonales entre ellas. Observando la Fig. 57, si decimos que el viento llega en dirección x, la cara en barlovento sería el eje A, el eje E sería la cara en sotavento, y los ejes 1 y 5 serían las caras laterales. Como se puede observar el edificio posee cubos de iluminación, es decir ciertas aberturas, por ende en el nodo donde se tengan aberturas se aplicarán los factores correspondientes a la tabla 3.13. Siguiendo esa misma lógica, dado que el viento se aplicó en dirección x, es decir perpendicular al eje A, el nodo E3, tendrá participación del coeficiente pared en sotavento (de la Tabla 3.4) y Aberturas principalmente en las caras paralelas a la dirección del viento (Tablas 3.13). A manera de resumen se muestran en la Tabla 6

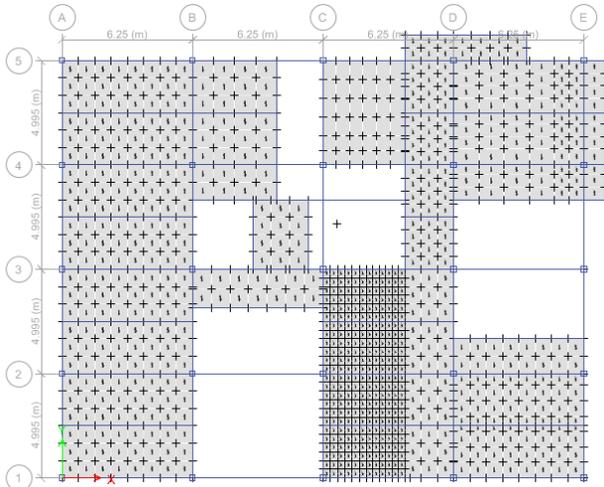


Fig. 57 Planta tipo Oficinas

Nivel	Punto 3.3.1 (Tabla 3.4)				Punto 3.4 (Tabla 3.13)				$V_0 [m/s]$	Dirección X,Y				
	Cp				Cp					$q_z [kgf/m^2]$				
	Pared barlo.	Pared sota.	Paredes lat.	Techo Plano	Avert barlo.	Avert sota.	Avert paral.	Avert unif.		No abertura	Abertura	No abertura	Abertura	
12	0.8	-0.4	-0.8	-0.8	0.75	-0.6	-0.5	-0.3	35.39	48.090	-24.045	-60.112	-48.090	-66.123
11	0.8	-0.4	-0.8	-0.8	0.75	-0.6	-0.5	-0.3	34.97	46.951	-23.476	-58.689	-46.951	-64.558
10	0.8	-0.4	-0.8	-0.8	0.75	-0.6	-0.5	-0.3	34.52	45.749	-22.875	-57.186	-45.749	-62.905
9	0.8	-0.4	-0.8	-0.8	0.75	-0.6	-0.5	-0.3	34.03	44.473	-22.236	-55.591	-44.473	-61.150
8	0.8	-0.4	-0.8	-0.8	0.75	-0.6	-0.5	-0.3	33.51	43.110	-21.555	-53.887	-43.110	-59.276
7	0.8	-0.4	-0.8	-0.8	0.75	-0.6	-0.5	-0.3	32.93	41.645	-20.822	-52.056	-41.645	-57.262
6	0.8	-0.4	-0.8	-0.8	0.75	-0.6	-0.5	-0.3	32.30	40.056	-20.028	-50.071	-40.056	-55.078
5	0.8	-0.4	-0.8	-0.8	0.75	-0.6	-0.5	-0.3	31.20	37.375	-18.688	-46.719	-37.375	-51.391
4	0.8	-0.4	-0.8	-0.8	0.75	-0.6	-0.5	-0.3	30.10	34.802	-17.401	-43.502	-34.802	-47.852
3	0.8	-0.4	-0.8	-0.8	0.75	-0.6	-0.5	-0.3	28.78	31.814	-15.907	-39.768	-31.814	-43.744
2	0.8	-0.4	-0.8	-0.8	0.75	-0.6	-0.5	-0.3	28.44	31.059	-15.530	-38.824	-31.059	-42.706
1	0.8	-0.4	-0.8	-0.8	0.75	-0.6	-0.5	-0.3	28.44	31.059	-15.530	-38.824	-31.059	-42.706

Tabla 6 Obtención de pz

4.5.9 Empujes dinámicos paralelos al viento

Como se mencionó en el punto 4.5.2, la estructura se tomará como tipo 2, por ende se debe de calcular el factor de amplificación "G".



En la Fig. 58 se muestran las ecuaciones que brinda el apartado 5. Empujes dinámicos paralelos al viento, para llegar a dicho parámetro.

La Fig. 59 muestra la Tabla 5.1 de las normas técnicas complementarias para diseño por viento, la cual da el valor de los parámetros a, n y R en base al tipo de terreno (calculado en el punto 4.5.6)

5. EMPUJES DINAMICOS PARALELOS AL VIENTO

En construcciones pertenecientes al Tipo 2, los efectos estáticos y dinámicos debidos a la turbulencia se tomarán en cuenta multiplicando la presión de diseño calculada con la ecuación 3.3 por un factor de amplificación dinámica determinado con la expresión:

$$G = 0.43 + g \sqrt{\frac{R}{C_e} \left(B + \frac{SF}{\beta} \right)} \geq 1 \quad (5.1)$$

donde

$$g = \left(\sqrt{2 \text{Ln}(3600 v)} + \frac{0.58}{\sqrt{2 \text{Ln}(3600 v)}} \right) \frac{1}{2.3} \geq 1.48$$

;

$$v = n_o \sqrt{\frac{SF}{SF + \beta B}} ;$$

$$x_o = (1220 n_o / V_H) ;$$

$$V_H = V_R \sqrt{R C_e} ;$$

R es un coeficiente de exposición y C_e un factor correctivo que depende de la altura Z, igual a $(Z/a)^n$; Z en m. Los valores de estos parámetros dependen de las condiciones de exposición descritas en la tabla 3.2 y se consignan en la tabla 5.1.

Tabla 5.1 Parámetros R, a y n según la condición de exposición

Exposición	R	a	n
R1	0.04	10	0.18
R2	0.08	10	0.28
R3	0.16	20	0.50
R4	0.34	33	0.72

Fig. 59 Tabla 5.1 para la obtención de los factores R, a, n

$$B = \frac{4}{3} \int_0^{914/H} \left(\frac{1}{1 + \frac{xH}{457}} \right) \left(\frac{1}{1 + \frac{xb}{122}} \right) \left(\frac{x}{(1+x^2)^{4/3}} \right) dx$$

;

$$S = \frac{\pi}{3} \left(\frac{1}{1 + \frac{8n_o H}{3V_H}} \right) \left(\frac{1}{1 + \frac{10n_o b}{V_H}} \right) ;$$

$$F = \frac{x_o^2}{(1+x_o^2)^{4/3}} ;$$

G factor de amplificación dinámica;

g factor de respuesta máxima;

R factor de rugosidad;

B factor de excitación de fondo;

S factor reductivo por tamaño;

n_o frecuencia del modo fundamental de la estructura, Hz;

H altura de la estructura, m;

β fracción del amortiguamiento crítico, igual a 0.01 en estructuras de acero, y 0.02 en estructuras de concreto;

Ln logaritmo natural;

F relación de energía en ráfaga; y

Fig. 58 Ecuaciones necesarias para la obtención del factor de amplificación G



En la parte de abajo se muestran los algoritmos necesarios para calcular B en dirección x a la altura de 3.6m, de manera análoga se hicieron los demás cálculos para los entresijos restantes. En la Tabla 7 se muestran todos los valores de B:

Analizando dirección x, z=3.6m

$$\begin{aligned} H &:= 40.6 & a &:= 20 & T_x &:= 0.43 & z &:= 3.6 \\ b &:= 20 & n &:= 0.5 & T_y &:= 0.46 \\ \beta &:= 0.01 & R &:= 0.16 & V_R &:= 36 \end{aligned}$$

$$C_e := \left(\frac{z}{a}\right)^n = 0.424 \quad n_o := \frac{1}{T_y} = 2.174 \quad V_H := V_R \cdot \sqrt{R \cdot C_e}$$

$$x_o := \frac{1220 n_o}{V_H} \quad F := \frac{x_o^2}{(1 + x_o^2)^{\frac{4}{3}}} \quad S := \frac{\pi}{3} \cdot \left(\frac{1}{1 + \frac{8 \cdot n_o \cdot H}{3 \cdot V_H}} \right) \cdot \left(\frac{1}{1 + \frac{10 \cdot n_o \cdot b}{V_H}} \right)$$

$$B := \left(\frac{4}{3}\right) \cdot \int_0^{\frac{914}{H}} \left[\left(\frac{1}{1 + \frac{x \cdot H}{457}} \right) \cdot \left(\frac{1}{1 + \frac{x \cdot b}{122}} \right) \cdot \left[\frac{1}{(1 + x^2)^{\frac{4}{3}}} \right] \right] dx$$

$$v := n_o \cdot \sqrt{\frac{S \cdot F}{S \cdot F + \beta \cdot B}}$$

$$g := \begin{cases} g \leftarrow \left(\sqrt{2 \cdot \ln(3600v)} + \frac{0.58}{\sqrt{2 \cdot \ln(3600v)}} \right) \cdot \left(\frac{1}{2.3} \right) & \text{if } \left[\left(\sqrt{2 \cdot \ln(3600v)} + \frac{0.58}{\sqrt{2 \cdot \ln(3600v)}} \right) \cdot \left(\frac{1}{2.3} \right) \right] \geq 1.48 \\ 1.48 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$G := \begin{cases} G \leftarrow 0.43 + g \cdot \sqrt{\frac{R}{C_e} \cdot \left(B + \frac{S \cdot F}{\beta} \right)} & \text{if } \left[0.43 + g \cdot \sqrt{\frac{R}{C_e} \cdot \left(B + \frac{S \cdot F}{\beta} \right)} \right] \geq 1 \\ 1 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$G = 1.474$$



Nivel	Bx	By	z[m]
12	1.035	1.023	40.6
11	1.046	1.034	37.6
10	1.058	1.045	34.6
9	1.071	1.058	31.6
8	1.085	1.072	28.6
7	1.102	1.088	25.6
6	1.121	1.107	22.6
5	1.156	1.142	18.1
4	1.195	1.179	14.4
3	1.246	1.229	10.8
2	1.324	1.305	7.2
1	1.474	1.452	3.6

Tabla 7 Valores de factor de ampliación B

4.5.10 Obtención de fuerzas debidas a la acción del viento

Dado que se obtuvieron las presiones p_z a lo largo del edificio, estas multiplicadas por un área de influencia nos dará como resultado una fuerza. Se distribuirán las fuerzas eólicas en los nodos de la estructura. Se mostrará la secuencia de cálculo para el eje X, es decir, que la fuerza debido al viento empuja el eje A, por ende el eje E se encuentra en sotavento.

Los demás ejes se desprecian ya que para hacer el análisis en dirección X, solamente se necesita saber la fuerza que llega a los nodos de los ejes A y E. Cabe destacar que al final para obtener la fuerza horizontal debida a la acción del viento, por ejemplo del entrepiso 12, se sumarán las fuerzas de los nodos A-1, A-2, A-3, A-4, A-5 Y E-1, E-2, E-3, E-4, E-5 de dicho entrepiso, sumando además la acción de empujes interiores cuando se requiera.

Para ver el área de influencia de cada nodo, se tomará de manera análoga el área de influencia de una columna, es decir trabajará de manera cuadrangular.

En la Tabla 8 se muestran los valores de dichas fuerzas, mientras que en la Tabla 9 se comparan las fuerzas obtenidas por viento y las obtenidas por un análisis sísmico estático (más adelante se verá), se puede llegar a la conclusión que en este caso el análisis eólico se puede depreciar para los siguientes cálculos.



Nivel	Viento a lo largo del eje "X"										Viento a lo largo del eje "Y"										Bx				
	Pared Barlovento (Área de influencia m ²)					Pared Sotavento (Área de influencia m ²)					Pared Barlovento (Fuerzas de compresión)					Pared Sotavento (Fuerzas de succión)									
	A-1	A-2	A-3	A-4	A-5	E-1	E-2	E-3	E-4	E-5	A-1	A-2	A-3	A-4	A-5	E-1	E-2	E-3	E-4	E-5					
12	3.75	7.5	7.5	7.5	3.75	3.75	7.5	7.5	7.5	3.75	48.09	-24.04	-60.11	1.035	373.29	373.29	373.29	373.29	373.29	373.29	186.65	-186.65	-653.27	-186.65	-933.32
11	7.5	15	15	15	7.5	7.5	15	15	15	7.5	46.95	-23.48	-58.69	1.046	368.33	736.67	736.67	736.67	736.67	736.67	368.33	-368.33	-1283.17	-368.33	-184.17
10	7.5	15	15	15	7.5	7.5	15	15	15	7.5	45.75	-22.87	-57.19	1.058	363.02	726.04	726.04	726.04	726.04	726.04	363.02	-363.02	-1270.57	-363.02	-181.51
9	7.5	15	15	15	7.5	7.5	15	15	15	7.5	44.47	-22.24	-55.59	1.071	357.23	714.45	714.45	714.45	714.45	714.45	357.23	-357.23	-1250.29	-357.23	-178.61
8	7.5	15	15	15	7.5	7.5	15	15	15	7.5	43.11	-21.55	-53.89	1.085	350.81	701.61	701.61	701.61	701.61	701.61	350.81	-350.81	-1227.82	-350.81	-175.40
7	7.5	15	15	15	7.5	7.5	15	15	15	7.5	41.64	-20.82	-52.06	1.121	344.19	688.39	688.39	688.39	688.39	688.39	344.19	-344.19	-1204.68	-344.19	-172.10
6	9.38	18.75	18.75	18.75	9.38	9.38	18.75	18.75	18.75	9.38	40.06	-20.03	-50.07	1.156	420.97	841.94	841.94	841.94	841.94	841.94	420.97	-420.97	-1473.39	-420.97	-210.48
5	10.25	20.50	20.50	20.50	10.25	10.25	20.50	20.50	20.50	10.25	37.38	-18.69	-46.72	1.156	420.97	841.94	841.94	841.94	841.94	841.94	420.97	-420.97	-1473.39	-420.97	-210.48
4	9.13	18.25	18.25	18.25	9.13	9.13	18.25	18.25	18.25	9.13	34.80	-17.40	-43.50	1.195	379.49	758.98	758.98	758.98	758.98	758.98	379.49	-379.49	-1328.21	-379.49	-189.74
3	9.00	18.00	18.00	18.00	9.00	9.00	18.00	18.00	18.00	9.00	31.81	-15.91	-39.77	1.246	356.76	713.52	713.52	713.52	713.52	713.52	356.76	-356.76	-1248.67	-356.76	-183.38
2	9.00	18.00	18.00	18.00	9.00	9.00	18.00	18.00	18.00	9.00	31.06	-15.53	-38.82	1.324	370.10	740.20	740.20	740.20	740.20	740.20	370.10	-370.10	-1295.36	-370.10	-185.05
1	9.00	18.00	18.00	18.00	9.00	9.00	18.00	18.00	18.00	9.00	31.06	-15.53	-38.82	1.474	417.03	824.06	824.06	824.06	824.06	824.06	417.03	-417.03	-1442.11	-417.03	-206.02

Tabla 8 Obtención de Fuerzas debidas al viento

Nivel	Fviento	Fsismo
12	2.71	167.65
11	5.34	165.97
10	5.26	152.73
9	5.18	142.80
8	5.09	129.23
7	4.99	118.89
6	6.10	145.36
5	6.42	123.53
4	5.50	97.95
3	5.17	85.34
2	5.37	56.89
1	5.97	28.45

Tabla 9 Comparación de fuerzas eólicas y sísmicas



4.6 Determinación del peso promedio del edificio

Es importante obtener el peso promedio del edificio, ya que en capítulos posteriores se necesitará para algunos cálculos. No se puede saber con certeza el peso real de un edificio, ya que hay muchas cosas que el diseñador supone, como por ejemplo el peso volumétrico de materiales, la estimación cargas vivas, etc. Es por eso que para el cálculo del peso del edificio será igual a la carga muerta más la carga viva media. Refiriéndose a carga muerta la que se encuentra conformada por la sobrecarga muerta (definida previamente) y el peso propios de los elementos.

Para la obtención de la carga muerta por entrepiso, se generaron hojas de cálculo (como la mostrada en la Fig.60, la cual pertenece al entrepiso 12) en donde se introdujo como variable el peso volumétrico de los elementos, así como sus longitudes, de tal manera que se podía obtener el peso de cada elemento, así como las áreas de cada entrepiso.

En la Tabla 10 se muestra el peso de cada entrepiso, así como su variación de uno respecto al otro, las áreas de cada entrepiso y la variación de estas, para así poder comprobar los puntos 4.2.7 y 4.2.8

Nivel	Peso [Ton]	% de Pesos	Áreas	% áreas
12	290.42	93.55	356.58	100.00
11	310.46	100.00	356.58	100.00
10	310.46	97.68	356.58	100.00
9	317.84	100.01	356.58	100.00
8	317.80	97.29	356.58	100.00
7	326.65	72.21	356.58	78.26
6	452.36	94.24	455.63	100.00
5	480.02	100.33	455.63	105.41
4	478.43	86.09	432.23	100.00
3	555.76	100.00	432.23	100.00
2	555.76	100.00	432.23	100.00
1	555.76	----	432.23	----

Tabla 10 Tabla de pesos y áreas de entrepiso



Fig. 60 Tabla utilizada para generar el peso de los entresijos



5.- EFECTOS DE TORSIÓN EN LA ESTRUCTURA

En el apartado 8.5 efectos de torsión de las normas técnicas complementarias para diseño por sismo, se especifica que las estructuras deben de tener un cierto efecto de torsión.

Acorde a la teoría, el efecto de torsión en cada entrepiso de una estructura se genera por el momento torsionante debido a la fuerza cortante sísmica multiplicada por la excentricidad estática (e_s) que es considerada como la distancia entre el centro de masas (CM) y el centro de torsión (CT), a manera de dibujo se ilustra en la Fig. 61.

En edificios de varios pisos las fuerzas cortantes son la acumulación de las fuerzas sísmicas arriba del piso considerado. Estas fuerzas cortantes no actúan en el CM, si no en el centro de cortantes (CV).

El centro de rigidez o centro de torsión (CT) es el punto de giro del entrepiso y depende de la rigidez estructural de los elementos resistentes y de su posición con respecto al CT

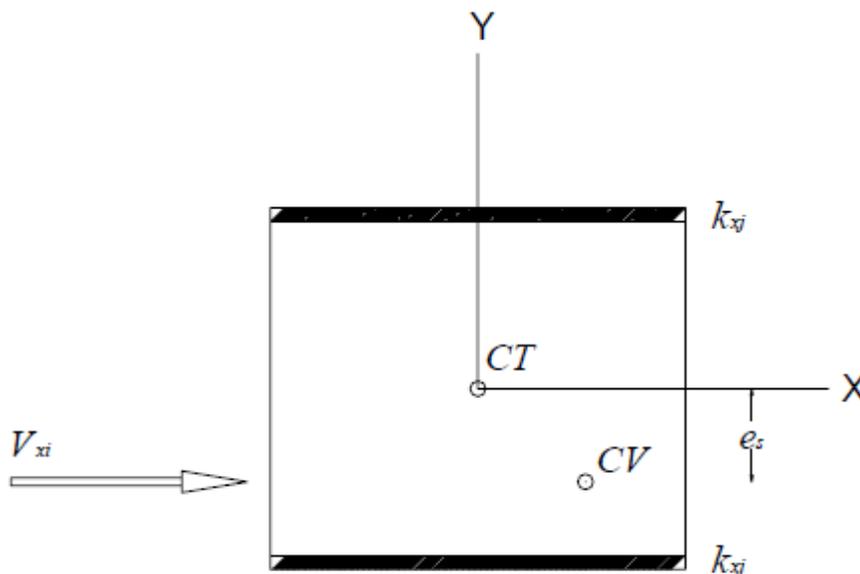


Fig. 61 i – ésimo entrepiso de una estructura en donde la fuerza cortante actúa en el CV

La excentricidad del edificio existe debido a los denominados “imponderables de la construcción”. Los imponderables de la construcción son aquellos parámetros en donde el ingeniero no tiene un control absoluto de estos, como por ejemplo el peso volumétrico de los materiales, o bien la fluctuación de la carga viva a lo largo de la vida útil de la estructura. Por dichos factores es imposible saber a ciencia cierta cuál es la excentricidad del edificio.



En la práctica muchas veces se ignora dicha excentricidad o bien se calcula como el 10% de la dimensión perpendicular a la acción del sismo.

Hoy en día existen muchas metodologías para llegar a la obtención de dicha excentricidad e_s ; en este documento se presenta la metodología desarrollada por Rosenblueth y Esteva (1962), debido al gran aporte que dieron a la ingeniería civil mexicana. Cabe destacar que el cálculo de dicha excentricidad no se realizó de esta manera, se hizo de una manera más práctica.

5.1 Procedimiento de Rosenblueth y Esteva

A manera de listado se dará la metodología para calcular la excentricidad e_s .

1. Se calculan los CM con las siguientes expresiones:

$$x_m = \frac{\left(\sum P_i \cdot y_i \right)}{\sum P_i} \quad y_m = \frac{\left(\sum P_i \cdot x_i \right)}{\sum P_i}$$

Donde:

P_i cargas verticales en el entrepiso i

x_i, y_i coordenadas con respecto a un sistema de referencia

2.- Se realiza un análisis sísmico estático de la estructura para calcular la fuerza cortante de cada entrepiso

3.- Se calcula el valor de CV con las siguientes expresiones:

$$x_v = \frac{\left(\sum F_{y_i} \cdot x_m \right)}{V_y} \quad y_v = \frac{\left(\sum F_{x_i} \cdot y_m \right)}{V_x}$$

Donde:

F_{x_i}, F_{y_i} Fuerzas sísmicas del entrepiso i , obtenidas con un análisis sísmico estático

V_x, V_y Fuerzas cortantes del entrepiso i , obtenidas con un análisis sísmico estático

4.- Calcular las rigideces de los elementos resistentes en ambas direcciones y en todos los entrepisos. Aquí existen varias formas de hacerlo, se listan dos de ellas:



*Modelar los marcos de la estructura con las características geométricas y de materiales que estos tienen, uniendo uno tras otro con vigas "ficticias" las cuales se encuentran articuladas en sus extremos, y en los nodos de la estructura aplicar las fuerzas sísmicas obtenidas por un análisis sísmico estático. La Fig. 62 y 63 ilustran lo mencionado en los párrafos de arriba.

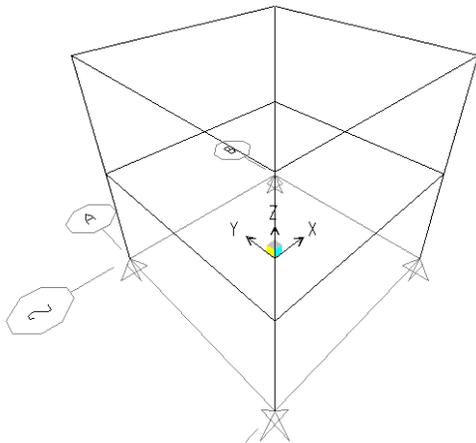


Fig. 62 Isométrico de edificio "x"

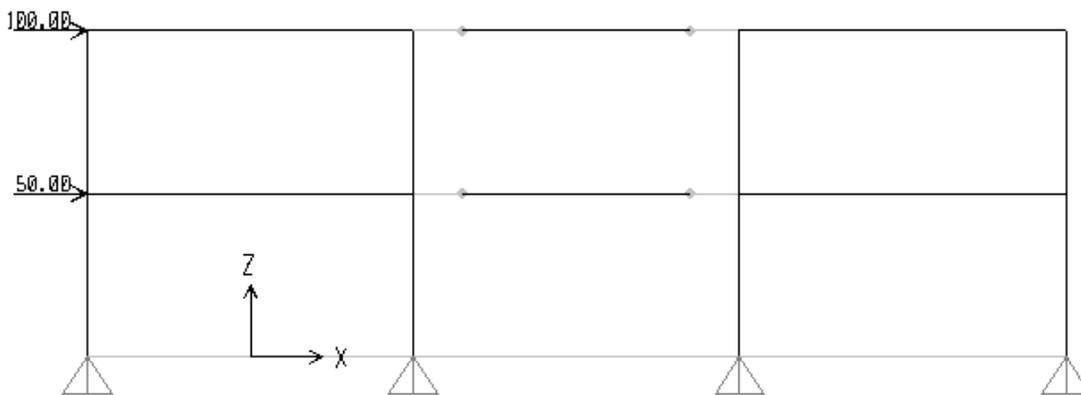


Fig. 63 Desglose de marcos a lo largo del eje "x"

Una vez obtenidas las rigideces por entrepiso, aplicar las siguientes ecuaciones:

$$x_R = \frac{\left(\sum R_{xi} \cdot y_g \right)}{R_{xi}} \quad y_R = \frac{\left(\sum R_{yi} \cdot x_g \right)}{R_{yi}}$$



Donde:

R_{xi} R_{yi} Rigideces calculadas del entrepiso i

x_g, y_g Coordenadas con respecto a un sistema de referencia (al centro geométrico)

* Aplicar las ecuaciones de X_R, Y_R pero calculando la rigidez de entrepiso (K) con la siguiente fórmula:

$$K = \frac{(E) \cdot (t)}{(4) \cdot \left(\frac{h}{L}\right)^3 + (3) \cdot \left(\frac{h}{L}\right)}$$

Donde:

E Módulo de elasticidad del elemento

t Distancia perpendicular al análisis del elemento en cuestión

L Distancia paralela al análisis del elemento en cuestión

h Altura del entrepiso i

5.- Determinar la posición del CT como:

$$x_t = \frac{\left(\sum k_{yj} \cdot x_j\right)}{\sum k_{yj}} \quad y_t = \frac{\left(\sum k_{xj} \cdot y_j\right)}{\sum k_{xj}}$$

Donde:

k_{xj}, y_j Rigideces de los elementos en las direcciones x,y

6.- Calcular los cortantes directos en cada dirección de análisis con la siguiente ecuación

$$V_{d_j} = \frac{k_j}{\sum k_j} \cdot V_i$$



Donde:

V_d : cortante directo de diseño

V_i : cortante del entrepiso i

k_i : rigidez del entrepiso i , en la dirección de análisis

7.- Determinar las excentricidades estructurales como:

$$e_{sy} = y_v - y_t \quad e_{sx} = x_v - x_t$$

8.- Obtener las excentricidades de diseño con las ecuaciones dadas por las normas técnicas complementarias para diseño por sismo, en el apartado 8.5 con la ecuación 8.8:

$$1.5 \cdot e_s + 0.1b \quad e_s + 0.1b$$

5.2 Procedimiento alternativo

1.- Obtener el CM con la ecuación utilizada en el punto 1 del punto 5.2 (punto anterior)

2.- Obtener el CT o centro de rigidez (CR) con la siguiente ecuación; solamente se utilizaron las inercias de las columnas y muros de carga (en los niveles de estacionamiento), debido a que dichos elementos aportan la mayor cantidad de rigidez lateral. Debido a que las columnas son de sección compuesta, se tomó en cuenta únicamente la inercia proporcionada por el núcleo de concreto, se despreció el espesor del perfil HSS

$$x_R = \frac{\sum I_x \cdot x_g}{\sum I_x} \quad y_R = \frac{\sum I_y \cdot y_g}{\sum I_y}$$

Donde:

I_x, I_y : Inercia del elemento alrededor del eje x, y

3.- Determinar las excentricidades estructurales como:

$$e_{sy} = y_m - x_R \quad e_{sx} = x_m - x_R$$

4.- Determinar las excentricidades de diseño con las ecuaciones mostradas en el punto 8 del punto 5.2 (punto anterior)



En la Tabla 11 se muestran las coordenadas de los CM, CR, así como las excentricidades estructurales y de diseño.

Nivel	Centro de Masas [m]		Centro de Rigidez [m]		Excentricidad Torsional		1.5es+0.1b		es-0.1b	
	XCM	YCM	XCR	YCR	X es	Y es	X1[m]	Y1[m]	X2[m]	Y2[m]
12	13.19	12.17	12.50	10.00	0.69	2.17	3.03	5.75	-1.31	-0.33
11	13.19	12.13	12.50	10.00	0.69	2.13	3.03	5.70	-1.31	-0.37
10	13.17	12.03	12.50	10.00	0.67	2.03	3.00	5.55	-1.33	-0.47
9	13.15	11.99	12.50	10.00	0.65	1.99	2.98	5.48	-1.35	-0.51
8	13.13	11.90	12.50	10.00	0.63	1.90	2.94	5.35	-1.37	-0.60
7	13.12	11.86	12.50	10.00	0.62	1.86	2.93	5.29	-1.38	-0.64
6	13.32	11.27	12.50	10.00	0.82	1.27	3.24	4.41	-1.18	-1.23
5	13.30	11.24	12.50	10.00	0.80	1.24	3.20	4.36	-1.20	-1.26
4	12.31	10.51	12.50	10.00	-0.19	0.51	1.72	3.26	-2.19	-1.99
3	12.40	10.42	12.50	10.00	-0.10	0.42	1.86	3.13	-2.10	-2.08
2	12.40	10.42	12.50	10.00	-0.10	0.42	1.86	3.13	-2.10	-2.08
1	12.40	10.42	12.50	10.00	-0.10	0.42	1.86	3.13	-2.10	-2.08

Tabla 11 Excentricidades de diseño

Las coordenadas x1, y1, x2, y2, representan la localización de masas del edificio. Como se puede observar, si se utilizan las coordenadas x1, y1, se obtiene un punto diferente al combinar x1, y2. Por ende se tienen cuatro puntos diferentes.

Se generó un modelo diferente para cada coordenada, debido a que se pueden generar errores al momento de que el programa realice las iteraciones necesarias para obtener elementos mecánicos.

La Tabla 12, muestra las rigideces de cada entrepiso, así como la variación de estas, lo cual corrobora el punto 4.2.10. De manera análoga la Tabla 13 muestra la variación de la excentricidad de diseño con respecto a la dimensión en planta, medida paralelamente a la excentricidad en estudio, lo cual corrobora el punto 4.2.11.

Entrepiso	DIRECCIÓN		DIRECCIÓN	
	X	Y	%X	%Y
12	744211.85	744211.85	0.00	100.00
11	744211.85	744211.85	49.07	49.07
10	1516648.68	1516648.68	100.00	100.00
9	1516648.68	1516648.68	54.65	54.65
8	2775037.09	2775037.09	100.00	100.00
7	2775037.09	2775037.09	63.21	63.21
6	4389940.82	4389940.82	100.00	100.00
5	4389940.82	4389940.82	0.01	0.01
4	78147187500.00	78139145833.33	100.00	100.00
3	78147187500.00	78139145833.33	100.00	100.00
2	78147187500.00	78139145833.33	100.00	100.00
1	78147187500.00	78139145833.33	-----	-----

Tabla 12 Tabla de rigideces por entrepiso



Con la Tabla 13 se han corroborado todas las condiciones de irregularidad del punto 4.2.

X1[%]	Y1[%]	X2[%]	Y2[%]
15.14	23.02	6.57	1.32
15.17	22.78	6.56	1.48
14.99	22.19	6.67	1.87
14.91	21.93	6.73	2.05
14.71	21.42	6.86	2.39
14.64	21.17	6.91	2.55
16.18	17.65	5.88	4.90
16.00	17.43	6.00	5.04
8.59	13.05	10.94	7.96
9.28	12.50	10.48	8.33
9.28	12.50	10.48	8.33
9.28	12.50	10.48	8.33

Tabla 13 Tabla de variación de la excentricidad de diseño

6.- ANÁLISIS ESTRUCTURAL

6.1 Declaración del centro de masas

En la Tabla 11 del punto 5.2, se obtuvieron cuatro coordenadas diferentes (x_1 , y_1 , x_2 , y_2), como se mencionó previamente, se generarán cuatro modelos a partir del modelo creado en el punto 3.9.

En el punto 4.6 se obtuvo el peso por entrepiso del edificio, el cual se asignará por medio de un elemento "joint" a cada modelo.

Como ejemplo se pondrá el entrepiso 12. En la Tabla 11 del punto 5.2 las coordenadas en "x" y "y" de dicho entrepiso son 13.19m y 12.17m respectivamente. Dicho punto se declara mediante un elemento joint (como se estipuló previamente), para ello vamos a la pestaña Draw/ Draw Joint Objects, en la parte de abajo aparecerá una sub-pestaña donde debemos de declarar donde queremos que se genere dicho joint (Fig.64 y 65)

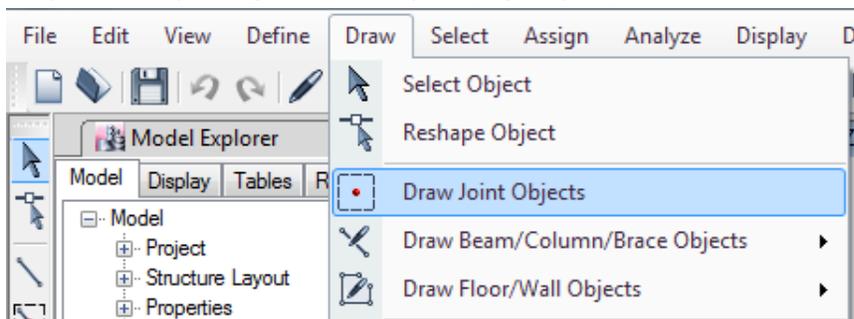


Fig. 64 Pestaña Draw/ Draw Joint Objects

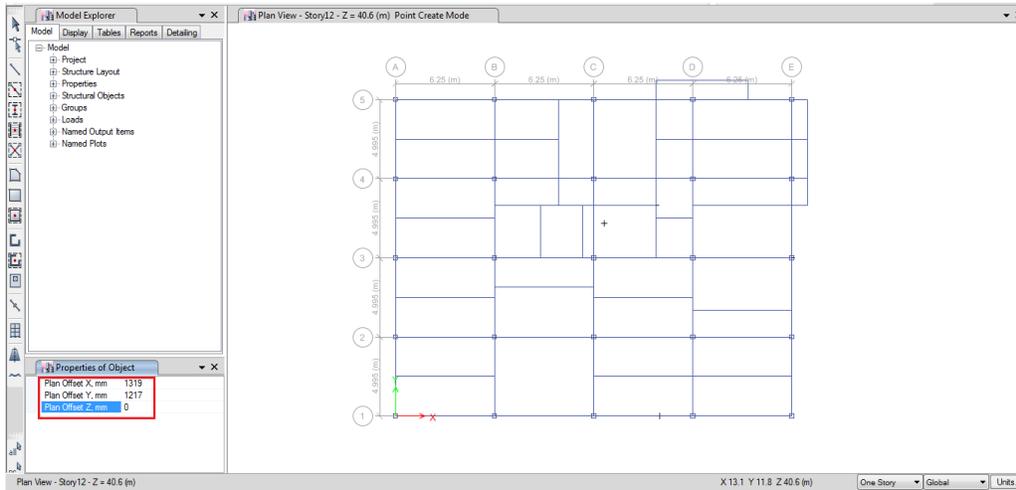


Fig. 65 Declaración de joint entrepiso 12

Una vez dibujado dicho elemento, lo seleccionaremos e iremos a la pestaña Edit/Replicate, aparecerá una sub-pestaña en la cual introduciremos los valores de x_1 , y_1 , valores obtenidos de la Tabla 11 del punto 5.2 (Fig. 66 y 67). El primer punto generado (con las coordenadas del centro de masas) se selecciona y se borra, ya que este solo sirvió para realizar el segundo punto, sobre el cual se declararán las masas de cada entrepiso. Este mismo procedimiento se debe de hacer otras tres veces. La tabla trece muestra las coordenadas de cada modelo. En todo el capítulo solo se mostrará el procedimiento para un modelo (x_1 , y_1), ya que dicha metodología aplica para los demás modelos.

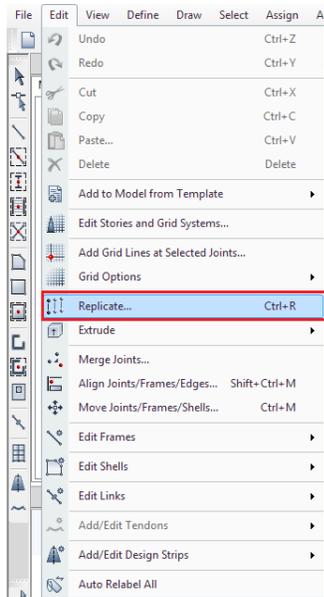


Fig. 66 Pestaña Edit/Replicate

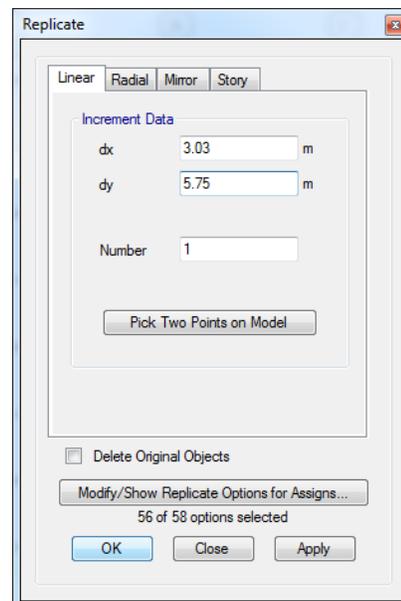


Fig. 67 Sub – pestaña replicate



Modelo	Coordendas
1	x1,y1
2	x1,y2
3	x2,y1
4	x2,y2

Tabla 14 Coordenadas de modelos

Este último punto se selecciona, y nos dirigimos a la pestaña Assign/Joint/Additional Mass, ahí declaramos el peso de la estructura (en dirección x, y) en kilogramos masa, es decir sin el efecto de la gravedad (el peso que tenemos en toneladas fuerza multiplicarlo por mil y dividirlo entre la aceleración de la gravedad). (Fig. 68 y 69). En la Fig. 70 se observa como se ve un nodo después de haber declarado una masa.

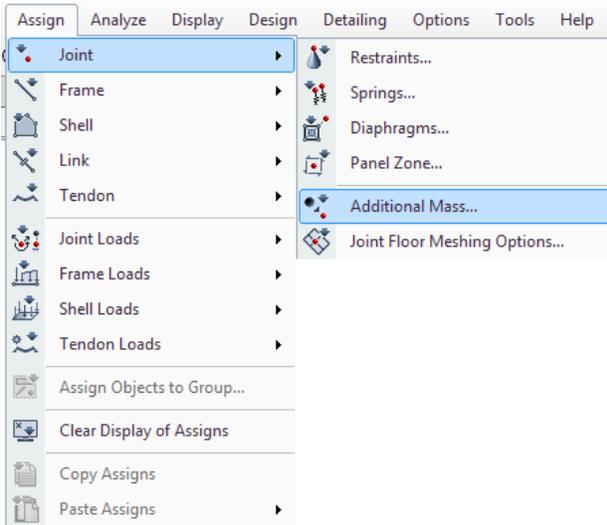


Fig. 64 Pestaña Assign/Joint/Additional Mass

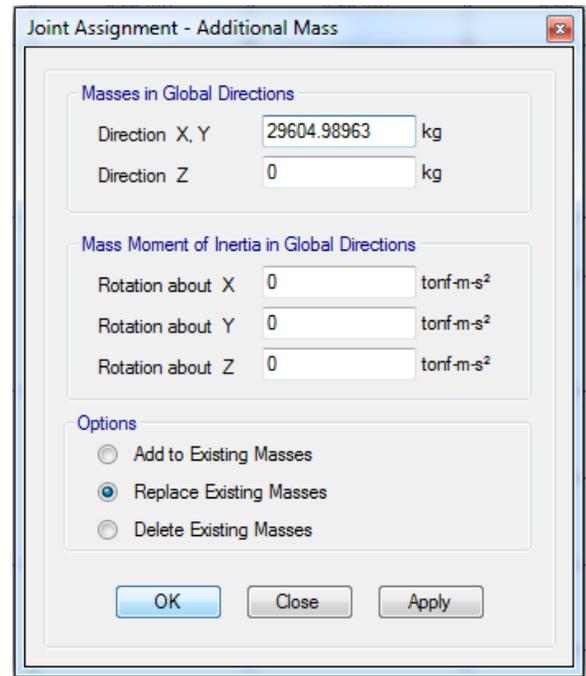


Fig. 65 Asignación de masas del entrepiso 12

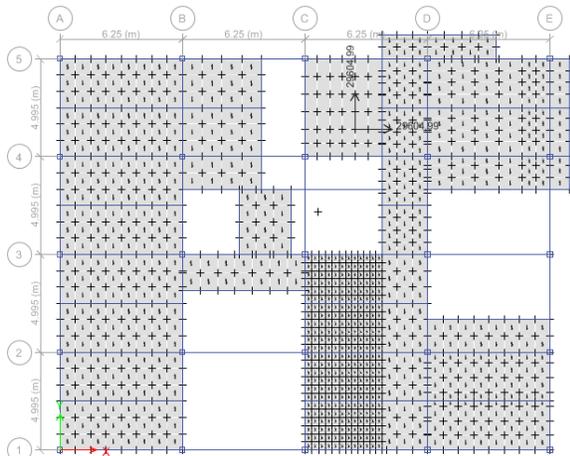


Fig. 66 Masa del entrepiso 12



El elemento joint no puede estar “flotando” en el edificio, por ende si tal elemento cae en un vacío de entrepiso, en dicho vacío colocaremos el elemento finito tipo shell que llamamos “losa sin peso” (punto 3.4 Fig.24), de igual manera el elemento joint debe formar parte de uno de los cuatro vértices del elemento shell, en caso contrario se deberá de dividir dicho elemento. Anteriormente se dividió el elemento (en la pestaña Edit/Edit Shells/divide shells) en partes más pequeñas, con el fin de mejorar la resolución de los resultados, pero en esta ocasión se usará dicho comando para dividirlo y que el elemento quede en los vértices. Para utilizar la opción “Cookie Cut Floor Objects at Selected joints at”, seleccionamos el elemento joint y el elemento shell, esta opción partirá en dos el elemento shell, haciendo la división el elemento joint (Fig. 71). Posteriormente se seleccionan los dos elementos shell y el elemento joint y se usa la opción “Divide Quadrilaterals/Triangles at”, esta opción hará que nuestro elemento joint forme parte de uno de los vértices (Fig. 72). En la Fig. 73 se observa como debe de quedar el elemento joint.

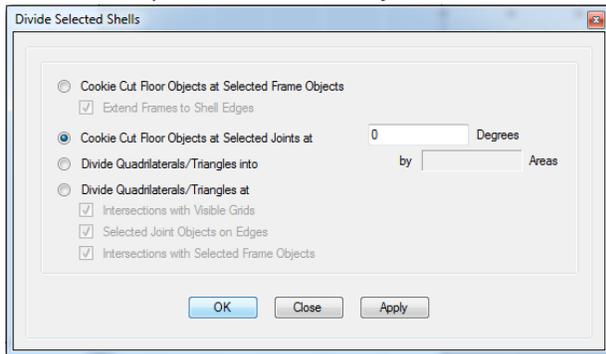


Fig. 71 Opción “Cookie Cut Floor Objects at Selected joints at”

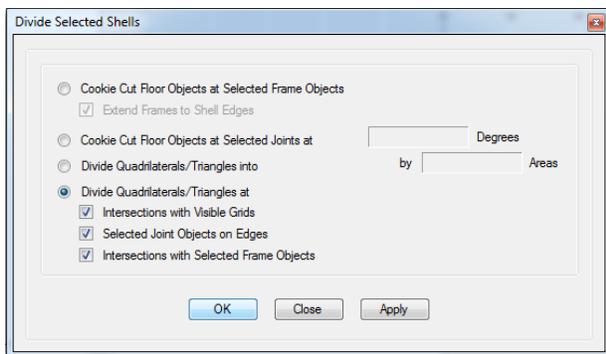


Fig. 72 Opción “Divide Quadrilaterals/Triangles at”

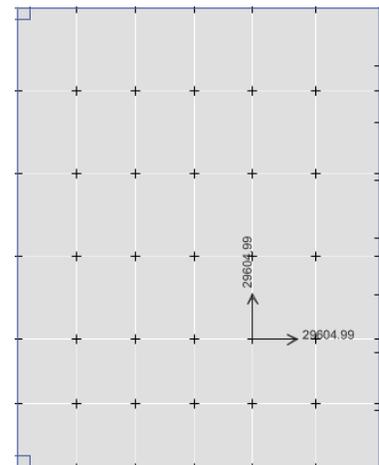


Fig. 73 elemento joint como parte de un vertice



6.2 Declaración de diafragma rígido

Una vez que todos los elementos joint formen parte del vértice de un elemento shell, se asignarán a un diafragma. Para definirlo tenemos que ir a la pestaña Define/Diaphragms (Fig. 74), ahí daremos de alta doce diafragmas (uno por entrepiso). La función del diafragma es hacer que todo el entrepiso se mueva de manera uniforme, esto se debe gracias al firme de concreto que lleva la losa-acero. Para asignarlo se selecciona toda la planta (en el caso del ejemplo la planta 12) y se dirige a la pestaña Assign/Joint/Diaphragms, y asignamos uno por entrepiso (Fig. 75). En la Fig. 76 se observa la asignación del diafragma.

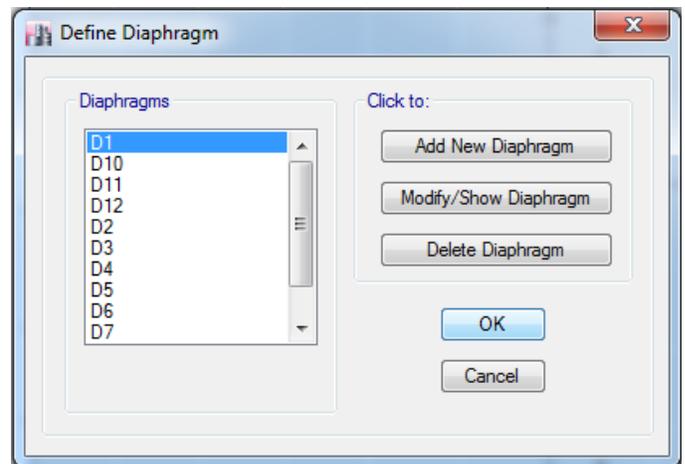
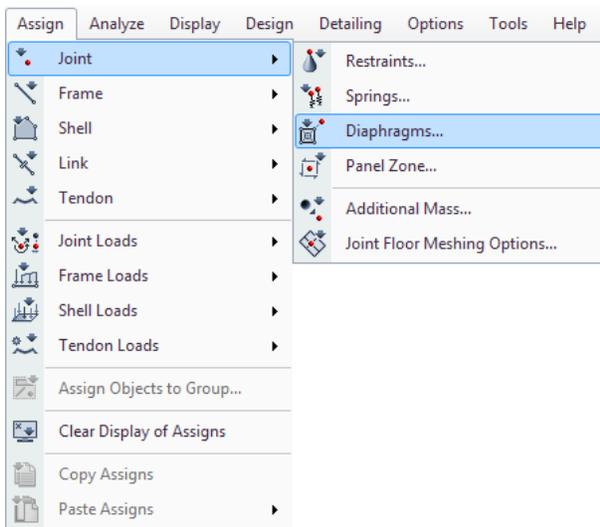


Fig. 75 Definición de diafragmas

Fig. 74 Pestaña DefineDiaphragms

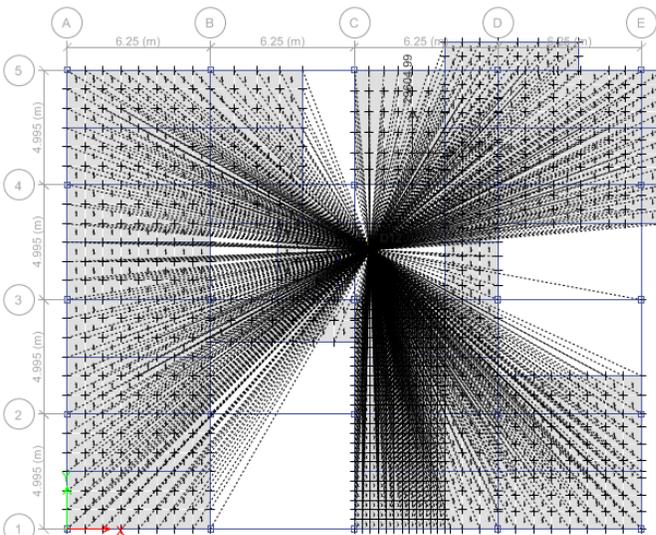


Fig. 76 Asignación de diafragmas



6.3 Definición de patrones de carga

En la mayoría de los programas de análisis estructural, para asignar las cargas a un elemento dado, primeramente se debe de crear un patrón de carga. En la Fig. 77 se ve la pestaña Define/Load Patterns. En dicha pestaña daremos de alta los siguientes estados de carga: MUROS PERIMETRALES, TINACOS, Scm, MUROS TINACOS, MUROS ELEVADORES, CVmax, CVmed, CVinst, Sx diseño, Sx servicio, Sy diseño, Sy servicio, en dichos estados de carga se asignarán cargas gravitacionales o sísmicas, según sea el caso. Como se puede observar en la Fig. 78, en la sub-pestaña tipo de carga (Type) se colocó otro (other) y multiplicar por el peso propio (self weight multiplier) cero, esto se hizo para que dicho estado de carga no tome en cuenta el peso propio de los elementos estructurales, el cual se tomará gracias a la combinación que da el programa por defecto (Dead).

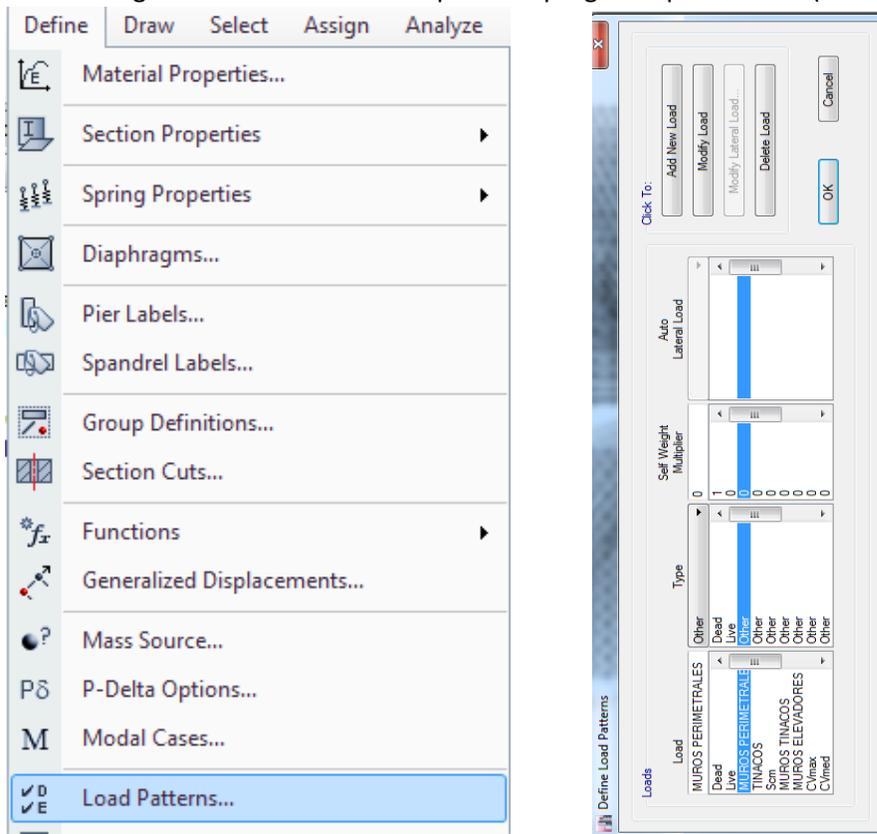


Fig. 77 Pestaña DefineLoad Patterns.

Fig. 78 Declaración de patrones de carga

6.4 Asignación de cargas gravitacionales

En el punto 4.3.1 y 4.3.2 se definieron las Scm de azotea y entrepiso respectivamente. Dichas cargas se asignarán sobre el elemento shell.



Una forma rápida de hacerlo es seleccionando toda la planta en cuestión, posteriormente dirigiéndose a la pestaña Select/Deselect/Frame Sections, una vez ahí deseleccionamos todas las trabes y columnas. El mismo procedimiento se hace pero esta vez para deseleccionar la losa sin peso (Fig. 79).

Una vez que se quiten todos los elementos no deseados procedemos a asignar las cargas, en la pestaña Assign/Shell Loads/Uniform (Fig. 80 ,81 y 82), ahí daremos el valor deseado y lo más importante, en que patrón de carga deseamos asignarlo, en este caso será en el de Scm.

Lo mismo se hace para los demás patrones de carga (CVmax, CVmed, CVinst), cuidando que estos sean asignados correctamente, es decir en el patrón de carga correspondiente.

Para los patrones de carga MUROS PERIMETRALES y MUROS ELEVADORES, estos caen sobre un elemento frame, el procedimiento es el mismo, solamente que se debe de ir a la pestaña Assign/Frame Loads/Distributed.

Para el patrón de carga TINACOS Y MUROS TINACOS, se usó la pestaña Assign/Joint Loads/Force.

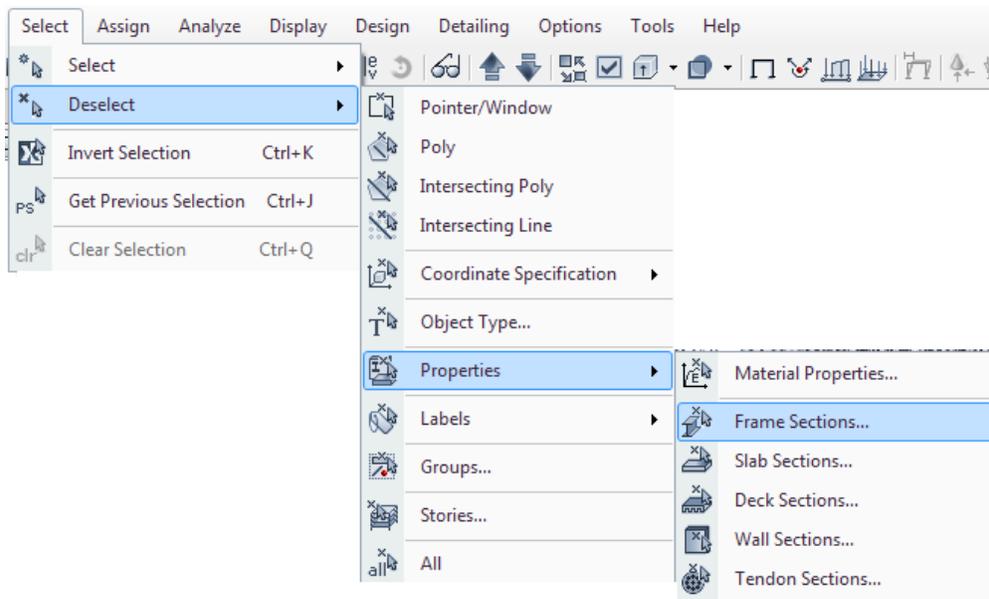


Fig. 79 Pestaña Select/Deselect/Frame Sections

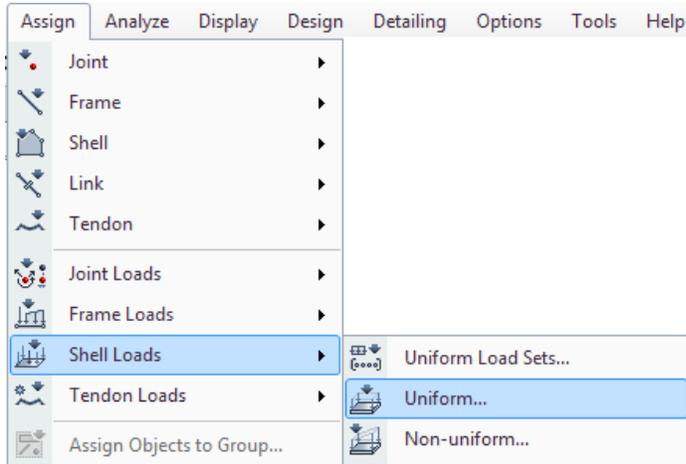


Fig. 80 Pestaña Assign/Shell Loads/Uniform



Fig. 81 Asignación de cargas en el elemento shell

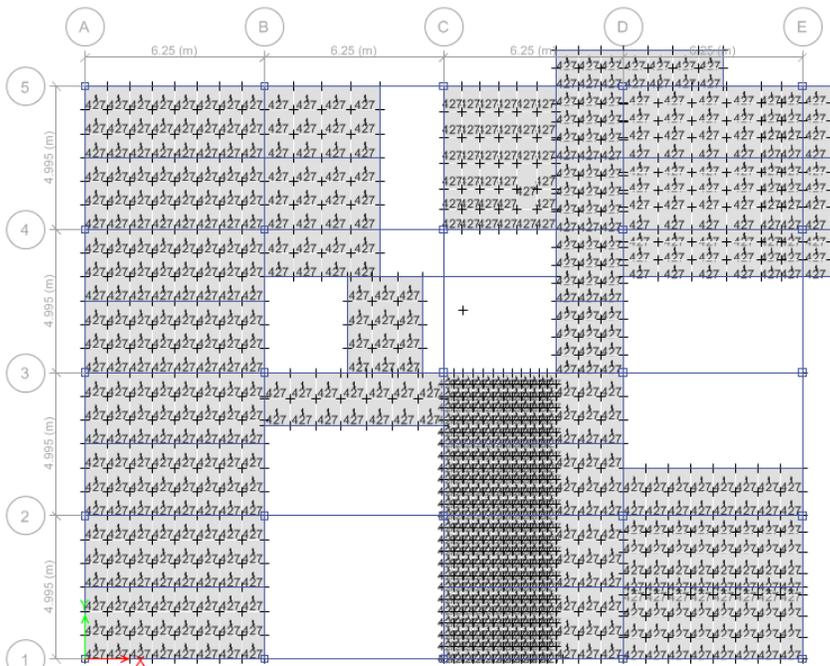


Fig. 82 Elemento shell cargado



6.5 Asignación sísmica

En el punto 4.4 se definieron dos espectros de respuesta: espectro de servicio y espectro de diseño. Como sus nombres lo indican, uno de ellos (servicio) servirá para revisar condiciones de servicio y el otro (diseño) para revisar condiciones de falla. Para poder hacer que actúen sobre la estructura vamos a la pestaña Define/Load Cases, en dicha pestaña despliega una sub-pestaña donde nos muestra todos los patrones de carga (los cuales definimos previamente en el punto 6.3). Originalmente todos poseen el tipo de caso de carga (Load Case Type) como estático lineal (Linear Static), a todos los patrones de carga de sismo (Sx diseño, Sx servicio, Sy diseño, Sy servicio,) se cambiará dicho tipo de caso de carga a espectro de respuesta (Response Spectrum) (Fig. 83 y 84)

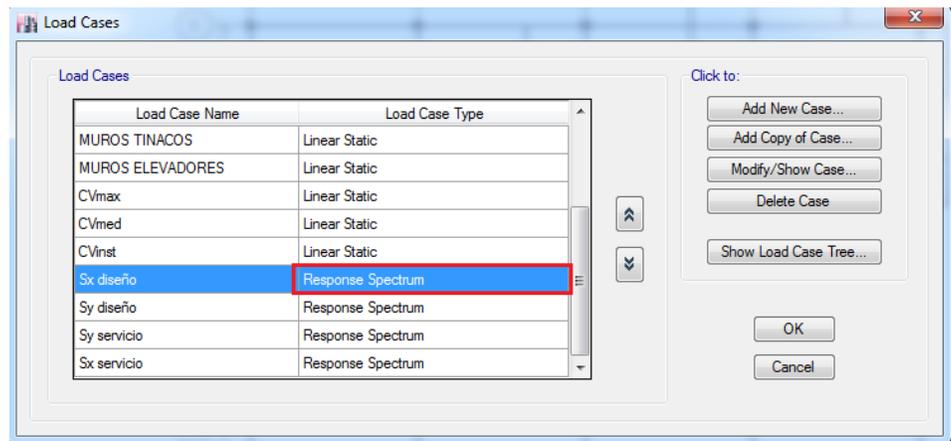
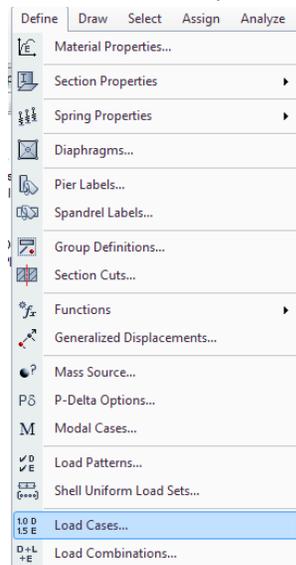


Fig. 84 Cambio de "Static Linear" a "Response Spectrum"

Fig. 83 Pestaña Define /Load Cases

Se realizará el ejemplo para el patrón de carga Sx diseño, pero es el mismo procedimiento para los demás patrones de carga debidos a sismo.

Una vez que se haya cambiado el tipo de caso de carga, se desplegará una ventana (Fig. 85), en donde se pueden observar a su vez varias sub-ventanas. La primera (y la única que cambiaremos) es la perteneciente a "Loads Applied" (cargas aplicadas). Leyendo de izquierda a derecha, aparece la ventana "Load Type" (Tipo de carga), la cual elegiremos "Acceleration" (aceleración), la siguiente ventana es la de "Load Name" (Nombre de la carga) daremos U1, el cual representa la dirección en "x", (para la dirección en "y" es U2) posteriormente esta la ventana "Function" (función), aquí daremos clic en "Add" (añadir) y añadiremos la función ESPECTRO DE DISEÑO, debido a que el patrón de carga que estamos modificando pertenece a este ramo. Por último está la ventana "Scale Factor" (factor de escala), este factor se aumentará o disminuirá (según sea el caso) cuando se revisen ciertas



condiciones que debe cumplir nuestro modelo, para considerar que es un modelo óptimo para diseño (Se verá más adelante).

En la ventana “Other Parameters” (otros parámetros) se encuentra primeramente “Modal Load Case” (Caso de carga modal), ahí lo dejaremos como está, es decir como Modal. La siguiente ventana “Modal Combination Method” (Método de combinación modal), el programa nos da varias opciones a escoger.

La opción ABSSUM (suma modal absoluta), es la más simple (pero la menos popular) de los métodos de combinación modal, dado que siempre arroja valores demasiado conservadores para el diseño, su ecuación característica es la mostrada abajo:

$$r_0 \leq \sum_{n=1}^N |r_{0n}|$$

La opción SRSS (raíz de la suma de los cuadrados), desarrollada por el Dr. E. Ronsenblueth en su tesis de 1951, proporciona una excelente estimación de la respuesta total pico, pero debe observarse que esta expresión es útil en sistemas cuyos modos tienen frecuencias muy bien definidas, es decir que los valores de las frecuencias están separadas. En sistemas cuyos modos tienen frecuencias muy cercanas tales como tuberías o sistemas muy rígidos o edificios con plantas no simétricas no es recomendable. Debido a que nuestras plantas no son debidamente simétricas, no usaremos dicha combinación, en caso contrario se puede usar sin ningún problema, abajo se muestra su ecuación característica:

$$r_0 = \left[\sum_{n=1}^N (r_{0n})^2 \right]^{\frac{1}{2}}$$

La última opción CQC (combinación cuadrática completa), solventa las limitaciones que tiene la regla SRSS, cada término cuadrático en la ecuación en la parte derecha, es el producto de la respuesta pico de los modos “i” y “n” respectivamente y el coeficiente de correlación $\rho_{i,n}$ correspondiente de cada modo, cuyos valores oscilan entre 0 y 1. Abajo se muestra una posible representación de dicha combinación modal, la cual es la que más se acopla a nuestro edificio:

$$r_0 = \left[\sum_{i=1}^N \sum_{n=1}^N (\rho_{i,n} \cdot r_{0i} \cdot r_{0n}) \right]^{\frac{1}{2}}$$

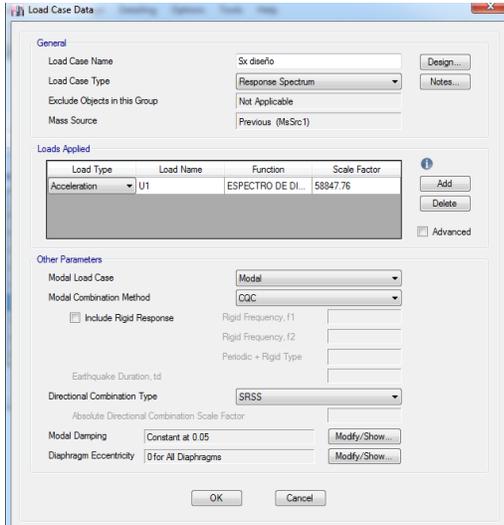


Fig. 85 Parámetros Sísmicos

6.6 Combinaciones de carga

Como el lector podrá intuir, no se han mesclado las cargas, es decir si el programa se corre, nos arrojará resultados exclusivos de cargas gravitacionales y resultados exclusivos de cargas sísmicas, pero estas a su vez van a actuar al mismo tiempo, es por eso que se deben de combinar. En la pestaña Define/Load Combinations, se da clic en “Add New Combo” (añadir nueva combinación).

Primeramente añadiremos la combinación de carga muerta (CM), la cual incluirá el peso propio de los elementos (Dead), así como la sobrecarga muerta (conformada por las combinaciones Scm, MUROS PERIMETRALES, TINACOS, MUROS TINACOS, MUROS ELEVADORES). En la pestaña “Combination Type” (tipo de combinación) elegiremos “Linear Add” (suma lineal), tal y como su nombre lo indica suma cada combinación (Fig. 86).

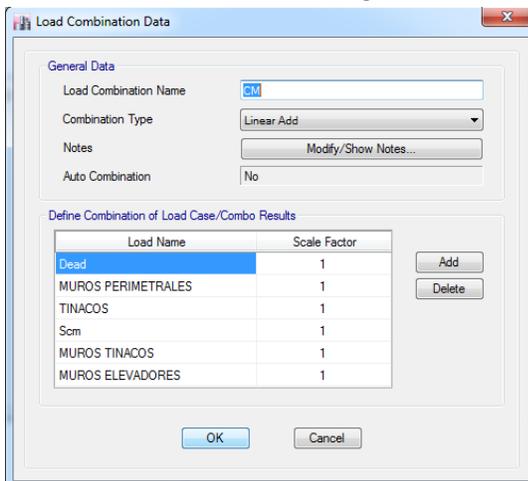


Fig. 86 Combinación CM



La teoría indica que el sismo ocurre en dos direcciones ortogonales, y que uno ocurrirá con un 100% de su magnitud mientras el otro ocurrirá con un 30%. Además de ocurrir la acción sísmica se tiene la acción dada por la gravedad, donde participa la CVmax, CM (definida anteriormente), así como la acción de la CVinst. Para condiciones de servicio dichas cargas no estarán afectadas por un factor de seguridad, mientras que para condiciones de falla, Cvmax se verá afectada por un factor de 1.4, la CM por un factor de 1.2, mientras que para las demás cargas el factor será de 1.1. En adición a todo esto, se debe tomar en cuenta lo “reversible del sismo”, por ende se deberán alternar los signos de las acciones sísmicas.

Lo mencionado en la parte de arriba se muestra en la Tabla 15 y 16. Los valores de 1.1 y 0.33, son el resultado de multiplicar (1)(1.1) y (0.3)(1.1) respectivamente

Combinación	Combinaciones de Servicio
Comb 1	$(1)(CV_{max})+(1)(CM)$
Comb 2	$(1)(CM)+(1)(CV_{inst})+(1)(S_x \text{ diseño})+(0.3)(S_y \text{ diseño})$
Comb 3	$(1)(CM)+(1)(CV_{inst})+(0.3)(S_x \text{ diseño})+(1)(S_y \text{ diseño})$

Tabla 15 Combinaciones de Servicio

Combinación	Combinaciones de Diseño
Comb 1	$(1.4)(CV_{max})+(1.2)(CM)$
Comb 2	$(1.2)(CM)+(1.1)(CV_{inst})+(1.1)(S_x \text{ diseño})+(0.33)(S_y \text{ diseño})$
Comb 3	$(1.2)(CM)+(1.1)(CV_{inst})+(0.33)(S_x \text{ diseño})+(1.1)(S_y \text{ diseño})$

Tabla 16 Combinaciones de Diseño

6.7 Envoltente de diseño

La envoltente de diseño se usará únicamente para el diseño de traveses, para el diseño de columnas se utilizarán los valores más desfavorables de las tres combinaciones de diseño (en total son doce, debido a que se tienen cuatro modelos). Para definir la envoltente de diseño, se dirige a la pestaña define/Load Combinations, al añadir la nueva combinación, se añadirán las tres combinaciones correspondientes a las combinaciones de diseño, esta vez el tipo de combinación será “Envelope” (envoltente), es decir no se sumarán los resultados si no que se tomarán los resultados más desfavorables (Fig. 87) .Una vez definidas las combinaciones de carga, se procede a correr el programa.

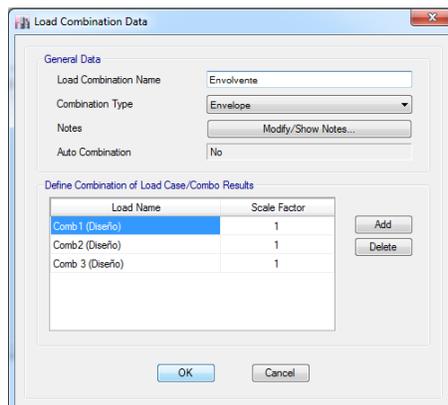


Fig. 87 Definición de Envoltente de diseño



6.8 Revisión del cortante basal

Acorde a las normas, si se realiza un análisis modal espectral, se deberá verificar que el cortante basal de dicha estructura es igual o mayor al 80% del cortante producido por un análisis sísmico estático, por ende se realizará dicho análisis.

6.8.1 Análisis Sísmico Estático

En el capítulo 8, ecuación 8.1 de las normas técnicas complementarias para diseño por sismo se tiene la siguiente expresión:

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

donde

W_i peso de la i -ésima masa; y

h_i altura de la i -ésima masa sobre el desplante.

La cual calcula las fuerzas por entrepiso de la estructura. Como se observa dicha ecuación necesita el peso de la estructura (el cual se calculó en el punto 4.6), el coeficiente sísmico (depende de la zona sísmica) y el factor de ductilidad ($Q=2$). En la parte de abajo se muestra dicho cálculo, ahí se observa que se debe de llegar cuando menos a 1131 Ton.

Análisis sísmico estático.

Momento de
volteo en la
base

Piso	W_i <i>ton</i>	h_i <i>m</i>	$W_i h_i$	F_i <i>ton</i>	$F_i h_i$ <i>ton-m</i>	V_i <i>ton</i>
12	290.42	40.6	11791.25	167.65	6806.46	167.65
11	310.46	37.6	11673.14	165.97	6240.38	333.61
10	310.46	34.6	10741.78	152.73	5284.30	486.34
9	317.84	31.6	10043.75	142.80	4512.51	629.14
8	317.80	28.6	9089.16	129.23	3695.94	758.37
7	326.65	25.6	8362.31	118.89	3043.70	877.26
6	452.36	22.6	10223.40	145.36	3285.03	1022.62
5	480.02	18.1	8688.39	123.53	2235.91	1146.15
4	478.43	14.4	6889.45	97.95	1410.53	1244.10
3	555.76	10.8	6002.24	85.34	921.66	1329.44
2	555.76	7.2	4001.49	56.89	409.63	1386.34
1	555.76	3.6	2000.75	28.45	102.41	1414.78
	4951.74		99507.10	1414.78	37948.47	

Coeficiente sísmico: $c = 0.4$
 Factor de comport. Sísmico: $Q' = 1.4$
 Cortante en la base: $V_b = (W_T c)/Q' = 1414.78 \text{ ton}$
 $g = 980 \text{ cm/s}^2$
 $80\%V_b = 1131.82592 \text{ Ton}$



La combinación 2 es el análisis en la dirección x (ya que dicha combinación tiene el 100% de la acción sísmica en x), mientras que la combinación 3 es el análisis en y. La combinación 1 se desprecia por ser una combinación 100% de carga gravitacional, por ende se revisará el cortante basal con estas combinaciones, para ello se deberá de ir a la pestaña Display/Story Response Plots (Fig. 88), ahí se deberá de ir a la sub pestaña Show/Display Type y seleccionar la opción “Story Shears”, además se deberá de seleccionar el caso, dirigiéndose a la pestaña Case /Combo y seleccionar Comb 2 (Servicio) y Comb 3 (Servicio). Si no se llegase a cumplir esto, en el punto 6.5 Fig.85 hay una ventana que dice “Scale Factor”, ahí se deberá de aumentar hasta que se llegue al valor deseado. Como se observa en la Fig. 89 y 90 se cumple esta condición de servicio.

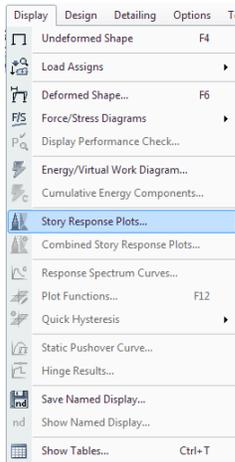


Fig. 88 Pestaña Display/ Story Response Plots

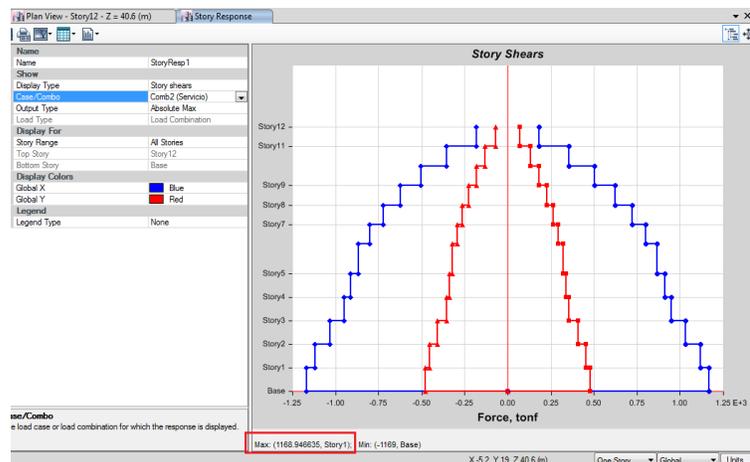


Fig. 89 Cortante Basal en x

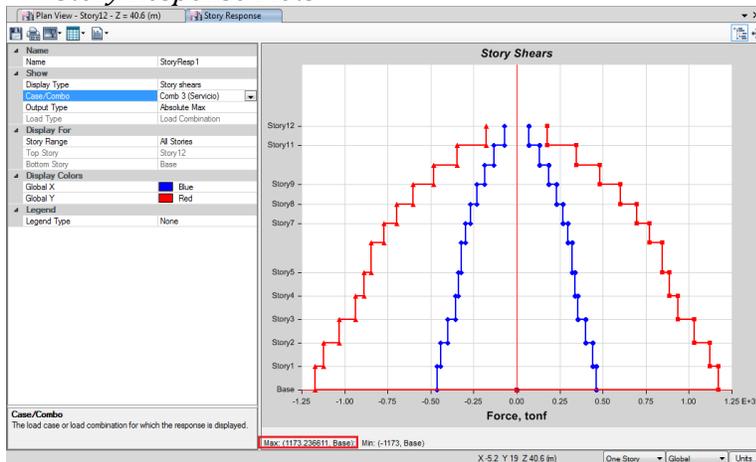


Fig. 90 Cortante Basal en y



6.9 Revisión de participación de masa modal

En la pestaña Display/Show Tables (Fig. 91), desprenderá una sub pestaña (Fig. 92) en la cual se deberá escoger Analysis/Results/Modal Results/Modal Load Participation Ratios, una vez ahí desprenderá otra sub-ventana en donde se mostrará el porcentaje de participación modal, el cual tanto en “x” como en “y”, deberá ser mayor al 90% (Fig. 93). Se puede observar que dicho factor se cumple satisfactoriamente, si no se cumpliese, se deberán de aumentar el número de modos que utiliza el programa para hacer el análisis estructural. Para ello se deberá de ir a la ventana Define/Modal Cases y aumentar dicho número hasta que se logre mover el 90% de la masa de la estructura. Una vez pasadas las revisiones de los puntos 6.8 y 6.9 se considera que el modelo tridimensional es correcto y por ende se pueden obtener elementos mecánicos de este, los cuales se usarán para diseñar los distintos miembros que conforman la estructura.

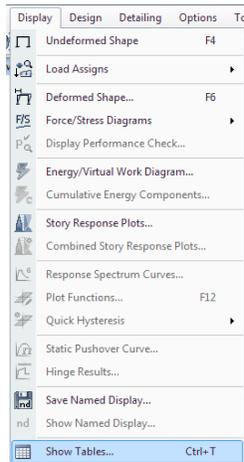


Fig. 91 Pestaña Display/Show Tables

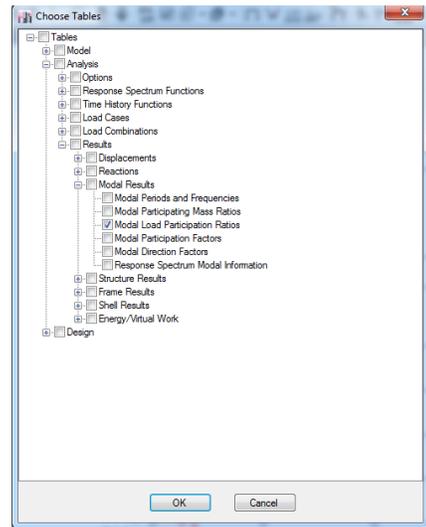


Fig. 92 Sub – pestaña Analysis/Results/Modal Results/Modal Load Participation Ratios

Modal Load Participation Ratios					
2 de 3 Reload Apply					
	Case	Item Type	Item	Static %	Dynamic %
	Modal	Acceleration	UX	99.88	91.74
	Modal	Acceleration	UY	99.91	92.26
	Modal	Acceleration	UZ	0	0

Fig. 93 Factores de participación de masa modal



7.- DISEÑO DE LOSA-ACERO

En los siguientes capítulos se mostrará el diseño de los elementos estructurales, en general, se dirá si una sección es correcta, si cumple con ciertas condiciones de falla o servicio, entendiéndose como condición de falla aquella que nos indicará si el elemento es capaz de soportar las cargas impuestas y como condición de servicio aquella que nos indicará si el elemento cumple con condiciones de comodidad, seguridad, vibración, etc.

Para el diseño de la losa-acero se harán dos condiciones de falla y dos de servicio; una cuando el concreto apenas está fraguando y otra cuando el concreto ha fraguado, he ahí cuando se presenta la acción de la sección compuesta.

En la Fig. 94 se pueden observar las secciones transversales de las vigas principales (VP) y vigas secundarias (VS) del entrepiso 12, al final se dará una tabla con las secciones de todos los entrepisos. En el entrepiso 12 (Azotea) las vigas encerradas en el recuadro rojo, se encuentran más esforzadas que las vigas de todo el entrepiso, debido a que ahí recaen los pesos de los tinacos.



Fig. 94 Secciones de vigas principales y secundarias entrepiso 12

7.1 Diseño como sección simple (antes del fraguado del concreto)

Antes de que el concreto se endurezca y trabaje como sección compuesta con la viga mediante los conectores de cortante, la trabe secundaria se comporta como una viga simplemente apoyada con carga uniformemente repartida. En la Fig. 95 se muestra el área crítica de carga, es decir, la trabe que posee mayor área tributaria. Acorde a la teoría, la repartición de cargas para sistemas de piso diferente a losas de concreto apoyadas perimetralmente, es en una dirección. En la parte de abajo se muestran los datos necesarios para los cálculos siguientes. En la parte de anexos se pueden encontrar las ecuaciones necesarias para generar todos y cada uno de los parámetros que se citarán a continuación con tan solo introducir los datos de espesores de alma, longitudes de alma, espesores de patín y longitudes de patín. Dichas ecuaciones son utilizadas cuando en vez de utilizar un perfil prefabricado, se decide utilizar un perfil soldado por tres placas.



Se brindan dichas ecuaciones para que en el momento que el lector este haciendo sus iteraciones, no tenga que introducir todos los datos geométricos de la sección y así ahorrar tiempo. Sin embargo al momento de realizar la memoria de cálculo se deben de colocar los valores correctos de dicho perfil (tal y como se hace en este documento).

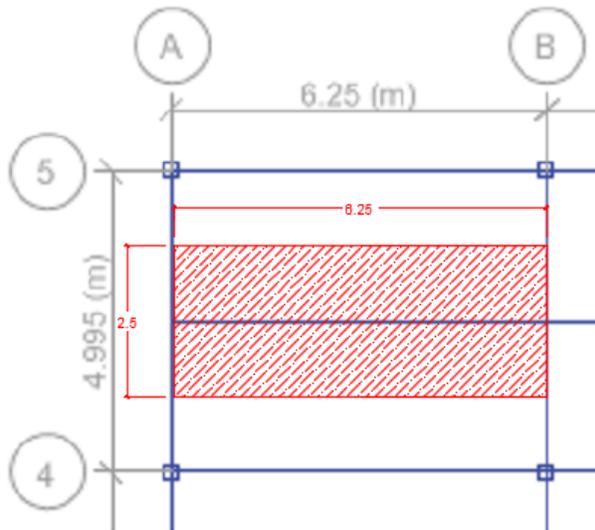


Fig. 95 Área tributaria de traveses secundarias

En la parte de abajo se muestran los datos necesarios para los cálculos siguientes

Se brindan dichas ecuaciones para que en el momento que el lector este haciendo sus iteraciones, no tenga que introducir todos los datos geométricos de la sección y así ahorrar tiempo. Sin embargo

Datos de la sección (W10x22 AISC, IR 254x32.9 Catálogo Gerdau-Corsa)

$$A := 6.49 \text{ plg}^2 = 41.871 \cdot \text{cm}^2$$

$$k_{\text{des}} := 0.66 \text{ plg} = 1.676 \cdot \text{cm}$$

$$J := 0.239 \text{ in}^4 = 9.948 \cdot \text{cm}^4$$

$$d := 10.2 \text{ plg} = 25.908 \cdot \text{cm}$$

$$I_x := 118 \text{ plg}^4 = 4911.531 \cdot \text{cm}^4$$

$$I_y := 11.4 \text{ plg}^4 = 474.504 \cdot \text{cm}^4$$

$$t_w := 0.24 \text{ plg} = 0.61 \cdot \text{cm}$$

$$S_x := 23.2 \text{ plg}^3 = 380.18 \cdot \text{cm}^3$$

$$S_y := 3.97 \text{ plg}^3 = 65.057 \cdot \text{cm}^3$$

$$b_f := 5.75 \text{ plg} = 14.605 \cdot \text{cm}$$

$$r_x := \sqrt{\frac{I_x}{A}} = 10.831 \cdot \text{cm}$$

$$r_y := \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 3.366 \cdot \text{cm}$$



al momento de realizar la memoria de cálculo se deben de colocar los valores correctos de dicho perfil (tal y como se hace en este documento).

$$t_f := 0.36 \text{plg} = 0.914 \cdot \text{cm}$$

$$Z_x := 26 \text{plg}^3 = 426.064 \cdot \text{cm}^3$$

$$Z_y := 6.1 \text{plg}^3 = 99.961 \cdot \text{cm}^3$$

$$h := d - 2 \cdot k_{\text{des}} = 22.555 \cdot \text{cm}$$

$$\frac{h}{t_w} = 37$$

$$h_0 := d - 2 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot t_f \right) = 24.994 \cdot \text{cm}$$

$$\frac{b_f}{2 \cdot t_f} = 7.986$$

$$C_w := 275 \text{in}^6 = 73847.363 \cdot \text{cm}^6$$

$$r_{ts} := \sqrt{\frac{I_y \cdot C_w}{S_x}} = 3.946 \cdot \text{cm}$$

$$\omega_{\text{pp viga}} := 22 \frac{\text{lb}_f}{\text{ft}} = 32.74 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$\gamma_{\text{concreto}} := 2.4 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3}$$

$$L := 6.25 \text{m}$$

Datos de Materiales

$$F_y := 50 \text{ksi} = 3515.348 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$E := 2038901.781 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$G := 784193 \frac{\text{kg}_f}{\text{cm}^2}$$

7.1.1 Cálculo de Cargas (Falla y Servicio)

Al momento que está fraguando el concreto, las únicas cargas que soporta la trabe son: su peso propio, el peso del firme de concreto, el peso de la lámina de la losa-acero y una carga viva de 98kg/m². Dicha carga se debe a la que sucede cuando se está instalando la losa-acero

Al momento de calcular las cargas uniformemente repartidas debidas a carga viva, se suman 98kg/m², esta carga es debida a la sobrecarga que se da cuando se está instalando la losa-acero.

El término $t_{c \text{prom}}$, se debe al espesor de concreto promedio. Debido a que no se tiene un espesor de concreto constante en la losa-acero (por los canales de esta), se toma un promedio, como la suma del espesor de concreto t_c más la mitad de la altura de costilla de la misma (h_r del punto 3.8 Fig. 22)

En la parte de abajo se muestran los cálculos necesarios para llegar a dichas cargas, así como la obtención del momento máximo de falla (cuando se está fraguando el concreto):

Operaciones

$$h_r := 6.35 \text{cm}$$

$$t_c := 5 \text{cm}$$

$$\text{Área de influencia} := (2.5 \text{m}) \cdot (6.25 \text{m}) = 15.625 \text{m}^2$$



$$t_c \text{ prom} := t_c + \frac{h_r}{2} = 8.175 \cdot \text{cm}$$

$$\omega_{pp \text{ losa}} := \frac{(\text{Área de influencia}) \cdot (t_c \text{ prom}) \cdot (\gamma_{\text{concreto}})}{L} = 0.491 \cdot \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

$$\omega_{CV} := \frac{\left(98 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}\right) \cdot (\text{Área de influencia})}{L} = 0.245 \cdot \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

$$\omega_{\text{servicio}} := \omega_{pp \text{ losa}} + (\omega_{pp \text{ viga}}) + \omega_{CV} = 0.768 \cdot \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

$$\omega_{\text{falla}} := (\omega_{pp \text{ losa}}) \cdot (1.2) + (\omega_{pp \text{ viga}}) \cdot (1.2) + (\omega_{CV}) \cdot (1.4) = 0.971 \cdot \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

$$M_u \text{ falla} := \frac{(\omega_{\text{falla}}) \cdot (L)^2}{8} = 4.741 \cdot \text{Ton} \cdot \text{m}$$

7.1.2 Diseño de vigas secundarias (flexión)

No es la intención de esta tesina decir la teoría al rededor del estudio del acero, sin embargo se debe de comentar para poder entender las ecuaciones siguientes.

En la parte de abajo se muestran los algoritmos para decir si la sección es compacta o no. Es sumamente importante saberlo, ya que en caso contrario de que no lo sea, las ecuaciones siguientes no son aplicables, en dado caso se aplicarían las ecuaciones F3-1 del AISC y sus derivadas.

Para la mayoría de los perfiles w (comerciales) lo son. El hecho de que una sección sea o no sea compacta, radica en los esfuerzos residuales que se ocasionan en esta, ya que si no lo es, primero fallará localmente antes de que pueda plastificarse la sección completa.

Algo que el lector debe tener en cuenta, es que una viga simplemente apoyada, no puede fallar de manera plástica (M_p), debido a que eso significaría que en dicho elemento se generaría una articulación plástica, como sabemos, una articulación más a estas vigas y llegan al colapso. Por eso siempre que se realice el cálculo para las vigas simplemente apoyadas, se debe de revisar que no esté



rigiendo el momento plástico, por ende (forzosamente), el pandeo que regirá será el lateral elástico o inelástico.

A lo largo de la tesina se muestran las ecuaciones que generan las expresiones necesarias para saber si el elemento es apto o no, sin embargo el manual AISC, tiene todos estos valores tabulados. En la tabla 3-2 de dicho manual, se observa de manera tabulada de mayor a menor módulo de sección plástico (Z_x) y de menor a mayor peso, también el lector puede observar que vienen en “tercias”, esto es debido a que cada tercia muestra hasta arriba el perfil W con mayor módulo de sección y el más ligero, es decir el más óptimo. Recordemos que se deben de escoger los perfiles más ligeros, porque una estructura entre más ligera sea más barata resultará. Ahí podemos observar que vienen los valores de las resistencias plásticas y torsionales de las secciones, por ambos métodos LRFD y ASD, así como otros valores (L_p , L_r , etc.).

Como se puede observar al final de la secuencia de cálculo, el perfil seleccionado trabaja a un 86.562%, por ende la sección es adecuada. La sección es la más óptima posible debido a que es el perfil más ligero.

Para el cálculo de C_b , se utilizó una regresión parabólica para encontrar la ecuación generadora del momento, con dicha ecuación, en MathCAD se obtuvieron los momentos al cuarto, a la mitad y a los tres cuartos del claro. También se pueden corroborar con las tabuladas en la Tabla 3-1 del manual AISC.

En la parte de abajo se muestran los algoritmos necesarios para generar las ecuaciones necesarias para conocer la capacidad de la sección a flexión. Primeramente se muestra la ecuación y el artículo del AISC de donde viene:

ϕ_b 0.9 para perfiles W

$$\phi_b \cdot M_p = \phi_b \cdot M_n = \phi_b \cdot F_y \cdot Z_x \quad \leftarrow \text{Ecuación F2-1 del LRFD}$$

$$M_n = C_b \cdot \left[M_p - (M_p - 0.7 \cdot S_x \cdot F_y) \cdot \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \quad \leftarrow \text{Ecuación F2-2 del AISC}$$

$$M_{cr} = \frac{S_x \cdot C_b \cdot \pi^2 \cdot E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \cdot \sqrt{1 + 0.078 \cdot \frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_0} \cdot \left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \quad \leftarrow \text{Ecuación F2-3 del AISC}$$



$$C_b = \frac{12 \cdot M_{\max}}{2 \cdot M_{\max} + 3 \cdot M_A + 4 \cdot M_B + 3 \cdot M_C} \quad \leftarrow \text{Ecuación F1-1 del AISC}$$

$$\frac{h}{t_w} < 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{y} \quad \frac{b_f}{2 \cdot t_f} < 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \leftarrow \text{Tabla AISC-B4}$$

$$L_p := 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \leftarrow \text{Ecuación F2-5 del LRFD}$$

$$L_r = 1.95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0.7 \cdot F_y} \cdot \sqrt{\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_0}} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \cdot \left(\frac{0.7 \cdot F_y}{E} \cdot \frac{S_x \cdot h_0}{J \cdot c} \right)^2}} \quad \leftarrow \text{Ecuación F2-6 del LRFD}$$

$$\zeta_{\text{sección compacta?}} := \begin{cases} \text{"CUMPLE, ES COMPACTA"} & \text{if } \frac{h}{t_w} < 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \wedge \frac{b_f}{2 \cdot t_f} < 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ \text{"NO CUMPLE, NO ES COMPACTA"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$\zeta_{\text{sección compacta?}} = \text{"CUMPLE, ES COMPACTA"}$

$$M(x) = cx^2 + bx + a$$

$$M_u(x) := (-0.4854784)x^2 + 3.03424x$$

$$L_{\text{untles}} := (L) \cdot (\text{m}^{-1}) = 6.25$$

$$M_A := M_u\left(\frac{1}{4} \cdot L_{\text{untles}}\right) \cdot \text{Ton} \cdot \text{m} = 3.556 \cdot \text{Ton} \cdot \text{m}$$

$$M_B := M_u\left(\frac{1}{2} \cdot L_{\text{untles}}\right) \cdot \text{Ton} \cdot \text{m} = 4.741 \cdot \text{Ton} \cdot \text{m}$$

$$M_C := M_u\left(\frac{3}{4} \cdot L_{\text{untles}}\right) \cdot \text{Ton} \cdot \text{m} = 3.556 \cdot \text{Ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{\max} := M_u\left(\frac{1}{2} \cdot L_{\text{untles}}\right) \cdot \text{Ton} \cdot \text{m} = 4.741 \cdot \text{Ton} \cdot \text{m}$$

$$C_b := \frac{12 \cdot M_{\max}}{2 \cdot M_{\max} + 3 \cdot M_A + 4 \cdot M_B + 3 \cdot M_C} = 1.142857$$

$$L_b := L = 20.505 \cdot \text{ft}$$

$$c := 1$$

$$L_p := 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.427 \cdot \text{m}$$



$$L_r := 1.95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0.7 \cdot F_y} \cdot \sqrt{\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_0}} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \cdot \left(\frac{0.7 \cdot F_y}{E} \cdot \frac{S_x \cdot h_0}{J \cdot c} \right)^2}} = 4.207 \cdot m$$

$$M_p := Z_x \cdot F_y = 14.978 \cdot \text{Ton} \cdot m$$

$$M_n := C_b \cdot \left[M_p - (M_p - 0.7 \cdot S_x \cdot F_y) \cdot \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] = 5.971 \cdot \text{Ton} \cdot m$$

$$M_{cr} := \frac{S_x \cdot C_b \cdot \pi^2 \cdot E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \cdot \sqrt{1 + 0.078 \cdot \frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_0} \cdot \left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} = 6.085 \cdot \text{Ton} \cdot m$$

tipo de pandeo lateral := $\begin{cases} \text{"Pandeo lateral torsional inelástico"} & \text{if } (L_p < L_b \leq L_r) \wedge (M_n \leq M_p) \\ \text{"Pandeo lateral torsional elástico"} & \text{if } (L_r < L_b) \wedge (M_{cr} \leq M_p) \\ \text{"Sección plastificada"} & \text{otherwise} \end{cases}$

tipo de pandeo lateral = "Pandeo lateral torsional elástico"

¿Cuál momento rige? := $\begin{cases} \text{"M.n"} & \text{if } (L_p < L_b \leq L_r) \wedge (M_n \leq M_p) \\ \text{"M.cr"} & \text{if } (L_r < L_b) \wedge (M_{cr} \leq M_p) \\ \text{"M.p"} & \text{otherwise} \end{cases}$

¿Cuál momento rige? = "M.cr"

$$M_{nx} := \begin{cases} M_n & \text{if } (L_p < L_b \leq L_r) \wedge (M_n \leq M_p) \\ M_{cr} & \text{if } (L_r < L_b) \wedge (M_{cr} \leq M_p) \\ M_p & \text{otherwise} \end{cases} = 6.085 \cdot \text{Ton} \cdot m$$

$$\phi_b := 0.9$$

$$M_R := \phi_b \cdot M_{nx} = 5.477 \cdot \text{Ton} \cdot m$$



¿Soporta flexión? := $\begin{cases} \text{"Sección adecuada para flexión"} & \text{if } M_R \geq M_u \text{ falla} \\ \text{"Sección incorrecta, RECALCULAR"} & \text{otherwise} \end{cases}$

¿Soporta flexión? = "Sección adecuada para flexión"

$$\% \text{ de eficiencia} := \left(\frac{M_u \text{ falla}}{M_R} \right) = 86.562\%$$

Se Puede observar que claramente la sección soporta el momento último, cuando el concreto apenas está fraguando. Esta sección se utilizó para todos los entrepisos, ya que es la más ligera que se puede utilizar y más adelante, cuando se esté diseñando la sección como sección compuesta, se verá que el momento resiste que genera esta es mucho mayor del requerido.

7.1.3 Diseño de vigas secundarias (cortante)

En el punto anterior se obtuvo una ecuación generadora de momento, con la cual derivándola se obtiene la ecuación a cortante, evaluándola en 0m se obtiene el cortante máximo, las operaciones necesarias se muestran abajo:

$$M_u(x) = (-0.489015296)x^2 + 3.0563456x$$

$$V_u(x) := \frac{d}{dx} M_u(x) \rightarrow -0.978030592 \cdot x + 3.05634$$

$$V_u(0) = 3.056 \text{ Ton}$$

Al igual que en el diseño a momento, se muestran las ecuaciones necesarias y el procedimiento de cálculo:

$$\phi_v \cdot V_n = \phi_v \cdot 0.6 \cdot F_y \cdot \ddot{A}_w \cdot C_v \quad \leftarrow \text{Ecuación G2-1 del AISC}$$

ϕ_v 0.9 para perfiles W

$$\frac{h}{t_w} \leq 1.1 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{F_y}}$$

$$C_v := 1$$

Ecuación G2-3 del AISC

$$1.1 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{F_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1.37 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{F_y}}$$

$$C_v = \frac{1.1 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{F_y}}}{\frac{h}{t_w}}$$

Ecuación G2-4 del AISC



$$\frac{h}{t_w} > 1.37 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{F_y}}$$

$$C_v = \frac{1.51E \cdot k_v}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 \cdot F_y}$$

Ecuación G2-5 del AISC

En la especificación G2.1b del AISC, se especifica el coeficiente de pandeo por cortante del alma (k_v), para almas sin atiesadores transversales y relación $h/t_w < 260$, $k_v = 5$.

En la parte de abajo se muestran los algoritmos de cálculo, donde observamos claramente que la sección es adecuada por cortante:

$$\phi_v := 0.9$$

$$k_v := \begin{cases} 5 & \text{if } \frac{h}{t_w} < 260 \\ \text{"Otro valor, buscarlo"} & \text{otherwise} \end{cases} = 5$$

$$C_v = 1$$

$$A_w := d \cdot t_w = 15.794 \cdot \text{cm}^2$$

$$(\phi_v V_n) := \phi_v \cdot 0.6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v = 29.981 \cdot \text{Ton}$$

$$C_v := \begin{cases} 1 & \text{if } \frac{h}{t_w} \leq 1.1 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{F_y}} \\ \frac{1.1 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{F_y}}}{\frac{h}{t_w}} & \text{if } 1.1 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{F_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1.37 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{F_y}} \\ \frac{1.51E \cdot k_v}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 \cdot F_y} & \text{otherwise} \end{cases}$$

7.1.4 Diseño de vigas secundarias (deflexiones)

Debido a que las vigas secundarias se modelaran (y se conectarán) como vigas simplemente apoyadas, podemos utilizar la ecuación de deflexión máxima que se muestra abajo. Se observa que la viga no necesita apuntalamiento. En el hipotético caso de que las deflexiones fuesen mayor a las permisibles, se necesitaría apuntalar, en principio al centro del claro, por ende el valor de L , sería la mitad de su valor inicial, si esto no hace que la viga pase por deflexiones, entonces se necesita apuntalar a los tercios del claro.

$$\Delta_{\text{secc simple}} := \frac{(5) \cdot (\omega_{\text{servicio}}) \cdot (L)^4}{(384) \cdot (E) \cdot (I_x)} = 1.524 \cdot \text{cm}$$



$$\Delta_{\text{Permisible}} := \frac{L}{180} = 3.472 \cdot \text{cm}$$

$$\zeta_{\text{necesita apuntalamiento?}} := \begin{cases} \text{"No"} & \text{if } \Delta_{\text{secc simple}} \leq \Delta_{\text{Permisible}} \\ \text{"Si, se necesita apuntalar"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"No"}$$

7.2 Diseño como sección compuesta (el concreto ha fraguado)

Una vez que el concreto se ha endurecido, este trabajará como una sola entidad junto a la viga de acero, mediante los conectores de cortante que se colocarán a lo largo de la viga, entre menos conectores tenga el elemento, menor será la participación del concreto.

En general el estudio de las secciones compuestas se hace mediante el estudio del diagrama de interacción (haciendo un símil con los conocimientos previos de estructuras de concreto), donde debemos de encontrar la posición del eje neutro, observar que porción de nuestra losa o viga esta en compresión y/o tensión, hacer suma de fuerzas y posteriormente sacar el momento resistente en algún punto de dicha sección. En el libro del Dr. Oscar de Buen López de Heredia "Diseño de estructuras de acero construcción compuesta", se han desarrollado fórmulas para obtener de manera rápida el momento resistente de la sección, primeramente se debe de conocer la profundidad del bloque de compresión "a". El Dr. Oscar de Buen López de Heredia, utiliza una nomenclatura un poco diferente, por ende en MathCAD, renombraremos algunas variables que ya poseíamos. Abajo se hace una extensa explicación de esto:

A_a es el área de acero de la sección completa	t_a espesor del alma de la viga
f_y límite de fluencia del acero	t_c espesor del firme de concreto
f_c resistencia a la compresión del concreto	t_{pi} espesor del patín inferior de la viga
b_e ancho efectivo de la losa	A_{pi} área del patín inferior de la viga
L claro de la viga	t_{ps} espesor del patín superior de la viga
V_a distancia al centrode la viga adyacente	A_{ps} área del patín superior de la viga
b_{losa} distancia al borde de la losa	A_{al} área del alma de la viga
h_r distancia entre el borde inferior de la losa y el superior de la viga	y_{gt} distancia entre el eje central de la viga y el borde de la losa

Para poder encontrar la profundidad del eje neutro, se necesita saber el ancho efectivo b_e , el cual se puede calcular como:



1. Un octavo del claro de la viga medido entre centros de apoyos para claros simples y continuos.
2. La mitad de la distancia entre el eje central de la viga y el eje central de la viga adyacente.
3. La distancia entre el eje central de la viga y el borde de la losa.

Realizando los cálculos pertinentes se tiene:

$$V_a := 2.5\text{m} \quad y_{gt} := \frac{h}{2} + t_c + h_r = 25.117\text{cm} \quad L = 6.25\text{m} \quad A_a := A \quad f'_c := 300 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f^*c := 0.8 \cdot f'_c = 240 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad f''c := 0.85 \cdot f^*c = 204 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$b_{,e} := (2) \cdot \min \left[\left(\frac{L}{8} \right), \left(\frac{V_a}{2} \right), \left(y_{,gt} \right) \right] = 0.453\text{m} \quad a := \frac{A_a \cdot F_y}{0.85 \cdot f^*c \cdot b_e} = 15.943 \cdot \text{cm}$$

Para saber dónde cae el eje neutro, se deben de evaluar las compresiones y tensiones, de lo cual se tiene:

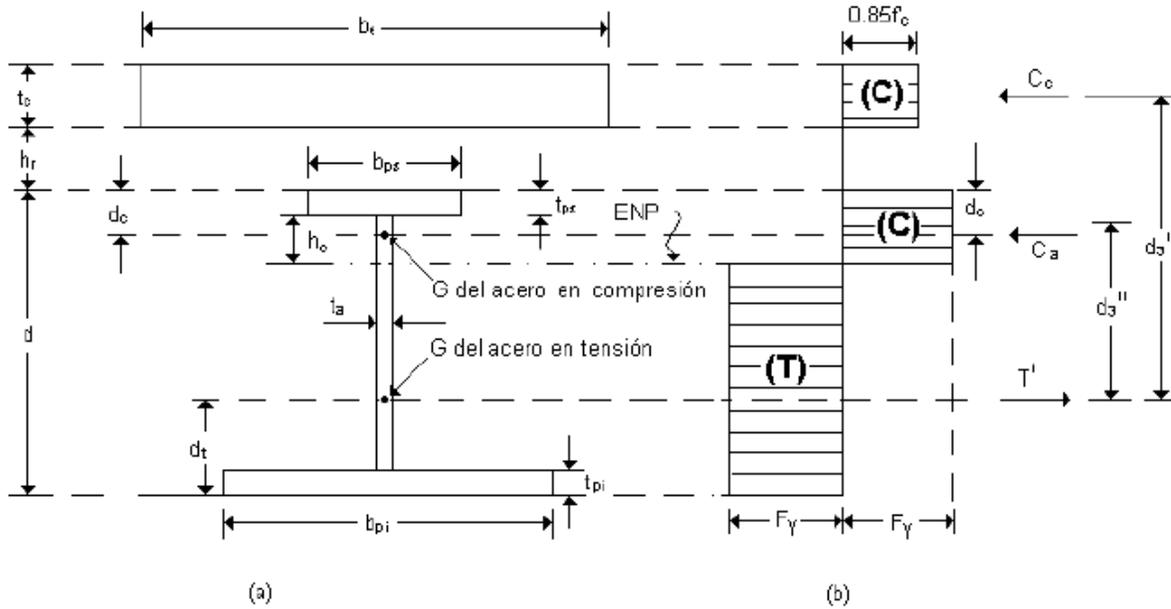
$$C := (0.85) \cdot (t_c) \cdot (b_e) \cdot (f''c) + (A_{ps}) \cdot (F_y) = 86.183 \cdot \text{Ton}$$

$$T := (A_a - A_{ps}) \cdot (F_y) = 100.244 \cdot \text{Ton}$$

Como $C < T$, se tiene que el eje neutro plástico se encuentra en el alma de la viga, por ende se utilizarán las ecuaciones siguientes. Cabe mencionar que si no se cumpliera este término, se debería de verificar en donde está el eje neutro plástico y acorde a su posición, son las ecuaciones que se utilizarán.

7.2.1 Diseño de vigas secundarias (sección compuesta) a flexión

Como se descubrió en el punto anterior, al ser $C < T$ (Fig. 96) se tiene que el eje neutro plástico (ENE) se encuentra en el alma de la viga, a continuación se muestran los algoritmos para poder encontrar el momento resistente:



(c) Sección transversal
(d) Esfuerzos y resultantes de las fuerzas internas

Fig. 96 ENE pasa por el alma de la viga

Datos

$$\begin{aligned}
 t_{pi} &:= t_f = 0.914 \cdot \text{cm} & t_c &= 5 \cdot \text{cm} & A_{pi} &:= (b_f) \cdot (t_f) = 13.355 \cdot \text{cm}^2 \\
 t_a &:= t_w = 0.61 \cdot \text{cm} & b_e &= 45.255 \cdot \text{cm} & A_{ps} &:= (b_f) \cdot (t_f) = 13.355 \cdot \text{cm}^2 \\
 t_{ps} &:= t_f = 0.914 \cdot \text{cm} & f'_c &= 204 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} & A_{al} &:= (t_w) \cdot (d) = 15.794 \cdot \text{cm}^2
 \end{aligned}$$

Operaciones

$$\begin{aligned}
 C_c &:= (0.85) \cdot (f'_c) \cdot (b_e) \cdot (t_c) = 39.236 \cdot \text{Ton} \\
 C_a &:= (0.5) \cdot (A_a) \cdot (F_y) - C_c = 53.977 \cdot \text{Ton} \\
 h_c &:= \frac{C_a - (A_{ps}) \cdot (F_y)}{(t_a) \cdot (F_y)} = 3.281 \cdot \text{cm} \\
 A_{ac} &:= A_{ps} + (h_c) \cdot (t_a) = 15.355 \cdot \text{cm}^2
 \end{aligned}$$



$$d_c := \frac{(0.5) \cdot (A_{ps}) \cdot (t_{ps}) + (h_c) \cdot (t_a) \cdot t_{ps} + (0.5) \cdot (h_c)}{A_{ac}} = 0.73 \cdot \text{cm}$$

$$d_t := \frac{(0.5) \cdot (A_{pi}) \cdot (t_{pi}) + (0.5) \cdot (A_{al}) \cdot (d - t_{ps} + t_{pi}) + (0.5) \cdot (A_{ps}) \cdot (2 \cdot d - t_{ps}) - (A_{ac}) \cdot (d - d_c)}{A_a + A_{ac}} = 2.866 \cdot \text{cm}$$

$$d'3 := d + h_r + (0.5) \cdot (t_c) - d_t = 31.892 \cdot \text{cm}$$

$$d''3 := d - d_c - d_t = 22.312 \cdot \text{cm}$$

$$M_n := (C_c) \cdot (d'3) + (C_a) \cdot (d''3) = 24.557 \cdot \text{Ton} \cdot \text{m}$$

$$M_R := \phi_b \cdot M_n = 22.101 \cdot \text{Ton} \cdot \text{m}$$

Para ver si la sección compuesta, puede resistir los momentos últimos, se tienen que revisar los cuatro modelos y buscar la envolvente más desfavorable.

Una manera fácil de hacerlo es exportando los resultados en forma de tablas, seleccionando las vigas que nos interesan (las vigas secundarias, posteriormente dirigiéndose a la pestaña Display/Show Tables/Analysis/Results/Frame Results/Beam Forces (Fig. 97 y 98), desplegará una sub-pestaña en la cual nos dará todas las combinaciones de las vigas seleccionadas, la cual exportaremos a Excel, o bien la podemos copiar. En la azotea, como se mencionó previamente, existen dos vigas que están más esforzadas que las demás. En la Tabla 17, se muestran los momentos y cortantes máximos (tomando el valor absoluto)

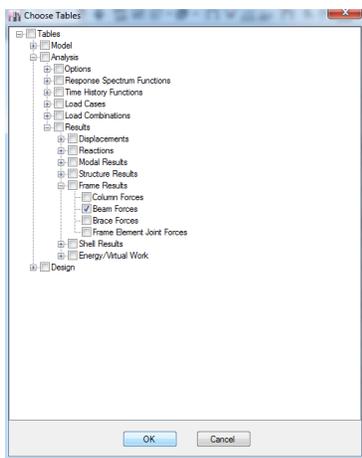


Fig. 97 Pestaña Display/Show Tables /Analysis/Results /Frame Results /Beam Forces

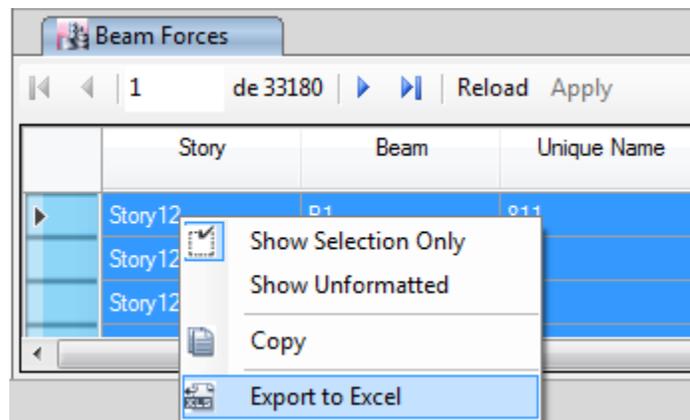


Fig. 98 Exportar tablas de ETABS a Excel



Entrepiso 12		
Modelo	Mmax	Vmax
x1.y1	19.95	-8.99
x1.y2	20.02	-9.03
x2.y1	19.95	-8.99
x2.y2	19.95	-8.99

Tabla 17 Momentos y cortantes máximos

El máximo momento y cortante ocurre en el modelo x1, y2. Por ende el momento resistente es apto y nuestra sección es adecuada.

7.2.2 Diseño de vigas secundarias (acción compuesta total) conectores de cortante

La función principal de los conectores de cortante es resistir las fuerzas horizontales entre el firme de concreto y la viga de acero, para que estas trabajen como unidad.

Muchas veces dichos conectores representan un costo bastante elevado, en las vigas secundarias que resisten la carga de los tinacos, se producirá un trabajo de la sección compuesta completa, pero en las demás vigas, puesto que se necesita menor capacidad a momento, se realizará la sección compuesta parcial, lo cual quiere decir que no se colocarán todos los conectores a cortante necesarios, por ende la capacidad a momento de la sección se reducirá, sin embargo este trabajará de manera adecuada.

Para poder aplicar las ecuaciones para encontrar el cálculo de los conectores a cortante, se debe de tener en cuenta lo siguiente (la Fig. 95 y 96 ejemplifica los puntos del 1 al 5):

- 1.- La altura nominal de las nervaduras de la lámina no excede de 7.6 cm (3").
- 2.- El ancho promedio de las costillas de concreto, w_r , no es menor de 5 cm (2"), y en los cálculos se toma, como máximo, igual al ancho libre mínimo cerca de la parte superior de la lámina.
- 3.- La losa de concreto se une a la viga de acero con conectores de barra con cabeza de diámetro no mayor que 1.9 cm (3/4"), soldados a la viga directamente, utilizando agujeros hechos punzando o recortando la lámina, o a través de ésta. Después de colocados, los conectores sobresalen no menos de 3.8 cm (1 1/2") de la parte superior de la lámina.
- 4.- Los conectores suelen soldarse al patín superior de la viga a través de la lámina, sin agujeros previos, pero cuando el grueso de la lámina excede de 1.52 mm, o de 1.21 mm cuando se traslapan dos, o cuando la lámina está galvanizada con una capa mayor de 380 gr/m² (1.25 onzas/pie²), deben tomarse precauciones y seguir procedimientos especiales, recomendados por los fabricantes de los conectores.



5.- El grueso del concreto sobre la lámina de acero es de 5 cm (2") o más.

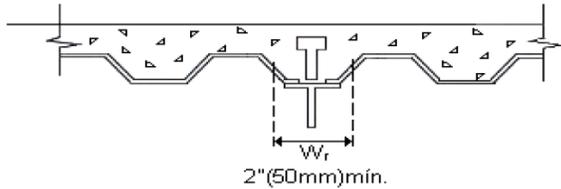


Fig. 99 Sección transversal lámina acanalada (trapezoidal)

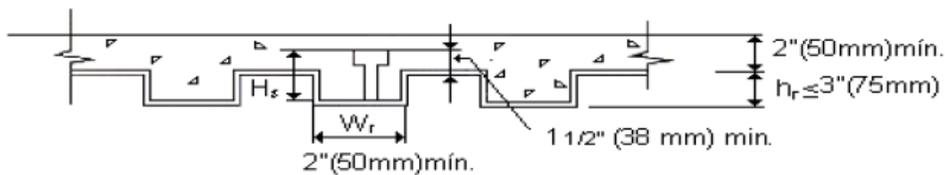


Fig. 100 Sección transversal lámina acanalada (rectangular)

En la parte de abajo se muestra la secuencia de cálculo para poder obtener el número de conectores de cortante. El valor de f_u , se refiere al valor de la fluencia del conector, este se obtuvo como dato de proveedores (la mayoría de ellos manejan dicho valor).

A_{sc} Es el área de la sección transversal del vástago de un conector

d_{sc} Es el diámetro de la sección transversal del vástago de un conector

Q_n Resistencia en tensión nominal de un conector de cortante

N_r Número de conectores en cada intersección

$$d_{sc} := 19.05 \text{ mm}$$

$$A_{sc} := \frac{\pi \cdot d_{sc}^2}{4} = 2.85 \cdot \text{cm}^2$$

$$Q_n := \begin{cases} Q_n \leftarrow 0.5 \cdot A_{sc} \cdot \sqrt{f_c \cdot E} & \text{if } 0.5 \cdot A_{sc} \cdot \sqrt{f_c \cdot E} < A_{sc} \cdot f_u = 11.613 \cdot \text{Ton} \\ (A_{sc} \cdot f_u) & \text{otherwise} \end{cases}$$

Debido a que se tiene sección acanalada, se debe de realizar una reducción, para ello se tiene la siguiente expresión:

$$w_r := 12.5 \text{ cm} \quad h_r := 6.5 \text{ cm} \quad H_s := h_r + 38 \text{ mm} = 10.15 \cdot \text{cm} \quad N_r := 1$$



$$F_{\text{red}} := \frac{0.85 \cdot \left(\frac{w_r}{h_r} \right) \cdot \left(\frac{H_s}{h_r} - 1 \right)}{\sqrt{N_r}} = 0.918$$

$$Q_{\text{real}} := Q_n \cdot F_{\text{red}} = 10.66 \cdot \text{Ton}$$

En la parte de abajo se encuentra el número de conectores necesarios, se debe recalcar que dicho número es requerido de la sección de momento nulo al máximo:

$$A_c := (b_e) \cdot (t_c \text{ prom}) = 369.961 \cdot \text{cm}^2$$

$$C := \min \left(\left(\frac{A_a \cdot F_y}{0.85 \cdot f_c \cdot A_c} \right) \right) = 75.472 \cdot \text{Ton}$$

$$\text{Número de conectores} := \frac{C}{Q_{\text{real}}} = 7.08$$

Por ende se requieren 14 conectores de cortante a lo largo de toda la sección. La separación que se le da comercialmente a los canales de la losa-acero es de 1ft, es decir 30.48cm. Si se coloca un conector en cada intersección, se tiene un total de 20 conectores.

En el punto 7.2.1 Tabla 17 se vieron los momentos y cortantes que llegaban a las vigas más esforzadas en azotea, las cuales resisten la carga de los tinacos, sin embargo, las demás trabes secundarias no lo resisten. En la Tabla 18, se puede observar los momentos y cortantes máximos, así como el modelo de donde provienen. Se observa que el momento máximo viene del modelo x1,y2 además de que es de 10Ton*m, mientras que la sección compuesta (como acción compuesta completa) resiste 22Ton*m, sin embargo se dejarán así los conectores de cortante por facilidad constructiva. Cabe destacar que lo óptimo sería reducir el número de conectores, y así hacer más eficiente la sección compuesta.

Entrepiso 12		
Modelo	Mmax	Vmax
x1.y1	10.33	5.33
x1.y2	10.46	5.41
x2.y1	10.33	5.33
x2.y2	10.33	5.33

Tabla 18 Momentos y cortantes máximos (otras VS)



7.2.2 Diseño de vigas secundarias (acción compuesta total) deflexiones

Al trabajar en conjunto la sección de acero con el firme de concreto, se tiene una reducción considerable de las deflexiones (la literatura dice que hasta un 30%). En la parte de abajo se muestra la secuencia de cálculo para poder encontrar las deflexiones. Es importante mencionar que el valor de I_t se vería afectado si la sección fuese parcialmente completa:

Datos

$$I_a := I_x$$

$$E_{\text{acero}} := E = 2038901.781 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad E_{\text{concreto}} := 221359.436 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Operaciones

$$n := \frac{E_{\text{acero}}}{E_{\text{concreto}}} = 9.211$$

Distancia del eje neutro elástico a la sección transformada total al borde superior de losa

$$y_a := \frac{d}{2} + h_r + t_c = 24.304 \text{ cm}$$

$$y' := \frac{n \cdot A_a}{b_e} \cdot \left[\sqrt{\left(1 + \frac{2 \cdot b_e \cdot y_a}{n \cdot A_a} \right)} - 1 \right] = 13.543 \text{ cm}$$

Como $y' > t_c$, el eje neutro está afuera de la losa (atraviesa la sección de acero)

$$A_{ct} := \frac{b_e}{n} \cdot t_c = 24.566 \text{ cm}^2$$

$$I_{ct} := \frac{b_e \cdot t_c^3}{12n} = 51.18 \text{ cm}^4$$

posición del eje neutro elástico (distancia al borde superior de losa)

$$y'' := \frac{A_{ct} \cdot (0.5 \cdot t_c) + A_a \cdot y_a}{A_{ct} + A_a} = 16.242 \text{ cm}$$

el ENE pasa por el alma de la viga de acero

Momento de inercia de la sección transformada

$$I_t := (I_{ct} + I_a) + A_{ct} \cdot (y'' - 0.5 \cdot t_c)^2 + A_a \cdot (y_a - y'')^2 = 12323.312 \text{ cm}^4$$



Flecha antes de que fragüe el concreto

$$\Delta_{i1} := \Delta_{\text{secc simple}} = 1.524 \cdot \text{cm}$$

Flecha posterior al fraguado del concreto

$$\omega_{\text{ad}} := \omega_{\text{CV,max}} + (\omega_{\text{pp viga}}) = 0.658 \cdot \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

$$\Delta_{i2} := \frac{(5) \cdot (\omega_{\text{ad}}) \cdot (L)^4}{(384) \cdot (E_{\text{acero}}) \cdot (I_t)} = 0.52 \cdot \text{cm}$$

$$\Delta_{\text{inst tot}} := \Delta_{i1} + \Delta_{i2} = 2.044 \cdot \text{cm}$$

Deflexiones diferidas

$$\Delta_{\text{fp}} := (0.15) \cdot (\Delta_{\text{inst tot}}) = 0.307 \cdot \text{cm}$$

$$\Delta_{\text{totales}} := \Delta_{\text{inst tot}} + \Delta_{\text{fp}} = 2.351 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{adm}} = \frac{L}{360} = 2.404 \text{ cm}$$

Al comprobar que las deflexiones de la sección compuesta son adecuadas, se puede decir que las traveses secundarias son aptas tanto para condiciones de falla como de servicio.

8.- DISEÑO DE VIGAS PRINCIPALES

Al igual que en el capítulo anterior, las vigas principales deberán de ser aptas tanto para condiciones de falla y de servicio.

El procedimiento para encontrar la resistencia a flexión de las vigas principales es muy similar al que se vio en el punto anterior, sin embargo en dicho punto, más específicamente, en el punto 7 Fig. 94 se observa que las vigas principales en dirección x no se encuentran arriostradas, mientras que las vigas principales en dirección y si lo están, es por eso que la dimensión de las vigas principales en dirección y es mayor al de las vigas en dirección x . En la parte de abajo se muestra el diseño de las vigas en dirección y , ya que aquí cambia un poco. Otra cosa importante por resaltar es que las vigas principales si pueden llegar a su momento plástico, debido a que no son estructuras isostáticas. Para



el diseño de vigas principales se puede utilizar un análisis plástico, sin embargo, se hará dentro del rango elástico de los elementos.

De igual manera se obtienen los elementos mecánicos de los modelos, esta vez para las vigas principales en dirección "y". En la Tabla 19, se observan dichos valores.

Entrepiso 12		
Modelo	Mmax	Vmax
x1.y1	-11.15	10.92
x1.y2	-11.20	10.96
x2.y1	-11.21	10.94
x2.y2	-11.48	10.25

Tabla 19 Momentos y cortantes máximos VP en dirección "Y"

Acorde al modelo x2, y2 se tiene un momento máximo de 11.38Ton*m. En el modelo (x2,y2), seleccionamos la viga más esforzada (Fig.101), y obtenemos los valores de Cb. Aquí la longitud Lb cambia ya que no es la longitud completa de la viga, sino que es la mitad de esta (como se comentó anteriormente), por lo que los valores de Cb se calcularan al cuarto, medio y tres cuarto del claro pero de esa nueva longitud (para este ejemplo es 2.5m)

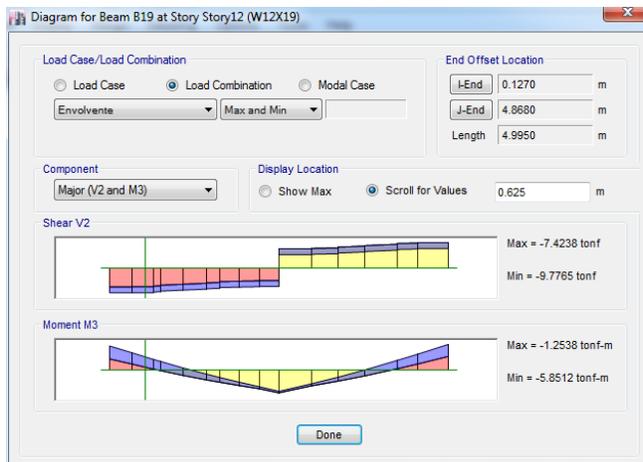


Fig.101 Obtención de los valores de Cb

En el siguiente punto se muestra el diseño de vigas principales a flexión.



8.1 Diseño de VP a flexión

Datos de la sección (W12x19 AISC, IR 305x28.2 Catálogo Gerdau-Corsa)

$$A := 5.57 \text{plg}^2 = 35.935 \cdot \text{cm}^2$$

$$k_{\text{des}} := 0.65 \text{plg} = 1.651 \cdot \text{cm}$$

$$J := 0.18 \text{in}^4 = 7.492 \cdot \text{cm}^4$$

$$d := 12.2 \text{plg} = 30.988 \cdot \text{cm}$$

$$I_x := 130 \text{plg}^4 = 5411.009 \cdot \text{cm}^4$$

$$I_y := 3.76 \text{plg}^4 = 156.503 \cdot \text{cm}^4$$

$$t_w := 0.235 \text{plg} = 0.597 \cdot \text{cm}$$

$$S_x := 21.3 \text{plg}^3 = 349.044 \cdot \text{cm}^3$$

$$S_y := 1.88 \text{plg}^3 = 30.808 \cdot \text{cm}^3$$

$$b_f := 4.01 \text{plg} = 10.185 \cdot \text{cm}$$

$$r_x := \sqrt{\frac{I_x}{A}} = 12.271 \cdot \text{cm}$$

$$r_y := \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 2.087 \cdot \text{cm}$$

$$t_f := 0.35 \text{plg} = 0.889 \cdot \text{cm}$$

$$Z_x := 24.7 \text{plg}^3 = 404.76 \cdot \text{cm}^3$$

$$Z_y := 2.98 \text{plg}^3 = 48.833 \cdot \text{cm}^3$$

$$h := d - 2 \cdot k_{\text{des}} = 27.686 \cdot \text{cm}$$

$$\frac{h}{t_w} = 46.383$$

$$h_0 := d - 2 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot t_f \right) = 30.099 \cdot \text{cm}$$

$$\frac{b_f}{2 \cdot t_f} = 5.729$$

$$C_w := 131 \text{in}^6 = 35178.199 \cdot \text{cm}^6$$

$$r_{ts} := \sqrt{\frac{I_y \cdot C_w}{S_x}} = 2.593 \cdot \text{cm}$$

$$\omega_{\text{pp viga}} := 19 \frac{\text{lbft}}{\text{ft}} = 28.275 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$\gamma_{\text{concreto}} := 2.4 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3}$$

$$L := 2.5 \text{m}$$

Datos de Materiales

$$F_y := 50 \text{ksi} = 3515.348 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$E := 2038901.781 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$G := 784193 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\zeta_{\text{sección compacta?}} := \begin{cases} \text{"CUMPLE, ES COMPACTA"} & \text{if } \frac{h}{t_w} < 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \wedge \frac{b_f}{2 \cdot t_f} < 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ \text{"NO CUMPLE, NO ES COMPACTA"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\zeta_{\text{sección compacta?}} = \text{"CUMPLE, ES COMPACTA"}$$

$$M_A := 6.23 \text{Ton} \cdot \text{m}$$

$$M_C := 5.92 \text{Ton} \cdot \text{m}$$

$$M_B := 1.34 \text{Ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{max}} := 11.3791 \text{Ton} \cdot \text{m}$$



$$C_b := \frac{12 \cdot M_{\max}}{2 \cdot M_{\max} + 3 \cdot M_A + 4 \cdot M_B + 3 \cdot M_C} = 2.114806$$

$$L_b := L = 2.5 \text{ m}$$

$$c := 1$$

$$L_p := 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.885 \text{ m}$$

$$L_r := 1.95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0.7 \cdot F_y} \cdot \sqrt{\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_0}} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \cdot \left(\frac{0.7 \cdot F_y}{E} \cdot \frac{S_x \cdot h_0}{J \cdot c} \right)^2}} = 2.627 \text{ m}$$

$$M_p := Z_x \cdot F_y = 14.229 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$M_n := C_b \cdot \left[M_p - (M_p - 0.7 \cdot S_x \cdot F_y) \cdot \frac{(L_b - L_p)}{(L_r - L_p)} \right] = 19.03 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$M_{cr} := \frac{S_x \cdot C_b \cdot \pi^2 \cdot E}{(L_b)^2} \cdot \sqrt{\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_0} \cdot \frac{(L_b)^2}{(r_{ts})^2}} = 19.679 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$\text{tipo de pandeo lateral} := \begin{cases} \text{"Pandeo lateral torsional inelástico"} & \text{if } (L_p < L_b \leq L_r) \wedge (M_n \leq M_p) \\ \text{"Pandeo lateral torsional elástico"} & \text{if } (L_r < L_b) \wedge (M_{cr} \leq M_p) \\ \text{"Sección plastificada"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

tipo de pandeo lateral = "Sección plastificada"

$$\text{¿Cuál momento rige?} := \begin{cases} \text{"M.n"} & \text{if } (L_p < L_b \leq L_r) \wedge (M_n \leq M_p) \\ \text{"M.cr"} & \text{if } (L_r < L_b) \wedge (M_{cr} \leq M_p) \\ \text{"M.p"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

¿Cuál momento rige? = "M.p"



$$M_{nx} := \begin{cases} M_n & \text{if } (L_p < L_b \leq L_r) \wedge (M_n \leq M_p) = 14.229 \cdot \text{Ton}\cdot\text{m} \\ M_{cr} & \text{if } (L_r < L_b) \wedge (M_{cr} \leq M_p) \\ M_p & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\phi_b := 0.9$$

$$M_R := \phi_b \cdot M_{nx} = 12.806 \cdot \text{Ton}\cdot\text{m}$$

$$\zeta_{\text{Soporta flexión?}} := \begin{cases} \text{"Sección adecuada para flexión"} & \text{if } M_R \geq M_u \text{ falla} \\ \text{"Sección incorrecta, RECALCULAR"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$\zeta_{\text{Soporta flexión?}} = \text{"Sección adecuada para flexión"}$

$$\% \text{ de eficiencia} := \left(\frac{M_u \text{ falla}}{M_R} \right) = 89.646\%$$

Se puede observar que el elemento es apto para flexión.

8.2 Diseño de Vp a Cortante

La metodología es la misma que se utilizó para vigas secundarias, lo único que cambia es la manera de encontrar el V_u , el cual se obtuvo en el punto anterior. En la parte de abajo se muestran los cálculos correspondientes, como se observa la sección es apta para cortante:

$$\phi_v := 0.9$$

$$k_v := \begin{cases} 5 & \text{if } \frac{h}{t_w} < 260 \\ \text{"Otro valor, buscarlo"} & \text{otherwise} \end{cases} = 5$$

$$C_v = 1$$

$$A_w := d \cdot t_w = 18.497 \cdot \text{cm}^2$$

$$(\phi_v V_u) := \phi_v \cdot 0.6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v = 35.112 \cdot \text{Ton}$$

$$C_v := \begin{cases} 1 & \text{if } \frac{h}{t_w} \leq 1.1 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{F_y}} \\ \frac{1.1 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{F_y}}}{\frac{h}{t_w}} & \text{if } 1.1 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{F_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1.37 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{F_y}} \\ \frac{1.51E \cdot k_v}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 \cdot F_y} & \text{otherwise} \end{cases}$$



8.3 Cálculo de deflexiones en VP

Dado que aquí no se conoce la carga que le llega a la VP, se recurrirá a la ecuación que se encuentra en la página 3-7 del manual del AISC:

$$\Delta = \frac{(M) \cdot (L^2)}{(C_1) \cdot (I_x)}$$

Donde M es el momento máximo (en kip*ft) dado cargas de servicio, L la longitud del miembro (ft) I_x es la inercia en "x" (in) y C₁, se proporciona en la figura 3-2 de dicho manual. En la Fig. 102 se muestra un valor de C₁ para una situación de carga uniformemente repartida, no es precisamente nuestro caso, pero se asemeja mucho. En la Fig. 103 se observa cómo se obtiene el valor del momento máximo dado cargas de servicio

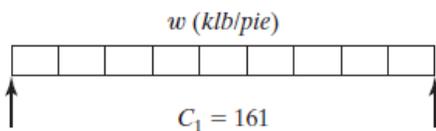


Fig. 102 Figura para obtener el valor de C₁



Fig. 103 Obtención del momento máximo de servicio

Es importante sustituir los valores con las unidades previamente descritas, ya que C₁ no tiene unidades y puede causar conflictos en MathCAD. El resultado se expresa en pulgadas. Por ende se tratan 0.493cm, lo cual no rebasa L/360, que para este caso serían 1.389cm, por ende la sección cumple con desplazamientos

$$\Delta := \frac{(60.51) \cdot (8.202^2)}{(161) \cdot (130)} = 0.194$$



9.- DISEÑO DE COLUMNAS

En el punto 3.3 se describió brevemente la razón de que las columnas del edificio se cambiaran de acero a sección compuesta. En la parte de abajo se mostrará el diseño a compresión de columnas de acero y se hará una prueba, así se podrá apreciar mucho mejor la razón de dicho cambio. Al igual que en los puntos anteriores, no se profundizará en la teoría de esta, pero si se deberá de mencionar un poco acerca de ella. Cabe destacar que una columna no solo se revisa a compresión, se debe de revisar a flexo-compresión y flexo torsión, pero se realiza el diseño de la columna a compresión para comprender mejor el fenómeno.

El diseño de columnas no se realiza con la envolvente de diseño, ya que aquí (desde mi punto de vista) se realiza un modelo más conservador. Se debe de verificar que la columna resista todas y cada una de las combinaciones de diseño. La diferencia radica en que la envolvente toma el máximo valor de momento, el máximo valor de cortante, etc. sin importar si el máximo momento proviene de la combinación 2 y el máximo cortante de la combinación 1. En las Tablas 20 a la 23 se muestran los máximos valores de cada columna, tomando como máximo el valor de la carga axial, ya que por el momento es el único valor que nos interesa. Para poder ver con mayor facilidad que elemento soporta mayor carga, se puede utilizar la pestaña “set display options” y posteriormente seleccionar la opción “Labels” en ETABS, dicha pestaña muestra el nombre que ETABS le da a cada elemento (Fig.104, 105 y 106). Acorde a las Tablas 20 a la 23, la columna A-2 del modelo x2,y1 combinación 3 es la que más carga axial soporta 887.4 Ton



Fig. 105 Opción Labels



Fig. 104 Pestaña Set display options

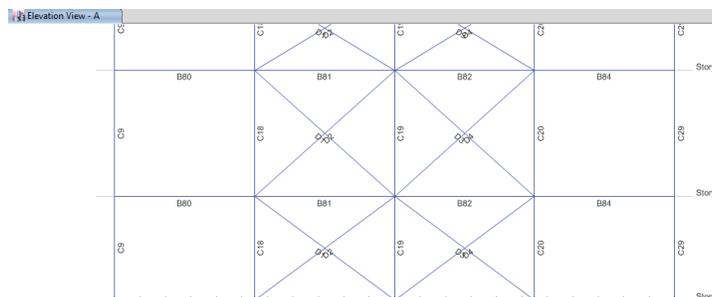


Fig. 106 Visualización eje A con la opción Labels



x1, y2 P máxima							
COLUMNA	Combinación	P[Ton]	V2[Ton]	V3[Ton]	T[Ton·m]	M2[Ton·m]	M3[Ton·m]
A-1	Comb 3	-140.8941	-3.8117	-7.507	-0.0976	-19.7658	-8.1373
A-2	Comb 3	-772.9772	-3.1531	-8.4685	-0.1151	-21.7615	-7.2142
A-3	Comb 2	-165.9264	-4.8684	-1.8991	-0.181	-5.139	-13.3121
A-4	Comb 3	-170.0972	-3.363	-7.7307	-0.1728	-20.2761	-7.8158
A-5	Comb 3	-140.3523	-3.9145	-5.4534	-0.1311	-18.7048	-8.5809
B-1	Comb 2	-694.5812	-7.6693	-3.7603	-0.1605	-8.0659	-18.9993
B-2	Comb 1	-185.9702	-0.4384	-1.2713	0.0067	-2.8339	-0.8473
B-3	Comb 1	-232.3595	-0.6115	0.1529	0.017	-0.2282	-1.8195
B-4	Comb 1	-232.9917	-0.2421	0.9828	-3.231E-06	2.7923	-0.6042
B-5	Comb 2	-762.7823	-8.5432	1.1921	-0.0819	-0.2421	-21.0208
C-1	Comb 3	-169.8764	-2.1248	-5.0232	-0.1967	-13.8391	-5.1251
C-2	Comb 1	-207.5861	-0.1632	-1.307	0.0026	-3.087	-0.1876
C-3	Comb 1	-192.6547	0.1071	2.5094	-0.0007	4.3685	0.2176
C-4	Comb 1	-151.5846	0.2059	-0.0755	-0.0058	1.1864	0.249
C-5	Comb 3	-172.6064	-2.3081	-0.5095	-0.1498	-6.5007	-5.7016
D-1	Comb 2	-728.3761	-7.3136	-3.9594	-0.201	-8.4684	-18.252
D-2	Comb 1	-242.137	0.9411	-0.56	-0.0055	-0.9745	2.134
D-3	Comb 1	-183.5248	1.1514	-0.1637	0.0194	-1.2466	3.2102
D-4	Comb 1	-211.7092	0.2036	0.7465	0.0044	2.0958	0.6182
D-5	Comb 2	-782.1301	-8.2731	1.0606	-0.1931	-0.4896	-20.4797
E-1	Comb 3	-143.7974	-2.7037	-8.8891	-0.3338	-23.6168	-9.3386
E-2	Comb 3	-834.8503	-0.5162	-9.6064	-1.0094	-24.6297	-3.2436
E-3	Comb 2	-141.346	-1.9128	-1.9643	-0.878	-5.275	-7.9909
E-4	Comb 3	-853.7814	0.1126	-9.1881	-0.3014	-23.8905	-1.4703
E-5	Comb 3	-161.0013	-3.3249	-6.7464	-0.2467	-22.3373	-11.1491

x1, y1 P máxima							
COLUMNA	Combinación	P[Ton]	V2[Ton]	V3[Ton]	T[Ton·m]	M2[Ton·m]	M3[Ton·m]
A-1	Comb 3	-141.1507	-3.6746	-7.6654	-0.1384	-20.4205	-7.7786
A-2	Comb 3	-804.6559	-3.0454	-8.824	-0.0939	-22.7468	-7.0947
A-3	Comb 2	-165.6552	-4.7324	-2.5837	-0.274	-7.0488	-13.0084
A-4	Comb 3	-801.9199	-3.5057	-8.1359	-0.2369	-21.3264	-8.2221
A-5	Comb 3	-139.7579	-4.2027	-5.7823	-0.1871	-19.6747	-9.432
B-1	Comb 2	-620.8028	-6.709	-3.7918	-0.2935	-8.7655	-16.5518
B-2	Comb 1	-185.9113	-0.4383	-1.2709	0.0067	-2.8329	-0.8471
B-3	Comb 1	-232.2547	-0.6108	0.1531	0.017	-0.2278	-1.8176
B-4	Comb 1	-232.8727	-0.2418	0.9823	-9.454E-06	2.7912	-0.6036
B-5	Comb 2	-809.6734	-9.2564	0.9061	-0.246	-1.1623	-22.7756
C-1	Comb 3	-169.475	-1.9419	-4.9666	-0.2006	-13.7332	-4.6669
C-2	Comb 1	-207.523	-0.163	-1.3058	0.0025	-3.0838	-0.187
C-3	Comb 1	-192.5159	0.1111	2.5077	-0.002	4.3633	0.2296
C-4	Comb 1	-151.4187	0.2059	-0.0763	-0.0062	1.1847	0.249
C-5	Comb 3	-172.7782	-2.5369	-0.7357	-0.1276	-6.8833	-6.2711
D-1	Comb 2	-657.141	-6.2847	-3.9571	-0.2999	-8.5496	-15.7135
D-2	Comb 1	-242.0435	0.9407	-0.56	-0.0055	-0.9747	2.1331
D-3	Comb 1	-183.4312	1.1509	-0.1634	0.0195	-1.2456	3.209
D-4	Comb 1	-211.5826	0.2031	0.7461	0.0045	2.0949	0.6174
D-5	Comb 2	-832.1638	-8.948	0.701	-0.3414	-1.1544	-22.1286
E-1	Comb 3	-143.4969	-2.3027	-8.6701	-0.3515	-23.0928	-8.2264
E-2	Comb 3	-838.8206	-0.4513	-9.518	-1.0208	-24.4937	-3.1394
E-3	Comb 2	-141.6381	-1.6949	-2.3712	-0.9061	-6.4553	-7.5968
E-4	Comb 3	-856.9043	0.003	-9.2352	-0.3471	-24.0228	-1.8885
E-5	Comb 3	-159.944	-3.5202	-6.7813	-0.2774	-22.4573	-11.6844

Tabla 20 Pmax modelo x1, y1

x2, y1 P máxima							
COLUMNA	Combinación	P[Ton]	V2[Ton]	V3[Ton]	T[Ton·m]	M2[Ton·m]	M3[Ton·m]
A-1	Comb 3	-144.3169	-4.0099	-8.5054	-0.1955	-22.8945	-8.6199
A-2	Comb 3	-887.3618	-3.0155	-9.8231	-0.1339	-25.3715	-6.7768
A-3	Comb 2	-165.6359	-4.7652	-2.4885	-0.2902	-6.8483	-13.0084
A-4	Comb 3	-883.2671	-3.5187	-9.1623	-0.2975	-24.0071	-7.9993
A-5	Comb 3	-142.3734	-4.8451	-6.6468	-0.228	-22.2263	-11.0454
B-1	Comb 2	-614.714	-6.7997	-3.737	-0.3161	-8.4876	-16.7286
B-2	Comb 1	-185.9108	-0.4383	-1.271	0.0067	-2.8329	-0.8469
B-3	Comb 1	-232.2575	-0.61	0.1529	0.017	-0.228	-1.8165
B-4	Comb 1	-232.872	-0.2423	0.9816	-0.0000461	2.7897	-0.6051
B-5	Comb 2	-802.7708	-9.3729	0.9254	-0.2807	-0.9556	-22.9925
C-1	Comb 3	-170.2594	-1.783	-5.1382	-0.1799	-14.2773	-4.2046
C-2	Comb 1	-207.487	-0.1629	-1.3033	0.0025	-3.079	-0.1866
C-3	Comb 1	-191.7915	0.1156	2.5087	-0.0022	4.3661	0.2378
C-4	Comb 1	-151.3897	0.2073	-0.0791	-0.0037	1.1781	0.2533
C-5	Comb 3	-174.4976	-2.2839	-1.2227	-0.0826	-7.7061	-5.8899
D-1	Comb 2	-656.4139	-6.1964	-3.9641	-0.2851	-8.7736	-15.4931
D-2	Comb 1	-242.009	0.9401	-0.5577	-0.0055	-0.9705	2.1317
D-3	Comb 1	-182.7709	1.1483	-0.1641	0.0194	-1.2478	3.2071
D-4	Comb 1	-211.5439	0.203	0.7436	0.0044	2.0896	0.6169
D-5	Comb 2	-831.6888	-8.8224	0.6164	-0.3298	-1.463	-21.8033
E-1	Comb 3	-143.8848	-2.0979	-8.6397	-0.2739	-23.1014	-7.5638
E-2	Comb 3	-840.0116	-0.4865	-9.5552	-0.8516	-24.6234	-3.1927
E-3	Comb 2	-141.3449	-1.6741	-2.5584	-0.9575	-7.0052	-7.5621
E-4	Comb 3	-859.0067	0.188	-9.255	-0.2657	-24.1063	-1.5227
E-5	Comb 3	-160.6236	-3.0054	-6.7525	-0.21	-22.4306	-10.1225

Tabla 22 Pmax modelo x2, y1

Tabla 21 Pmax modelo x1, y2

x2, y2 P máxima							
COLUMNA	Combinación	P[Ton]	V2[Ton]	V3[Ton]	T[Ton·m]	M2[Ton·m]	M3[Ton·m]
A-1	Comb 3	-144.6374	-4.5481	-8.8337	-0.1624	-23.6233	-10.1438
A-2	Comb 3	-870.7354	-3.4099	-10.0048	-0.1788	-25.6556	-7.8166
A-3	Comb 2	-166.5043	-5.1159	-2.767	-0.1681	-5.6576	-13.9338
A-4	Comb 3	-871.8968	-3.5927	-9.0229	-0.2448	-23.6061	-8.2212
A-5	Comb 3	-143.5273	-4.841	-6.5187	-0.19	-21.8128	-11.1517
B-1	Comb 2	-728.8132	-8.4463	-4.1245	-0.1854	-8.8512	-20.7896
B-2	Comb 1	-185.9617	-0.4383	-1.2711	0.0069	-2.8331	-0.8468
B-3	Comb 1	-232.2562	-0.6085	0.1537	0.0174	-0.2271	-1.8138
B-4	Comb 1	-232.8648	-0.2417	0.9819	-0.00001095	2.7905	-0.6033
B-5	Comb 2	-746.9456	-8.753	0.9801	-0.0933	-0.9035	-21.4746
C-1	Comb 3	-170.8694	-2.393	-5.3247	-0.1787	-14.6302	-5.617
C-2	Comb 1	-207.5826	-0.1623	-1.3029	0.0021	-3.078	-0.1861
C-3	Comb 1	-191.6685	0.1147	2.5125	-0.0047	4.3704	0.2337
C-4	Comb 1	-151.3657	0.2062	-0.0789	-0.0057	1.2497	0.2497
C-5	Comb 3	-174.4238	-2.425	-0.7068	-0.1085	-7.1881	-5.8532
D-1	Comb 2	-771.8156	-7.8104	-3.9097	-0.1293	-8.4583	-19.4807
D-2	Comb 1	-242.0128	0.9405	-0.5581	-0.0055	-0.9714	2.1324
D-3	Comb 1	-182.7781	1.1483	-0.1643	0.0195	-1.2481	3.207
D-4	Comb 1	-211.5429	0.203	0.7434	0.0044	2.0894	0.6169
D-5	Comb 2	-781.3566	-8.0983	1.0299	-0.1116	-22.5019	-8.0793
E-1	Comb 3	-143.1582	-2.515	-8.5089	-0.2249	-22.5019	-7.7723
E-2	Comb 3	-793.934	-0.5017	-9.2177	-0.9534	-23.9328	-3.415
E-3	Comb 2	-142.2255	-1.9474	-2.1071	-0.8708	-5.5011	-8.2797
E-4	Comb 3	-813.9954	0.0961	-8.7466	-0.1699	-22.7456	-1.8651
E-5	Comb 3	-161.3155	-2.5894	-6.3113	-0.131	-21.1067	-9.0088

Tabla 23 Pmax modelo x2, y2



9.1 Diseño a compresión pura de columnas de acero

El algoritmo mostrado abajo es el que proporciona el AISC para el cálculo de la compresión pura. Como se puede observar dicho algoritmo está conformado por varios parámetros. El lector puede ver que esos parámetros son relativamente fáciles de conseguir, sin embargo el factor “Q”, está en función de si nuestra sección es esbelta o no; si la sección no es esbelta el valor de Q se toma como 1, cosa contraria pasa cuando la sección es esbelta, debido a que se tiene que ejecutar un algoritmo diferente (algoritmo nombrado como QHSS) para encontrar los valores de Qa y Qs, ya que ahora el valor de Q será Q=(Qa)(Qs)

$$F_{cr}(F_y, E, Q, KL/r) = \begin{cases} F_e \leftarrow \frac{\pi^2 \cdot E}{(KL/r)^2} & \text{AISC E3-4 esfuerzo crítico de pandeo elástico} \\ \left(\frac{Q \cdot F_y}{F_e} \right) \cdot F_y & \text{if } KL/r \leq 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{Q \cdot F_y}} & \text{AISC E7-2 esfuerzo crítico de pandeo inelástico - plástico} \\ (0.877 \cdot F_e) & \text{if } KL/r > 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{Q \cdot F_y}} & \text{AISC E7-3 esfuerzo crítico de pandeo inelástico} \end{cases}$$

$$\text{¿tiene elementos esbeltos?} := \begin{cases} \text{"NO, por lo tanto } Q=1\text{"} & \text{if } \frac{b}{t} < 1.4 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ \text{"Si, se debe calcular Q"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \text{Tabla B4.1a del AISC, Caso 6}$$

En la parte de abajo se muestra el algoritmo QHSS, como su nombre lo indica, este solo sirve para secciones HSS, si se tiene otro perfil (como una w) se necesita otro algoritmo. Los algoritmos fueron diseñados acorde a la tabla B4.

El lector puede ver que en algunos algoritmos de MathCAD hay espacios, pulsando ctrl+shift+k se abre una barra roja, la cual permite editar espacios, volviendo a introducir el mismo comando se cierra dicha barra.



$Q_{HSS}(F_y, E, A, t_{des}, b, KL/r) :=$

$$\begin{aligned}
 & t \leftarrow t_{des} \\
 & b \leftarrow b - 2 \cdot t \\
 & Q_s \leftarrow 1.0 \\
 & Q_a \leftarrow 1.0 \text{ if } \frac{b}{t} \leq 1.40 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\
 & \text{otherwise} \\
 & \quad Q_a \leftarrow 0.9 \\
 & \quad Q \leftarrow Q_s \cdot Q_a \\
 & \quad f \leftarrow F_{cr}(F_y, E, Q, KL/r) \\
 & \quad b.E \leftarrow \begin{cases} b.E \leftarrow 1.92 \cdot t \cdot \sqrt{\frac{E}{f}} \cdot \left(1 - \frac{0.34}{\frac{b}{t}} \cdot \sqrt{\frac{E}{f}}\right) \\ b.E \text{ if } 0 \leq b.E \leq b \\ b \text{ otherwise} \end{cases} \\
 & \quad A_{eff} \leftarrow A - 4 \cdot \left(\frac{b}{t} - \frac{b.E}{t}\right) \cdot t^2 \\
 & \quad Q_a \leftarrow \frac{A_{eff}}{A} \\
 & \quad Q \leftarrow Q_s \cdot Q_a \\
 & \quad \text{for } i \in 1..15 \\
 & \quad \quad \phi P_n \leftarrow F_{cr}(F_y, E, Q, KL/r) \cdot A \\
 & \quad \quad f \leftarrow \frac{\phi P_n}{A_{eff}} \\
 & \quad \quad b.E \leftarrow \begin{cases} b.E \leftarrow 1.92 \cdot t \cdot \sqrt{\frac{E}{f}} \cdot \left(1 - \frac{0.34}{\frac{b}{t}} \cdot \sqrt{\frac{E}{f}}\right) \\ b.E \text{ if } 0 \leq b.E \leq b \\ b \text{ otherwise} \end{cases} \\
 & \quad \quad A_{eff} \leftarrow A - 4 \cdot \left(\frac{b}{t} - \frac{b.E}{t}\right) \cdot t^2 \\
 & \quad \quad Q_a \leftarrow \frac{A_{eff}}{A} \text{ if } 0 < \frac{A_{eff}}{A} \leq 1.0 \\
 & \quad \quad Q_a \leftarrow 0.0001 \text{ otherwise} \\
 & Q \leftarrow Q_s \cdot Q_a
 \end{aligned}$$

AISC B4.1 Caso 12 para secciones compactas $Q_a = 1.0$

AISC E7.2b: factor de reducción (factor de forma) para elementos placa esbeltos atesados (almasdeperfilesHSS). Setoma el espesor de diseño por se el valor realista estimado por las tolerancias de fabricación ancho "b", se toma el menor de las dimensiones del perfil, puesto que se obtiene el menor "Qa"



En el proyecto arquitectónico se proponen perfiles HSS rectangulares, el perfil más grande comercialmente es el HSS 16"X16"X1/2". En la parte de abajo se muestra la secuencia de cálculo para encontrar la capacidad a compresión de la sección, la cual soporta 546 Ton, por ende se decidió hacer el cambio a sección compuesta Conservadoramente se toma el valor de k=1, con todo rigor se debe de obtener su valor con los nomogramas de diseño. Como no existen elementos no atiesados en perfiles HSS, Qs=1

Datos de la sección (HSS 16"X16"X1/2" AISC, PTR 406X406X12.7 catálogo Villacero

$$F_y := 3515 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad E := 2.1 \cdot 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad K := 1 \quad L := 4.5\text{m} \quad r := 6.31\text{plg} \quad b/t := 31.4$$

$$Q_s := 1 \quad A_{\text{sección HSS}} := 28.3\text{plg}^2 \quad t := 0.465\text{plg} \quad KL/r := \frac{(K) \cdot (L)}{r} = 28.077$$

$$b_{\text{diseño}} := (b/t) \cdot (t) = 14.601 \cdot \text{plg}$$

Operaciones

$$A := A_{\text{sección HSS}}$$

$$\zeta_{\text{relación de esbeltez adecuada?}} := \begin{cases} \text{"Adecuada"} & \text{if } KL/r < 200 \\ \text{"NO adecuada, } KL/r > 200\text{"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$A_g := A_{\text{sección HSS}}$$

$$\zeta_{\text{relación de esbeltez adecuada?}} = \text{"Adecuada"}$$

$$t_{\text{des}} := t$$

$$b := b_{\text{diseño}}$$

$$\zeta_{\text{tiene elementos esbeltos?}} := \begin{cases} \text{"NO, por lo tanto } Q=1\text{"} & \text{if } \frac{b}{t} < 1.4 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ \text{"Si, se debe calcular Q"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\zeta_{\text{tiene elementos esbeltos?}} = \text{"NO, por lo tanto } Q=1\text{"}$$

$$Q_{\text{HSS}}(F_y, E, A, t_{\text{des}}, b, KL/r) = 1$$

$$Q := Q_{\text{HSS}}(F_y, E, A, t_{\text{des}}, b, KL/r) \cdot Q_s$$

$$F_{\text{cr}}(F_y, E, Q, KL/r) = 3.324 \cdot \frac{\text{Ton}}{\text{cm}^2}$$

$$\phi := 0.9$$

$$\phi P_n := \phi \cdot F_{\text{cr}}(F_y, E, Q, KL/r) \cdot A = 546.16 \cdot \text{Ton}$$

$$F_{\text{cr}}(F_y, E, Q, KL/r) := \begin{cases} F_e \leftarrow \frac{\pi^2 \cdot E}{(KL/r)^2} \\ Q \cdot \left(0.658 \frac{Q \cdot F_y}{F_e} \right) \cdot F_y & \text{if } KL/r \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{Q \cdot F_y}} \\ (0.877 F_e) & \text{if } KL/r > 4.71 \sqrt{\frac{E}{Q \cdot F_y}} \end{cases}$$



9.2 Diseño a compresión pura (sección compuesta)

Como se observó en el punto anterior, la sección comercial más grande de HSS, no es capaz de soportar la máxima carga impuesta en el quinto piso, por ende se decidió realizar sección compuesta.

Cabe mencionar que la elección de sección compuesta no es la única solución estructural, sin embargo se decidió tomar esta (entre otras cosas) porque no altera de manera significativa el proyecto arquitectónico. El ingeniero estructurista debe de estar consiente en que los cambios estructurales que haga, no modifiquen de manera considerable dicho proyecto.

Existen dos tipos de columnas compuestas: columnas compuestas ahogadas y columnas compuestas rellenas (Fig. 107 y 108). Como se puede apreciar, nuestras columnas son columnas compuesta rellenas.

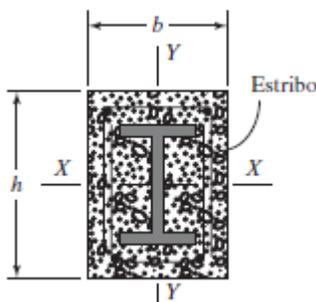


Fig. 107 Columna compuesta ahogada en concreto

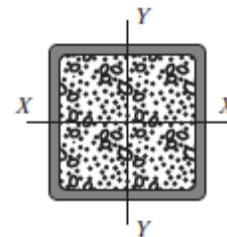


Fig. 108 Columna compuesta rellena de concreto

Además, acorde al manual AISC, deben de cumplir ciertos requisitos (estos requisitos cambian si se trata de columnas compuestas ahogadas en concreto):

- 1.- El área transversal del perfil de las secciones estructurales huecas (HSS) debe constituir no menos del 1% de la sección transversal del miembro total compuesto.
- 2.- Las columnas compuestas rellenas se clasifican como compactas, no compactas o esbeltas (AISC I1.4). En la Tabla I1.1 de la Especificación del AISC se especifican las relaciones ancho-a-espesor máximas permitidas para perfiles HSS rectangulares (b/t) y perfiles rellenos (D/t).

Para columnas compuestas rellenas de concreto se tienen las siguientes ecuaciones:

Para perfiles compactos y rellenos de concreto:

$$P_{n0} = P_p$$



Ecuación I2-9a del AISC



$$P_p = (A_s) \cdot (F_y) + (C_2) \cdot (f'c) \cdot \left[A_c + (A_{sr}) \cdot \left(\frac{E_s}{E_c} \right) \right]$$

Ecuación I2-9b del AISC

$$EI_{efe} = (E_s) \cdot (I_s) + (E_s) \cdot (I_{sr}) + (C_3) \cdot (E_c) \cdot (I_c)$$

Ecuación I2-12 del AISC

$$C_3 = 0.6 + 2 \cdot \left(\frac{A_s}{A_c + A_s} \right) \leq 0.9$$

Ecuación I2-13 del AISC

$$P_e = \frac{(\pi^2) \cdot (EI_{efe})}{(K \cdot L)^2}$$

Ecuación I2-5 del AISC

$$P_n = \begin{cases} \left[(P_{n0}) \cdot \left[0.658 \left(\frac{P_{n0}}{P_e} \right) \right] \right] & \text{if } \left(\frac{P_{n0}}{P_e} \right) \leq 2.25 \\ (0.877) \cdot (P_e) & \text{otherwise} \end{cases}$$

Ecuación I2-2 del AISC

Ecuación I2-3 del AISC

Donde:

P_{n0} resistencia a la compresión nominal de la columna sin considerar su longitud
 P_e carga de pandeo elástico

I_s momento de inercia del perfil de acero

I_{sr} momento de inercia de las barras de refuerzo

I_c momento de inercia del concreto

EI_{efe} rigidez efectiva de la columna compuesta

E_s módulo de elasticidad del perfil de acero

E_c módulo de elasticidad del concreto

A_s área del perfil de acero

A_{sr} área de acero de las barras de refuerzo

A_c área del concreto

C_2 0.85 para perfiles rectangulares

Acorde al punto 1, el área de la sección transversal debe de ser al menos el 1%, de la Tabla 1-12 del AISC, se obtiene el Área de acero de la sección, así como su geometría. Restando el área total de la sección menos el área de la sección se tiene el área de concreto. Dividiendo el área de la sección entre el área de concreto se encuentra que la sección es del 12%, por lo tanto cumple con dicho punto.



Para el punto 2 se tiene que también se cumple la relación, por ende es una sección compacta y se pueden aplicar las ecuaciones antes descritas. Si no se cumpliesen se puede entrar al manual en el apartado I2, ahí vienen las ecuaciones restantes:

Acorde al punto 1, el área de la sección transversal debe de ser al menos el 1%, de la Tabla 1-12 del AISC, se obtiene el Área de acero de la sección, así como su geometría. Restando el área total de la sección menos el área de la sección se tiene el área de concreto. Dividiendo el área de la sección entre el área de concreto se encuentra que la sección es del 12%, por lo tanto cumple con dicho punto.

Para el punto 2 se tiene que también se cumple la relación, por ende es una sección compacta y se pueden aplicar las ecuaciones antes descritas. Si no se cumpliesen se puede entrar al manual en el apartado I2, ahí vienen las ecuaciones restantes:

Datos de la sección (HSS 16"X16"X1/2" AISC, PTR 406X406X12.7 catálogo Villacero

$$F_y := 3515 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad K := 1 \quad L := 3.7\text{m} \quad r := 6.31\text{plg} \quad b/t := 31.4$$

$$t := 0.465\text{plg} \quad KL/r := \frac{(K) \cdot (L)}{r} = 23.085 \quad f'_c := 400 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad I := 1130\text{plg}^4$$

$$E := 29000\text{ksi} \quad A_{\text{sección HSS}} := 28.3\text{plg}^2 = 0.018 \text{m}^2 \quad C_2 := 0.85$$

$$\text{cantidad de barras de refuerzo longitudinal} := 8 \quad \# \text{ de la barra} := 8 \quad b := 16\text{plg} = 40.64 \cdot \text{cm}$$

Operaciones

$$A_c := (16\text{plg}) \cdot (16\text{plg}) - A_{\text{sección HSS}} = 0.147 \cdot \text{m}^2$$

$$\% \text{Área} := \frac{A_{\text{sección HSS}}}{A_c} = 12.429 \cdot \%$$

$$\zeta \text{ la sección es compacta?} := \begin{cases} \text{"sí, la sección es compacta"} & \text{if } b/t < 2.26 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ \text{"no es compacta"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"sí, la sección es compacta"}$$

$$A_s := A_{\text{sección HSS}}$$

$$A_{.sr} := \left[\frac{\pi \cdot \left(\frac{\# \text{ de la barra}}{8} \cdot 2.54 \text{ cm} \right)^2}{4} \right] \cdot (\text{cantidad de barras de refuerzo longitudinal}) = 40.537 \text{cm}^2$$



$$f_c := (f'_c) \cdot \left(\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right)^{-1} = 400$$

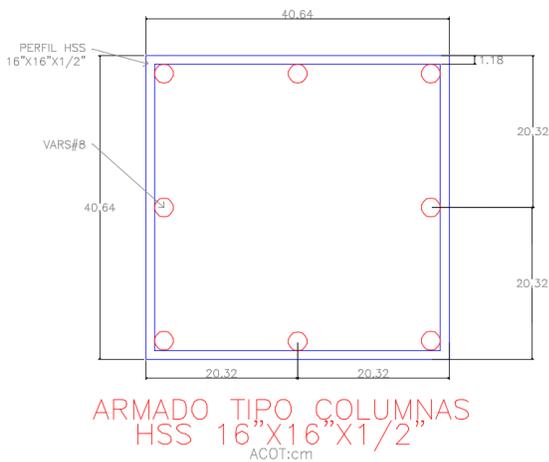
$$E_c := (14000) \cdot (\sqrt{f_c}) \cdot \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) = 280000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$P_p := \left[(A_s) \cdot (F_y) + (C_2) \cdot (f'_c) \cdot \left[A_c + (A_{sr}) \cdot \left(\frac{E_s}{E_c} \right) \right] \right] = 1241.601 \text{ Ton}$$

$$C_3 := \begin{cases} \left[0.6 + 2 \cdot \left(\frac{A_s}{A_c + A_s} \right) \right] & \text{if } 0.6 + 2 \cdot \left(\frac{A_s}{A_c + A_s} \right) \leq 0.9 \\ 0.9 & \text{otherwise} \end{cases} = 0.821$$

$$I_c := \frac{(b)^4}{12} = 227317.856 \text{ cm}^4$$

Para el cálculo de la inercia de las barras longitudinales, se tiene que aplicar el teorema de ejes paralelos, en la Fig.109 se muestra el arreglo de la columna, y en seguida la secuencia de cálculo para encontrar su inercia:



$$A_{var} := \frac{\pi \cdot \left(\frac{\# \text{ de la barra}}{8} \cdot 2.54 \text{ cm} \right)^2}{4} = 5.067 \text{ cm}^2$$

$$r_{var} := \left(\frac{\# \text{ de la barra}}{8} \right) \cdot (2.54 \text{ cm}) \cdot (0.5) = 1.27 \text{ cm}$$

$$y_g := 20.32 \text{ cm}$$

$$I_{sr} := (\text{cantidad de barras de refuerzo longitudinal}) \cdot \left(\frac{\pi \cdot r_{var}^4}{4} \right) +$$

$$(6) \cdot (y_g - t - r_{var})^2 \cdot (A_{var}) = 9723.774 \text{ cm}^4$$

Fig.109 Acomodo de varillas longitudinales perfil HSS 16"X16"X1/2"



Aplicando las ecuaciones restantes se encuentra que la sección soporta 987 Ton a compresión y 609 Ton a tensión. Anteriormente se vio que al elemento le llegan 887.4 Ton, por ende el elemento pasa por compresión pura.

$$EI_{efe} := (E_s) \cdot (I_s) + (E_s) \cdot (I_{sr}) + (C_3) \cdot (E_c) \cdot (I_c) = 17415.43 \text{ Ton} \cdot \text{m}^2$$

$$P_e := \frac{(\pi^2) \cdot (EI_{efe})}{(K \cdot L)^2} = 12555.398 \text{ Ton}$$

$$P_{n0} := P_p$$

$$P_n := \left[\begin{array}{l} \left[\left[\left[\left(P_{n0} \right) \cdot \left[0.658 \left(\frac{P_{n0}}{P_e} \right) \right] \right] \right] \text{ if } \left(\frac{P_{n0}}{P_e} \right) \leq 2.25 \\ \left(0.877 \right) \cdot \left(P_e \right) \text{ otherwise} \end{array} \right] = 1316.416 \text{ Ton}$$

$$\phi_c := 0.75$$

$$\phi_{cP.n} := (\phi_c) \cdot (P_n) = 987.312 \text{ Ton}$$

$$P_t := (A_s) \cdot (F_y) + (A_{sr}) \cdot \left(4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) = 812.023 \text{ Ton}$$

$$\phi_{cP.t} := (\phi_c) \cdot (P_t) = 609.018 \text{ Ton}$$

9.3 Diseño a flexo-compresión (sección compuesta)

El AISC no proporciona ecuaciones específicas para evaluar la resistencia disponible de columnas compuestas, sin embargo en la sección I5 de dicho reglamento, se brinda información con la cual pueden construirse curvas de interacción para las fuerzas, de la misma manera que se hace en el diseño del concreto reforzado. Existen dos métodos para llegar a dichas curvas: el método de distribución plástica de tensiones y el método de compatibilidad de deformaciones. Se utilizó el método de compatibilidad de deformaciones, el cual plantea una variación lineal de la deformación unitaria axial en la sección transversal, donde la deformación del acero y concreto es la misma, además supone ciertas hipótesis:



- * La deformación unitaria máxima en la fibra de mayor compresión del concreto es $\epsilon_u=0.003$
- * Se desprecia la resistencia a la tensión del concreto
- * Se utiliza una tensión uniforme en el concreto igual a $0.85f'_c$, distribuida sobre una zona de compresión definida por los bordes de la sección transversal y una línea paralela al eje neutro a una distancia determinada β_1 de la fibra más comprimida, donde es la profundidad del eje neutro

En las Tablas 20 a la 23, se obtuvieron los valores de carga axial (P) y momento flexionante (M), tomando en cuenta la máxima carga P. En las Fig. 110 a 113, se grafican dichos puntos sobre la curva de interacción. Se deben de obtener los puntos generados por los máximos momentos M2 y M3, no se muestran debido a que el procedimiento es el mismo.

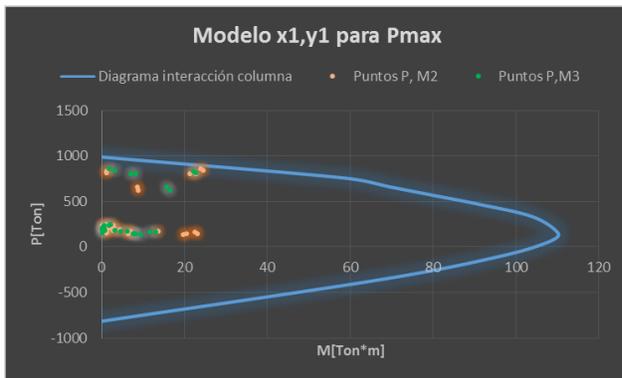


Fig. 110 Puntos generados por Pmax modelo x1,y1

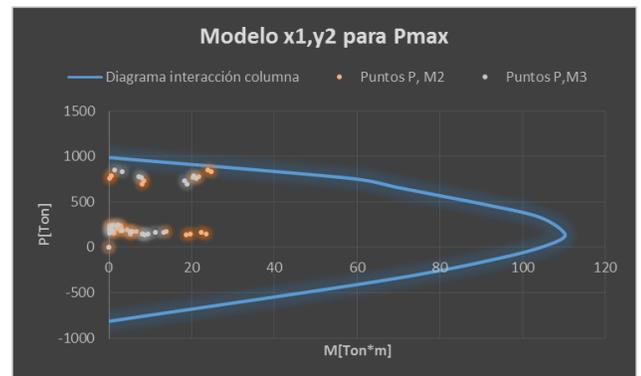


Fig. 111 Puntos generados por Pmax modelo x1,y2

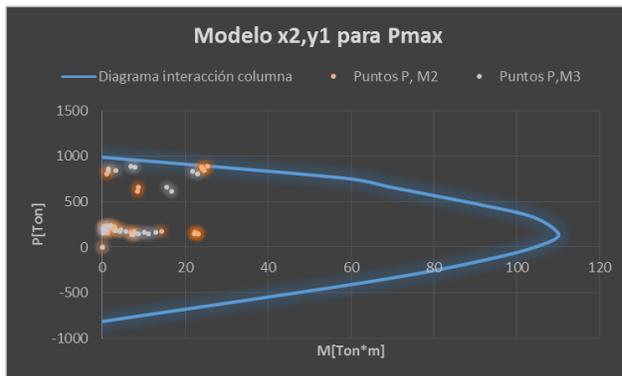


Fig. 112 Puntos generados por Pmax modelo x2,y1

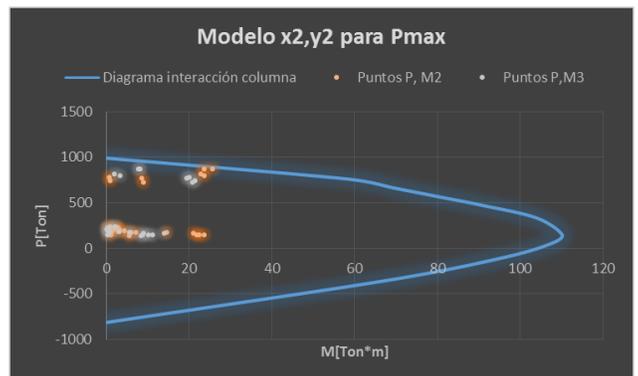


Fig. 113 Puntos generados por Pmax modelo x2,y2



9.4 Diseño a cortante (sección compuesta)

La Sección I4 de la Especificación del AISC establece que la resistencia al cortante de las columnas compuestas se puede calcular de tres maneras diferentes:

- *la resistencia al cortante disponible del perfil de acero solamente según el Capítulo G de la especificación del AISC.
- *resistencia al cortante disponible de la porción de concreto reforzado (concreto más el refuerzo de acero) solamente según el ACI 318 con un factor $\phi_v = 0.75$ (LRFD)
- *resistencia al cortante nominal del perfil de acero según el Capítulo G de la Especificación del AISC más la resistencia nominal del acero de refuerzo según el ACI 318 factor $\phi_v = 0.75$ (LRFD).

Debido a su simplicidad se usará el primer método. Anteriormente se habló de las ecuaciones utilizadas para la resistencia a cortante de los perfiles de acero. En la parte de abajo se lleva la secuencia de cálculo, en donde podemos observar que la sección es apta a cortante

$$\phi_v := 0.9$$

$$C_v = 1$$

$$h := b - (2) \cdot (t) = 38.278 \text{ cm}$$

$$A_w := (2) \cdot (h) \cdot (t) = 90.42 \cdot \text{cm}^2$$

$$k_v := \begin{cases} 5 & \text{if } \frac{h}{t} < 260 \\ \text{"Otro valor, buscarlo"} & \text{otherwise} \end{cases} = 5$$

$$(\phi_v V_n) := \phi_v \cdot 0.6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v = 171.626 \cdot \text{Ton}$$

$$C_v := \begin{cases} 1 & \text{if } \frac{h}{t} \leq 1.1 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{F_y}} \\ \frac{1.1 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{F_y}}}{\frac{h}{t}} & \text{if } 1.1 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{F_y}} < \frac{h}{t} \leq 1.37 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{F_y}} \\ \frac{1.51E \cdot k_v}{\left(\frac{h}{t}\right)^2 \cdot F_y} & \text{otherwise} \end{cases}$$



10.- DISEÑO DE CONTRAVENTEOS

10.1 Diseño a flexión, compresión y flexo compresión

Como el título lo indica, el diseño de un contra vanteo está dado por el diseño a flexión y compresión, los cuales se explicaron a detalle en los capítulos pasados, por ende se explicará el diseño a flexo compresión de un miembro. En este caso los contraventeos estarán sometidos a compresión y tensión, sin embargo el diseño es el mismo. En general se aplican las siguientes dos ecuaciones (según sea el caso):

$$\text{Ecuación 1 sí } \left(\frac{P_u}{\phi P_n} \right) \geq 0.2 = \frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1$$

$$\text{Ecuación 2 sí } \left(\frac{P_u}{\phi P_n} \right) < 0.2 = \frac{P_u}{2 \phi P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1$$

Donde:

P_u carga factorizada de compresión

ϕP_n resistencia nominal de compresión considerando solo compresión pura

ϕ_c factor de reducción de resistencia

M_{ux} momento flexionante factorizado sobre el eje "x" incluyendo los efectos de segundo orden. Si se utiliza el factor de amplificación de momento en lugar del cálculo elástico de los momentos de segundo orden $M_{ux} = (B_{1x}) \cdot (M_{ntx}) + (B_{2x}) \cdot (M_{ltx})$, el subíndice "nt" (no traslation) aplica para marcos con restricción lateral, mientras que el subíndice "lt" (lateral traslation) aplica para marcos que pueden desplazarse. En el apartado C2.1b del AISC, viene el procedimiento de cálculo.

M_{nx} momento flexionante resistente nominal sobre el eje "x"

De igual manera, las definiciones aplican para el eje y.

Como se mencionó con anterioridad, en el apartado C2.1b del AISC el valor de B1 (tanto para x como en y) se define como:

$$B_{1x} := \frac{C_{mx}}{1 - \frac{P_u}{P_{e1x}}}$$



El valor de C_m , está en función del tipo de carga que se lleva a cabo en el elemento. En la Fig. 114 se observa la tabla previamente citada, así como el caso, el cual al tratarse de un contra venteo, en teoría no se tienen cargas a lo largo del elemento. Sin embargo el valor de C_m , no se calculó con dicho valor expuesto en la tabla, si no con la ecuación de abajo. Si el lector desea puede comparar los valores y verá que son muy parecidos

Case	C_m (positive moment)	C_m (negative moment)	Primary Bending Moment
1	$1 + 0.2\alpha'$	—	
2	1.0	—	
3	$1 - 0.2\alpha$	—	
4	$1 - 0.3\alpha$	$1 - 0.4\alpha$	
5	$1 - 0.4\alpha$	$1 - 0.4\alpha$	
6	$1 - 0.4\alpha$	$1 - 0.3\alpha$	
7	$1 - 0.6\alpha$	$1 - 0.2\alpha$	
8	Eq. (12.3.8)	not available	

Fig. 114 Tabla C2.1b del manual AISC

$$C_{mx} := \sqrt{\frac{1 - (2) \cdot \left(\frac{M_{1x}}{M_{2x}} \right) \cdot \left(\cos(\pi \cdot \sqrt{\alpha_x}) \right) + \left(\frac{M_{1x}}{M_{2x}} \right)^2}{(2) \cdot \left(1 - \cos(\pi \cdot \sqrt{\alpha_x}) \right)}}$$

Donde M_1 y M_2 , son los valores correspondientes a los momentos en los extremos, M_1 es el menor valor y M_2 el mayor. En la ecuación se muestra el cálculo para el eje "x", de igual manera se hace para "y".



El valor de α_x , se define como sigue (de igual manera para el eje "x" y el eje "y"):

$$\alpha_x := \frac{(P_u) \cdot (L)^2}{(\pi^2) \cdot (E) \cdot (I_x)}$$

Como muestra de cálculo se presenta el diseño de contra venteo en el entrepiso 5, el cual es el más esforzado. Para el cálculo del momento flexionante, se utilizarán las tablas del manual AISC (Tabla 3.13) en donde se encuentra que el perfil utilizado como contra venteo (HSS 14"x14"x5/16") tiene una resistencia a la flexión de 31.38 Ton*m. En la parte de abajo se muestra la secuencia de cálculo. Algunas secciones se omitirán (como el cálculo de los factores Q_a y Q_s), ya que previamente se realizaron.

Datos de la sección (HSS 14"X14"X5/16" AISC, PTR 356X356 X8 catálogo Villacero

$$F_y := 3515 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad E := 2.1 \cdot 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad K := 1 \quad L := 6.22013\text{m} \quad r := 5.58\text{plg} \quad b/t := 45.1$$

$$Q_s := 1 \quad A_{\text{sección HSS}} := 15.7\text{plg}^2 \quad t := 0.291\text{plg} \quad KL/r := \frac{(K) \cdot (L)}{r} = 43.887$$

$$b_{\text{diseño}} := (b/t) \cdot (t) = 13.124\text{plg} \quad I := 490\text{plg}^4 \quad F_u := 65\text{ksi} = 4569.952 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Operaciones

$$A_w := A_{\text{sección HSS}}$$

$$\text{¿relación de esbeltez adecuada?} := \begin{cases} \text{"Adecuada"} & \text{if } KL/r < 200 \\ \text{"NO adecuada, } KL/r > 200 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$A_g := A_{\text{sección HSS}}$$

$$\text{¿relación de esbeltez adecuada?} = \text{"Adecuada"}$$

$$t_{\text{des}} := t$$

$$b := b_{\text{diseño}}$$

$$\text{¿tiene elementos esbeltos?} := \begin{cases} \text{"NO, por lo tanto } Q=1 & \text{if } \frac{b}{t} < 1.4 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ \text{"Si, se debe calcular Q"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{¿tiene elementos esbeltos?} = \text{"Si, se debe calcular Q"}$$



$$F_{cr}(F_y, E, Q, KL/r) = 2.832 \cdot \frac{\text{Ton}}{\text{cm}^2}$$

$$\phi := 0.9$$

$$\phi P_n := \phi \cdot F_{cr}(F_y, E, Q, KL/r) \cdot A = 258.167 \cdot \text{Ton}$$

$$Q_{HSS}(F_y, E, A, t_{des}, b, KL/r) = 0.9127679552$$

$$Q := Q_{HSS}(F_y, E, A, t_{des}, b, KL/r) \cdot Q_s = 0.913$$

Diseño a flexo-compresión

Datos

$$P_u := 165.376 \text{Ton}$$

$$M_{ntx} := 8.2315 \text{Ton}\cdot\text{m}$$

$$M_{nty} := 1.5610 \text{Ton}\cdot\text{m}$$

$$\phi_c := 0.9$$

$$\phi_b := 0.9$$

$$\text{Ecuación} := \begin{cases} \text{"Ecuación 1"} & \text{if } \left(\frac{P_u}{\phi P_n} \right) \geq 0.2 \\ \text{"Ecuación 2"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"Ecuación 1"}$$

$$M_{Ax} := 1.9948 \text{Ton}\cdot\text{m}$$

$$M_{Bx} := 3.0473 \text{Ton}\cdot\text{m}$$

$$M_{Cx} := 4.9505 \text{Ton}\cdot\text{m}$$

$$M_{maxx} := 8.2315 \text{Ton}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ay} := 0.6703 \text{Ton}\cdot\text{m}$$

$$M_{By} := 0.2205 \text{Ton}\cdot\text{m}$$

$$M_{Cy} := 0.2733 \text{Ton}\cdot\text{m}$$

$$M_{maxy} := 1.5610 \text{Ton}\cdot\text{m}$$

$$M_{1x} := 0.9423 \text{Ton}$$

$$M_{2x} := 8.2315 \text{Ton}$$

$$E := E = 2100000 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$r_x := r = 14.173 \cdot \text{cm}$$

$$M_{1y} := 0.1440 \text{Ton}$$

$$M_{2y} := 1.5610 \text{Ton}$$

$$I_x := I = 20395.34 \cdot \text{cm}^4$$

$$I_y := I = 20395.34 \cdot \text{cm}^4$$

$$G := 784193 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$r_y := r = 14.173 \cdot \text{cm}$$

Operaciones

$$C_{bx} := \frac{12.5 \cdot M_{maxx}}{(2.5) \cdot (M_{maxx}) + (3) \cdot (M_{Ax}) + (4) \cdot (M_{Bx}) + (3) \cdot (M_{Cx})} = 1.92$$

$$C_{by} := \frac{12.5 \cdot M_{maxy}}{(2.5) \cdot (M_{maxy}) + (3) \cdot (M_{Ay}) + (4) \cdot (M_{By}) + (3) \cdot (M_{Cy})} = 2.562$$



$$M_{nx} := 227 \text{ kip}\cdot\text{ft} = 31.384 \text{ Ton}\cdot\text{m} \quad M_{ny} := M_{nx}$$

Dirección "x"

$$\alpha_x := \frac{(P_u) \cdot (L)^2}{(\pi^2) \cdot (E) \cdot (I_x)} = 0.151$$

$$C_{mx} := \frac{1 - (2) \cdot \left(\frac{M_{1x}}{M_{2x}} \right) \cdot (\cos(\pi \cdot \sqrt{\alpha_x})) + \left(\frac{M_{1x}}{M_{2x}} \right)^2}{(2) \cdot (1 - \cos(\pi \cdot \sqrt{\alpha_x}))} = 0.843$$

$$P_{e1x} := \frac{(\pi^2) \cdot (E) \cdot (A_g)}{\left(\frac{K \cdot L}{r_x} \right)^2} = 1089.991 \cdot \text{Ton}$$

$$B_{1x} := \begin{cases} 1 & \text{if } \frac{C_{mx}}{1 - \frac{P_u}{P_{e1x}}} \leq 1 \\ \frac{C_{mx}}{1 - \frac{P_u}{P_{e1x}}} & \text{otherwise} \end{cases} = 1$$

$$M_{ux} := (B_{1x}) \cdot (M_{ntx}) = 8.232 \cdot \text{Ton}\cdot\text{m}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \cdot \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b \cdot M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b \cdot M_{ny}} \right) = 0.949$$

$$\text{¿la sección es apta?} := \begin{cases} \text{"si es apta"} & \text{if } \left[\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \cdot \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b \cdot M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b \cdot M_{ny}} \right) \right] \leq 1 \\ \text{"no, recalcular"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"si es apta"}$$

Dirección "y"

$$\alpha_y := \frac{(P_u) \cdot (L)^2}{(\pi^2) \cdot (E) \cdot (I_y)} = 0.151$$

$$C_{my} := \frac{1 - (2) \cdot \left(\frac{M_{1y}}{M_{2y}} \right) \cdot (\cos(\pi \cdot \sqrt{\alpha_y})) + \left(\frac{M_{1y}}{M_{2y}} \right)^2}{(2) \cdot (1 - \cos(\pi \cdot \sqrt{\alpha_y}))} = 0.847$$

$$P_{e1y} := \frac{(\pi^2) \cdot (E) \cdot (A_g)}{\left(\frac{K \cdot L}{r_y} \right)^2} = 1089.991 \cdot \text{Ton}$$

$$B_{1y} := \begin{cases} 1 & \text{if } \frac{C_{my}}{1 - \frac{P_u}{P_{e1y}}} \leq 1 \\ \frac{C_{my}}{1 - \frac{P_u}{P_{e1y}}} & \text{otherwise} \end{cases} = 1$$

$$M_{uy} := (B_{1y}) \cdot (M_{nty}) = 1.561 \cdot \text{Ton}\cdot\text{m}$$



10.2 Diseño de soldadura

Antes de entrar de lleno al diseño de la soldadura, es prudente mencionar los tipos de soldadura que existen. No se pretende dar una larga, detallada y extensa definición de estas, puesto que ese no es el objetivo de este documento. Entre los tipos de soldaduras se tiene la Soldadura de Arco Metálico Protegido (SMAW), Soldadura de Arco Sumergido (SAW), Soldadura de Arco Gas-Metal (GMAW), Soldadura de Arco con Núcleo Fundente (FCAW), etc. de todos estos se decidió la soldadura SMAW, por ser la más sencilla y económica. De igual manera existen varios tipos de soldadura (CJP, de tapón, de filete), se decidió usar la soldadura de filete, por ser la más comercial.

A continuación se hace una breve explicación en que consiste el proceso SMAW:

El calor se suministra por un arco eléctrico entre un electrodo cubierto y el material a unir, el que funde parcialmente el material de base y funde el material de aporte, el cual se deposita y crea el cordón de soldadura.

Se induce una diferencia potencial entre el electrodo y la pieza a soldar, con la cual se ioniza el aire entre ellos y pasa a ser un conductor, de modo que se cierra el circuito y se crea el arco eléctrico.

El electrodo cubierto se consume y se trasfiere al metal base.

El alambre del electrodo será el material de relleno y la cubierta se convierten parcialmente en un gas protector, otra parte en escoria y alguna parte es absorbida por el metal.

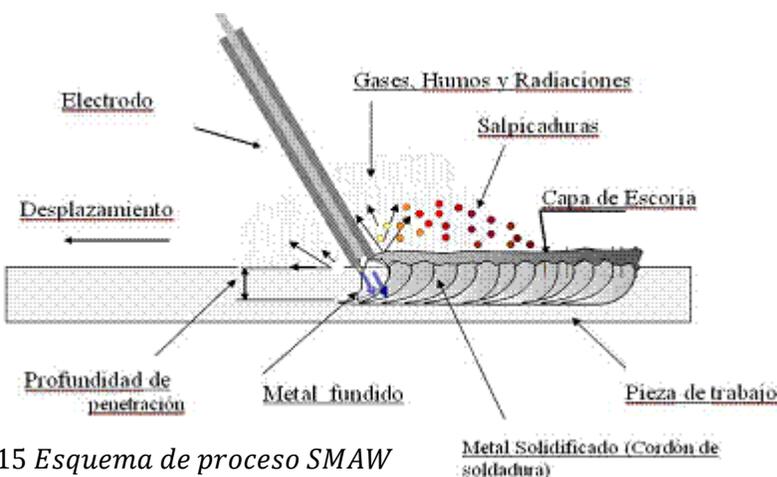


Fig. 115 Esquema de proceso SMAW

La transferencia del metal del electrodo a la junta es inducida por atracción molecular y tensión superficial, sin aplicar presión.

El arco protector previene la contaminación atmosférica del metal fundido, y la oxidación que puede causar fragilidad.



El electrodo se mueve a lo largo de la trayectoria de la soldadura a una velocidad apropiada, ya sea de manera manual por el soldador, o en forma automática por una máquina soldadora.

Los procesos de soldadura de arco requieren un suministro continuo de energía eléctrica con el amperaje y voltaje suficientes para mantener el arco. La fuente de potencia puede suministrarse por corriente alterna (C.A.) o bien por corriente directa (C.D.).

En general, altos voltajes proporcionan altas velocidades de soldado.

El electrodo es indicado bajo varias especificaciones de la AWS.

Designaciones tales como E60XX o E70XX indican 60ksi y 70ksi de potencia a tensión. Las X's, se refieren a factores tales como tipo de posición, tipo de recubrimiento, tipo y características del arco.

Para soldaduras de aceros con alto contenido de carbono o de baja aleación, se requieren (según el AWS), electrodos bajos en hidrógeno, para aceros con $F_y > 36$ ksi.

En la parte de abajo se muestra el diseño para contraventeos soldados.

Se decidió usar un perfil HSS como contra venteo. Normalmente los contra venteos son perfiles C, L, etc., pero en este caso se optó por un perfil HSS por la relación de esbeltez KL/r , debido a que la máxima longitud del contra venteo es de 6.3m. Al ser un perfil doblemente simétrico, ambos radios de giro son iguales, lo cual nos ayuda. También se optó por este perfil, ya que los elementos mecánicos que llegan a este son considerables (más adelante se verán dichos elementos mecánicos).

En la Fig. 116 se observan las partes que conforman una soldadura, si ambos catetos son iguales (es decir valen "a"), el valor de t_e será $0.707a$ (por trigonometría). Si son diferentes, se aplica la ecuación mostrada en la Fig. 117.

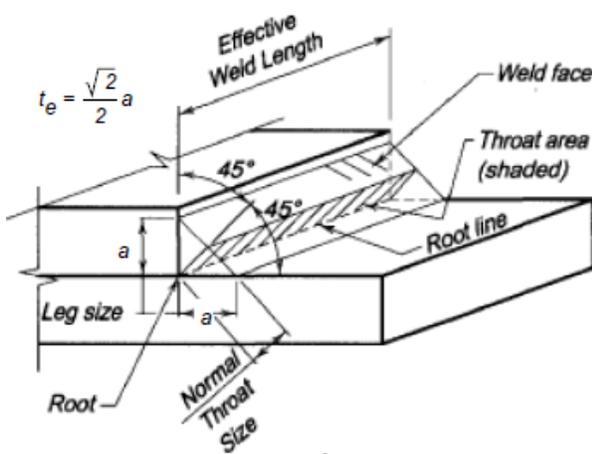


Fig. 116 Partes que conforman la soldadura de filete

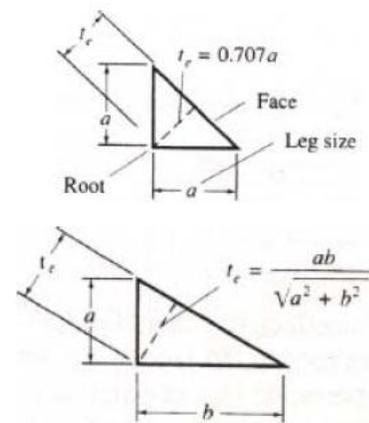


Fig. 117 Cálculo de t_e



En la tabla J2.4 del AISC (Tabla 24) se especifica el tamaño mínimo del cateto “a”, el cual se muestra a manera de algoritmo a continuación:

TABLE J2.4 Minimum Size of Fillet Welds	
Material Thickness of Thinner Part Joined, in. (mm)	Minimum Size of Fillet Weld, ^(a) in. (mm)
To 1/4 (6) inclusive	1/8 (3)
Over 1/4 (6) to 1/2 (13)	3/16 (5)
Over 1/2 (13) to 3/4 (19)	1/4 (6)
Over 3/4 (19)	5/16 (8)

^(a) Leg dimension of fillet welds. Single pass welds must be used.
Note: See Section J2.2b for maximum size of fillet welds.

Tabla 24. Tabla J2.4 del manual AISC

$$a_{\min} := \begin{cases} a_{\min} \leftarrow \frac{1}{8} \text{ in} & \text{if } t \leq \frac{1}{4} \text{ in} \\ a_{\min} \leftarrow \frac{3}{16} \text{ in} & \text{if } \frac{1}{4} \text{ in} < t \leq \frac{1}{2} \text{ in} \\ a_{\min} \leftarrow \frac{1}{4} \text{ in} & \text{if } \frac{1}{2} \text{ in} < t \leq \frac{3}{4} \text{ in} \\ a_{\min} \leftarrow \frac{5}{16} \text{ in} & \text{otherwise} \end{cases}$$

De igual manera, se da un tamaño máximo de soldadura, pero este está en función al tipo soldadura, como nuestra soldadura será de filete, el tamaño máximo está en función del siguiente algoritmo (en la tabla 8-2 del manual AISC, viene especificado el tamaño máximo de soldadura, sin embargo si el tipo de soldadura es otra, como por ejemplo tapón, muesca, etc., se deberá ir al mismo apartado y buscar los valores correctos)

$$a_{\max} := \begin{cases} a_{\max} \leftarrow t & \text{if } t < \frac{1}{4} \text{ in} \\ a_{\max} \leftarrow t - \frac{1}{16} \text{ in} & \text{otherwise} \end{cases}$$

Para calcular la resistencia a la tensión de la soldadura se deberá de tomar el menor de los siguientes tres valores:

$$\phi R_{nw} = [0.75(0.60 F_{EXX} t_e)] \leftarrow \text{Resistencia del metal de aportación}$$



$$\phi R_{nw} = 1.0(0.60 \cdot F_y \cdot t)$$



Resistencia del metal base (fluencia)

$$\phi R_{nw} = 0.75(0.60 \cdot F_u \cdot t)$$



Resistencia del metal base (ruptura)

FEXX es el valor del electrodo, es decir el metal que unirá (en este caso) la placa Gusset con el HSS. Dicho valor lo da la tabla D1.1 del AWS (American Welding Society), el cual para metales A572 Gr50 se recomienda un electrodo E60XX o bien uno E70XX. Las “X” son para nombrar posición de soldado (lo cual nosotros no lo decidimos). Se decidió usar E70XX, ya que son más comerciales

De igual manera, se requiere calcular la resistencia a la tensión del elemento (en este caso del HSS), al igual que la resistencia a la tensión de la soldadura, se deberá tomar el mínimo valor posible:

$$\phi T_n := \min \left(\left(\begin{array}{l} 0.90 \cdot F_y \cdot A_{\text{sección HSS}} \\ 0.75 \cdot F_u \cdot U \cdot A_{\text{sección HSS}} \end{array} \right) \right)$$

El valor de “U”, es un valor correctivo debido a que la transmisión de la carga no es al 100%. En la Tabla D3.1 del manual AISC, se dan diferentes ecuaciones para encontrar dicho valor de “U”. La Fig. 118 muestra el caso 6 de dicha tabla, ya que es el caso que nos corresponde.

6	HSS rectangular	con una placa de empalme concéntrica individual	$l \geq H \dots U = 1 - \bar{x}/l$ $\bar{x} = \frac{B^2 + 2BH}{4(B+H)}$	
		con dos placas de empalme laterales	$l \geq H \dots U = 1 - \bar{x}/l$ $\bar{x} = \frac{B^2}{4(B+H)}$	

Fig. 118 Caso 6 tabla D3.1 AISC

En la Fig. 118 se puede observar que solo se puede soldar a los lados del perfil HSS, mas no a lo largo de H, por ende se derivan las siguientes fórmulas para encontrar la longitud adecuada de soldadura (si se pudiese soldar a lo largo de “H”, las ecuaciones cambiarían)

$$F_1 := \frac{\phi T_n \cdot y}{1d} \quad L_{w1} := \frac{F_1}{\phi R_n}$$

$$F_3 := \frac{\phi T_n \cdot d - \phi T_n \cdot y}{1d} \quad L_{w3} := \frac{F_3}{\phi R_n}$$



En el diagrama de abajo (Fig. 119) se muestra como es la geometría de la unión de la placa Gusset con el perfil HSS. Abajo se muestra la secuencia de cálculo para encontrar la longitud de la soldadura:

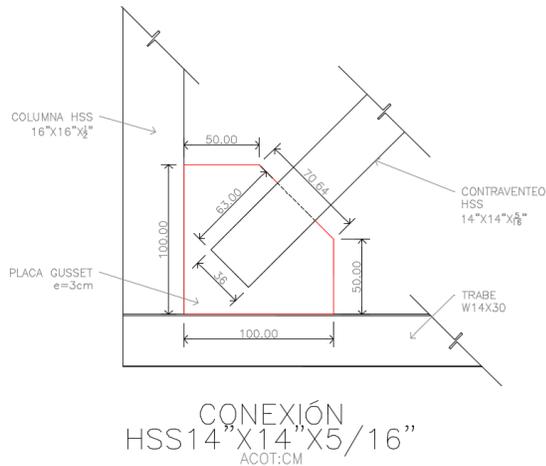


Fig. 119 Conexión propuesta

Soldadura de la conexión HSS

Datos

$$F_{EXX} := 70 \text{ ksi} \quad b_{HSS} := 14 \text{ plg} \quad L_w := (1) \cdot (b_{HSS}) = 35.56 \text{ cm}$$

$$y := \frac{b_{HSS}}{2} \quad d := b_{HSS} \quad l_{sold} := 126.42 \text{ cm}$$

$$a_{min} := \begin{cases} a_{min} \leftarrow \frac{1}{8} \text{ in} & \text{if } t \leq \frac{1}{4} \text{ in} \\ a_{min} \leftarrow \frac{3}{16} \text{ in} & \text{if } \frac{1}{4} \text{ in} < t \leq \frac{1}{2} \text{ in} \\ a_{min} \leftarrow \frac{1}{4} \text{ in} & \text{if } \frac{1}{2} \text{ in} < t \leq \frac{3}{4} \text{ in} \\ a_{min} \leftarrow \frac{5}{16} \text{ in} & \text{otherwise} \end{cases} = \frac{3}{16} \cdot \text{in} \quad a_{max} := \begin{cases} a_{max} \leftarrow t & \text{if } t < \frac{1}{4} \text{ in} \\ a_{max} \leftarrow t - \frac{1}{16} \text{ in} & \text{otherwise} \end{cases} = \frac{457}{2000} \cdot \text{in}$$

$$a := \frac{5}{16} \text{ in} \quad t_e := \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot a = 5.613 \cdot \text{mm}$$



Resistencia de Diseño

Para el metal de aportación

$$\phi R_{nw} := 0.75(0.60 \cdot F_{EXX} \cdot t_e) = 1.243 \cdot \frac{\text{Ton}}{\text{cm}}$$

Para el metal base

$$\phi R_{n1} := 1.0(0.60 \cdot F_y \cdot t) = 1.559 \cdot \frac{\text{Ton}}{\text{cm}}$$

$$\phi R_{n2} := 0.75(0.60 \cdot F_u \cdot t) = 1.52 \cdot \frac{\text{Ton}}{\text{cm}}$$

$$\phi R_n := \min \left(\begin{array}{l} (\phi R_{nw}) \\ (\phi R_{n1}) \\ (\phi R_{n2}) \end{array} \right) = 1.243 \cdot \frac{\text{Ton}}{\text{cm}}$$

Resistencia a la tensión

$$x := \frac{B^2 + (2) \cdot (B) \cdot (H)}{(4) \cdot (B + H)} = 0.133 \text{ m}$$

$$U := 1 - \frac{x}{l_{\text{sold}}} = 0.895$$

$$\phi T_n := \min \left(\begin{array}{l} (0.90 \cdot F_y \cdot A_{\text{sección HSS}}) \\ (0.75 \cdot F_u \cdot U \cdot A_{\text{sección HSS}}) \end{array} \right) = 310.548 \cdot \text{Ton}$$

$$F_1 := \frac{\phi T_n \cdot y}{1d} = 155.274 \cdot \text{Ton}$$

$$L_{w1} := \frac{F_1}{\phi R_n} = 1.249 \cdot \text{m}$$

$$F_3 := \frac{\phi T_n \cdot d - \phi T_n \cdot y}{1d} = 155.274 \cdot \text{Ton}$$

$$L_{w3} := \frac{F_3}{\phi R_n} = 1.249 \cdot \text{m}$$

Esos 1.25m se repartirán en dos caras del elemento, por ende se soldarán 63cm de un lado y 63cm del otro lado (Fig.120). En el esquema de abajo, se muestran los símbolos de la soldadura. El triángulo muestra que será soldadura de filete, mientras que el número a la izquierda de dicho triángulo nos indica el espesor de la soldadura y el número que se encuentra a la derecha del miembro nos indica la longitud del cordón de soldadura. En la Tabla 8-2 del Manual AISC, viene de manera más detallada los símbolos a utilizar para los distintos tipos de soldadura.

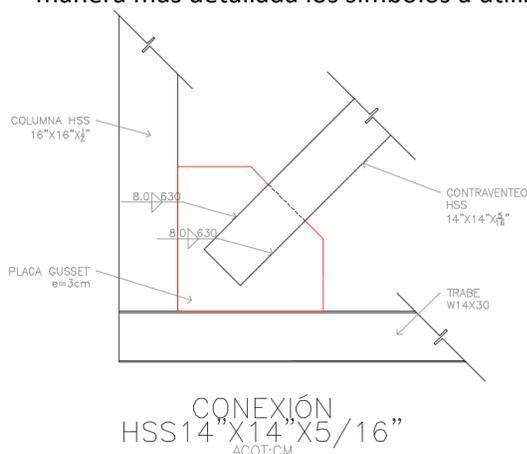


Fig. 120 Longitud de soldadura



10.2 Diseño de placa Gusset

Se puede definir a la placa Gusset, como aquel elemento estructural que permite la unión entre el contra ventero, la viga y columna que llegan a dicho nodo. En la Fig. 121 se observa un esquema alusivo a lo citado con anterioridad, donde se ven ciertos parámetros que se utilizarán en los siguientes cálculos. Para decir que dicho diseño de la placa es óptimo se debe de cumplir:

- 1.-Resistencia a la Tensión
- 2.-Resistencia a cortante vertical
- 3.-Resistencia por bloque de cortante
- 4.-Resistencia a la compresión
- 5.-Capacidad de la soldadura, aplicando método LRFD.

A continuación, se muestran las ecuaciones necesarias para obtener cada uno de los puntos anteriores:

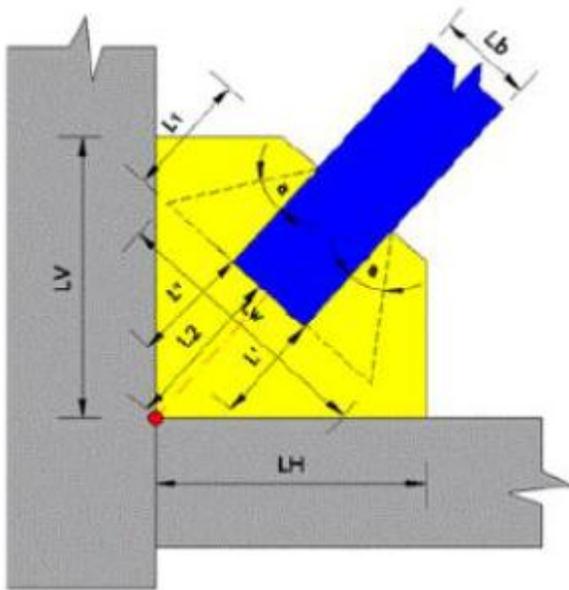


Fig. 121 Esquema de placa Gusset

Para la **resistencia a la tensión** se tiene como el menor valor de las siguientes ecuaciones:

$$L_w = (2) \cdot (L_1) \cdot (\tan(\alpha)) + L_b \quad A_w = (L_w) \cdot (t_p)$$



$$\phi T_n = (\phi) \cdot (F_y) \cdot (A_w)$$

$$\phi T_n = (0.75) \cdot (F_u) \cdot (U) \cdot (A_w)$$



Mínimo

Donde:

A_w es el área de la sección de la placa Gusset

L_w es el ancho de la sección de Whitmore

t_p es el espesor de la placa

ϕ es el factor de diseño igual a 0.9

ϕR_n capacidad de diseño a tensión

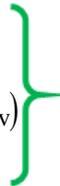
En la Fig. 116 se observa un parámetro α el cual es recomendable tomarlo como 30°

“U” es un factor de corrección, previamente se vio en la Fig. 113.

Para la **resistencia a cortante vertical** se tiene las siguientes ecuaciones:

$$A_{gv} = (L_1 + L_2) \cdot (t_p)$$

$$\phi R_n = (0.6) \cdot (F_y) \cdot (A_{gv})$$



**Capítulo J,
sección 4-3**

Donde:

L_1 Longitud indicada con en la Fig. 102

L_2 Longitud indicada con en la Fig. 102

A_{gv} es el área bruta a cortante

Para la **resistencia por bloque de cortante** se tiene las siguientes ecuaciones:

* La fluencia al cortante y fractura a tensión viene dada por:

$$\phi R_{n1} = (\phi) \cdot [(0.6) \cdot (F_u) \cdot (A_{nv}) + (U_{bs}) \cdot (F_u) \cdot (A_{nt})]$$



Ecuación J4-5

$$\phi R_{n2} = (\phi) \cdot [(0.6) \cdot (F_y) \cdot (A_{gv}) + (U_{bs}) \cdot (F_u) \cdot (A_{nt})]$$



Ecuación J4-5

*La fluencia a tensión y fractura a cortante, viene dada por

Donde: A_{nt} Área Neta a tensión $A_{nt} = (L_b) \cdot (t_p)$

A_{gt} Área bruta a tensión

L_b Longitud "b" del HSS

A_{nv} Área Neta a cortante $A_{nv} = A_{gv} = (L_1 + L_2) \cdot (t_p)$

$\phi = 0.75$ valor debido al tratarse de una falla frágil



La capacidad por bloque de cortante viene dado por el menor de los valores de ϕR_{n1} y ϕR_{n2}

* La **resistencia a la compresión** se obtiene mediante las siguientes ecuaciones:

$$L_g := \frac{L' + L'' + L_2}{3} \quad I_g := \frac{(L_w) \cdot (t_p)^3}{12} \quad r_{gusset} := \sqrt{\frac{I_g}{A_w}}$$

Al igual que las columnas, se debe de encontrar la longitud efectiva de la placa, la cual está dada por la ecuación:

$$K_{gusset} := \frac{K_m}{\sqrt{1 + \frac{1}{1 + \frac{(2) \cdot (L_w)}{L_g}}}}}$$

Donde:

$K_m = 0.5$ para esquinas

$K_m = 0.6$ para placas Gusset extendidas

$K_m = 1.2$ para tipo seguro marino

Aunque es claro, que el valor de K_m en este caso es de 0.5, se tomará conservadoramente el valor de 1.2.

De manera análoga, se obtiene el valor del esfuerzo crítico (F_{cr}), para después obtener el valor de la carga crítica. A continuación se muestran dichas ecuaciones:

$$F_{e} := \frac{(\pi^2) \cdot (E)}{\left[\frac{(K_{gusset}) \cdot (L_g)}{r_{gusset}} \right]^2} \quad F_{cr} := \begin{cases} \left[\frac{(F_y)}{(F_e)} \right] & \text{if } \frac{F_y}{F_e} \leq 2.25 \\ (0.877) \cdot (F_e) & \text{otherwise} \end{cases} \quad \phi P_{n \text{ gusset}} := (0.9) \cdot (F_{cr}) \cdot (A_w)$$

Con anterioridad, se observó que la carga P_u , es de 165.376 Ton. A continuación se muestra la secuencia de cálculo para obtener los valores previamente expuestos. En la Fig. 122 se muestran los parámetros necesarios para poder realizar los cálculos correspondientes

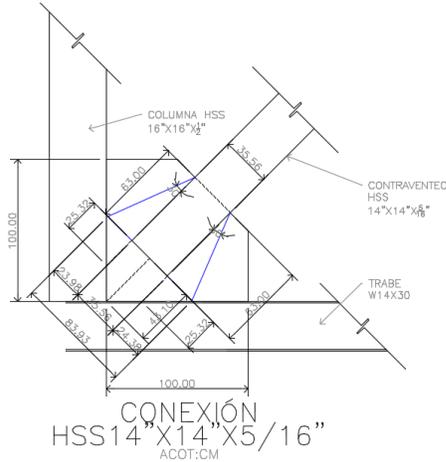


Fig. 122 Datos para cálculo de Gusset

Datos

$$\begin{aligned}
 F_y &:= 50 \text{ ksi} & L_1 &:= 63 \text{ m} \\
 F_u &:= 65 \text{ ksi} & \alpha &:= 30^\circ \\
 t_p &:= 3 \text{ cm} & L_b &:= 14 \text{ plg} = 35.56 \text{ cm} \\
 L' &:= 25.32 \text{ cm} & l_{\text{sold}} &:= 126 \text{ cm} \\
 L'' &:= 25.32 \text{ cm} & K_m &:= 1.2 \\
 L_2 &:= 43.1 \text{ cm} & L_w &:= 23.98 \text{ cm} + 35.56 \text{ cm} + 24.38 \text{ cm} = 83.92 \text{ cm} \\
 E &:= 29000 \text{ ksi}
 \end{aligned}$$

Operaciones

$$B := (L_b) = 0.356 \text{ m}$$

$$L_g := \frac{L' + L'' + L_2}{3} = 31.247 \text{ cm}$$

$$H := (L_b) = 0.356 \text{ m}$$

$$I_g := \frac{(L_w) \cdot (t_p)^3}{12} = 188.82 \text{ cm}^4$$

$$x := \frac{B^2 + (2) \cdot (B) \cdot (H)}{(4) \cdot (B + H)} = 0.133 \text{ m}$$

$$U := 1 - \frac{x}{l_{\text{sold}}} = 0.894$$

$$A_w := (L_w) \cdot (t_p) = 251.76 \text{ cm}^2$$

$$r_{\text{gusset}} := \sqrt{\frac{I_g}{A_w}} = 0.866 \text{ cm}$$

Resistencia a la tensión

$$\phi T_{n1} := \min \left(\left(\begin{array}{l} 0.90 \cdot F_y \cdot A_w \\ 0.75 \cdot F_u \cdot U \cdot A_w \end{array} \right) \right) = 771.575 \cdot \text{Ton}$$

Resistencia a cortante vertical

$$A_{gv} := (L_1 + L_2) \cdot (t_p) = 1.903 \cdot \text{m}^2$$

$$U_{bs} := 1$$

$$A_{nv} := A_{gv}$$

$$A_{nt} := (L_b) \cdot (t_p)$$

$$A_{gt} := A_{nt}$$

$$\phi T_{n2} := (0.6) \cdot (F_y) \cdot (A_{gv}) = 4.014 \times 10^4 \cdot \text{Ton}$$



Resistencia por bloque de cortante

$$\phi T_{n3} := \begin{cases} 0.75 \cdot (0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv} + F_u \cdot U_{bs} \cdot A_{nt}) & \text{if } 0.6 F_y \cdot A_{gv} < 0.6 F_u \cdot A_{nv} = 30468.216 \cdot \text{Ton} \\ 0.75 \cdot (0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv} + F_u \cdot U_{bs} \cdot A_{nt}) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\phi T_n := \min(\phi T_{n3}) = 771.575 \cdot \text{Ton}$$

Resistencia a la compresión

$$K_{\text{gusset}} := \frac{K_m}{\sqrt{1 + \frac{1}{1 + \frac{(2) \cdot (L_w)}{L_g}}}}} = 1.116$$

$$F_{\text{cr}} := \begin{cases} \left[(F_y) \cdot 0.658 \left(\frac{F_y}{F_e} \right) \right] & \text{if } \frac{F_y}{F_e} \leq 2.25 = 3.123 \times 10^4 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \\ (0.877) \cdot (F_e) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\frac{(K_{\text{gusset}}) \cdot (L_w)}{r_{\text{gusset}}} = 108.108$$

$$\phi P_{\text{n gusset}} := (0.9) \cdot (F_{\text{cr}}) \cdot (A_w) = 707.532 \text{Ton}$$

$$F_e := \frac{(\pi^2) \cdot (E)}{\left[\frac{(K_{\text{gusset}}) \cdot (L_g)}{r_{\text{gusset}}} \right]^2} = 12.419 \frac{\text{Ton}}{\text{cm}^2}$$

Se observa que la resistencia a la compresión de la placa, es mayor a P_u y además es mayor a la que soporta el contra venteo, por ende el diseño es correcto.

Para el diseño de la conexión soldada entre la placa Gusset, la viga inferior y la columna, se utiliza el método de fuerzas uniformes (MFU), para ello es necesario mirar la nomenclatura a utilizar (Fig.123). En la Fig. 124 se observan los valores de dichos datos.

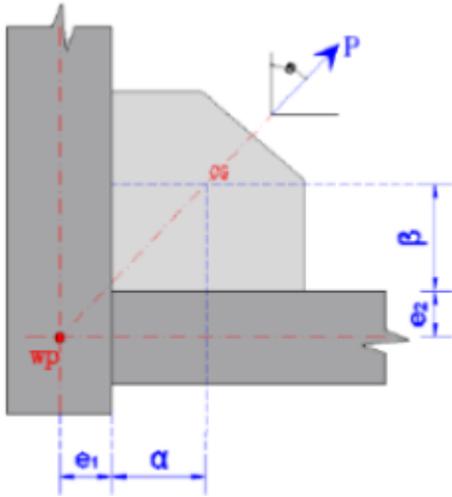


Fig. 123 Datos para el método MFU

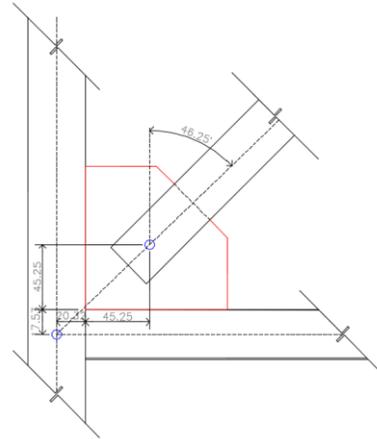


Fig. 124 Valores para el método MFU

Además para que la conexión permanezca libre de momentos en los interfaces de conexión, la siguiente expresión debe cumplirse:

$$\alpha - (\beta) \cdot (\tan(\phi)) = (e_2) \cdot (\tan(\phi)) - e_1$$

Como se observa, los valores de α y β se pueden cambiar, de tal manera que se haga verdadera la ecuación. Abajo se inicia la secuencia de cálculo. En la Fig. 125 se observa la longitud de soldadura de la placa Gusset

Diseño de cordón de soldadura

$$\alpha := 45.25 \text{ cm}$$

$$\beta := 45.25 \text{ cm}$$

$$P_u := 165.376 \text{ Ton}$$

$$e_1 := 20.32 \text{ cm}$$

$$e_2 := 17.53 \text{ cm}$$

$$F_{EXX} := 70 \text{ ksi}$$

$$\phi := 46.25^\circ$$

$$a := \frac{5}{16} \text{ in} = 7.938 \text{ mm} \quad L_{\text{soldadura}} := 70 \text{ cm}$$

Operaciones

$$t_e := \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot a = 5.613 \cdot \text{mm}$$

$$r := \sqrt{(\alpha + e_1)^2 + (\beta + e_2)^2} = 90.779 \text{ cm}$$

$$V_1 := (\beta) \cdot \left(\frac{P_u}{r} \right) = 82.434 \text{ Ton}$$

$$V_2 := (e_2) \cdot \left(\frac{P_u}{r} \right) = 31.935 \text{ Ton}$$



$$H_1 := (e_1) \cdot \left(\frac{P_u}{r}\right) = 37.018 \text{ Ton} \quad H_2 := (\alpha) \cdot \left(\frac{P_u}{r}\right) = 82.434 \text{ Ton}$$

$$H_{\text{tot}} := H_1 + H_2 = 119.452 \text{ Ton} \quad V_{\text{tot}} := V_1 + V_2 = 114.37 \text{ Ton}$$

$$\phi R_{\text{nw}} := (0.75) \cdot (0.6) \cdot (L_{\text{soldadura}}) \cdot (a) \cdot (F_{\text{EXX}}) = 123.053 \cdot \text{Ton}$$

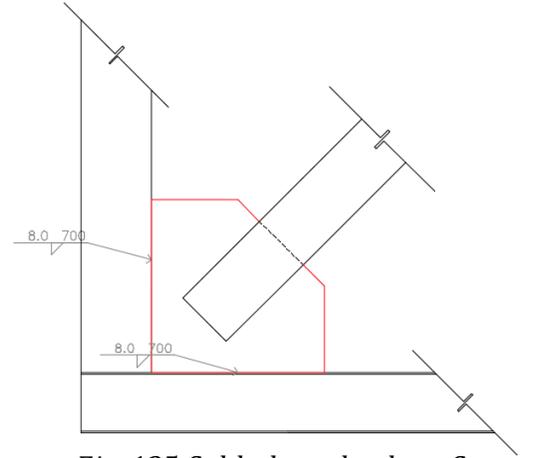


Fig. 125 Soldadura de placa Gusset

¿ conexión libre de momentos? := $\begin{cases} \text{"si, la conexión es adecuada"} & \text{if } \alpha - (\beta) \cdot (\tan(\phi)) = (e_2) \cdot (\tan(\phi)) - e_1 \\ \text{"no, se debe de proponer otra geometría"} & \text{otherwise} \end{cases}$

¿ conexión libre de momentos? = "si, la conexión es adecuada"

II. DISEÑO DE CONEXIONES

11.1 Características de los tornillos de alta resistencia

Actualmente, se utilizan dos tipos de tornillos, los llamados comunes y los de alta resistencia. Se designan, con el nombre que les dan las normas de ASTM para especificar sus características químicas y mecánicas, los primeros como tornillos A-307 y los de alta resistencia como tornillos A-325 (H-124) ó A-490 (H-123). En el mercado se pueden encontrar como tornillos tipo 1, 2 o 3. En las Tablas 25 a la 27, se muestran las características que se deben de cumplir para cada tipo:

Tipo 1	
Tornillo A325	Tornillo A490
Tornillos de acero semidulce, son los sujetadores de mayor disponibilidad. Puede usarse para altas temperaturas.	Tornillos de acero de aleación, también con buena disponibilidad. Puede usarse para altas temperaturas.

Tabla 25 características de tornillos estructurales A35, A490 Tipo 1

Tipo 2	
Tornillo A325	Tornillo A490
Acero de bajo carbón se usa como alternativa al de tipo 1 para temperaturas atmosféricas	Acero de bajo carbón se usa como alternativa al de tipo 1 para temperaturas atmosféricas

Tabla 26 características de tornillos estructurales A35, A490 Tipo 2



Tipo 3	
Tornillo A325	Tornillo A490
Los tornillos están manufacturados con acero resistente a la corrosión comparable a los tornillos del tipo A588 (acero de resistencia ala interperie)	Los tornillos están manufacturados con acero resistente a la corrosión comparable a los tornillos del tipo A588 (acero de resistencia ala interperie)

Tabla 27 características de tornillos estructurales A35, A490 Tipo 3

En la Fig. 126 se observa a manera de esquema como poder identificar dichos tornillos:

Type	A325		A490	
	Bolt	Nut	Bolt	Nut
1	(1) XYZ A325	MFG identification (typical) Grade C Grade Mark (2) D, DH, 2 or 2H	XYZ A490	XYZ DH DH or 2H (2)
2	XYZ A325 / \ / \ Note mandatory 3 radial lines at 60°	Same as Type 1	XYZ A490 / \ / \ Note mandatory 6 radial lines at 30°	Same as Type 1
3	(3) XYZ A325 underline	(3) DH3	(3) XYZ A490 underline	(3) DH3

- (1) Additional optional 3 radial lines at 120° may be added.
 (2) Type 3 also acceptable.
 (3) Additional optional mark indicating weathering grade may be added.

Fig. 126 Identificación de tornillos estructurales A325 y A490

11.2 Pretensión de los tornillos estructurales

Anteriormente todos los tornillos estructurales requerían una pretensión suficiente para inducir una alta presión entre las piezas que eran conectadas de modo que el cortante que es transmitido entre los miembros, sea transmitido por fricción entre las piezas. Sin embargo, hoy en día solamente cuando la conexión es de deslizamiento crítico y cuando los tornillos están sujetos a tensión directa se requiere pretensión inicial. Se debe evitar este tipo de conexiones, debido a que requieren de equipo especializado y por ende un operario experimentado, lo cual se refleja en mayor costo de la obra. Al tener una pretensión inicial, estas soportan más carga que los demás tipos de conexiones (se verán más adelante). Cuando los tornillos no requieren una pretensión inicial, cualquier persona los puede colocar, por ende es más económica la colocación

11.3 Modos de falla y resistencia de los sujetadores

En la Fig. 127 se observan de manera esquemática los tipos de falla que pueden tener las conexiones atornilladas.

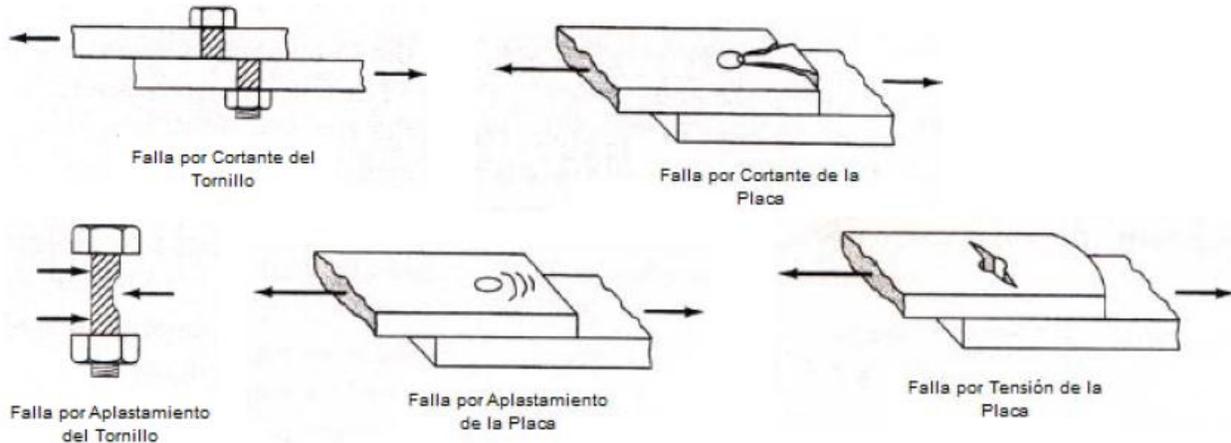


Fig. 127 Modos de falla en conexiones atornilladas

En la parte de abajo se muestran los cálculos correspondientes para los distintos modos de falla de las conexiones:

Diseño por aplastamiento

La resistencia al aplastamiento en los agujeros es regida ya sea por el desgarramiento (ruptura del bloque entre tornillos) o por la deformación por aplastamiento (formación de pliegues en la placa). El estado límite de resistencia al aplastamiento está definido por el tipo de agujero y/o formación de óvalos del agujero. El AISC define varias categorías de resistencias nominales de aplastamiento:

Para sujetadores con agujeros estándar, sobre-dimensionados y alargados, cortos, independientemente de la dirección de la carga, o alargados con la ranura paralela a la dirección de la fuerza de aplastamiento, se tienen dos ecuaciones, las cuales a su vez dependen de los parámetros mostrados abajo:

*** Cuando la deformación en la carga de servicio sea un factor a considerar en el diseño.**

$$R_n = \begin{cases} (1.2) \cdot (L_c) \cdot (t) \cdot (F_u) & \text{if } L_c \leq (2) \cdot (d_b) \\ (2.4) \cdot (d_b) \cdot (t) \cdot (F_u) & \text{otherwise} \end{cases}$$

*** Cuando la deformación en la carga de servicio no sea un factor a considerar en el diseño.**

$$R_n = \begin{cases} (1.5) \cdot (L_c) \cdot (t) \cdot (F_u) & \text{if } L_c \leq (2) \cdot (d_b) \\ (3) \cdot (d_b) \cdot (t) \cdot (F_u) & \text{otherwise} \end{cases}$$



***Para sujetadores con agujeros alargados perpendicular a la dirección de la fuerza se tiene:**

$$R_n = \begin{cases} (1) \cdot (L_c) \cdot (t) \cdot (F_u) & \text{if } L_c \leq (2) \cdot (d_b) \\ (2) \cdot (d_b) \cdot (t) \cdot (F_u) & \text{otherwise} \end{cases}$$

Donde:

L_c distancia entre los bordes de agujeros adyacentes en la dirección de la fuerza.

d_b diámetro nominal de la parte no roscada del vástago.

t espesor de la parte de la placa donde el tornillo ejerce el aplastamiento.

F_u resistencia a tensión de la parte de la placa donde el tornillo ejerce el aplastamiento.

Diseño por resistencia al cortante con la rosca fuera de los planos de corte.

Cabe destacar, que también existe el diseño por resistencia dentro de los planos de corte, pero como su nombre lo indica, se deberá de verificar que la rosca se encuentre dentro de los planos de corte, por ende se decidió este tipo de diseño. Para identificar las conexiones con la rosca fuera de los planos de corte, se coloca la resistencia del tornillo y la letra X, si usamos tornillos A325 sería A35-X.

En la Fig. 128 se observa la tabla J3.2 del manual AISC

Description of Fasteners	Nominal Tensile Stress, F_t , ksi (MPa)	Nominal Shear Stress in Bearing-Type Connections, F_n , ksi (MPa)
A307 bolts	45 (31.0) ⁽¹⁾⁽²⁾	24 (16.5) ⁽¹⁾⁽²⁾⁽³⁾
A325 or A325M bolts, when threads are not excluded from shear planes	90 (62.0) ⁽⁴⁾	48 (33.0) ⁽⁵⁾
A325 or A325M bolts, when threads are excluded from shear planes	90 (62.0) ⁽⁴⁾	60 (41.4) ⁽⁵⁾
A490 or A490M bolts, when threads are not excluded from shear planes	113 (78.0) ⁽⁴⁾	60 (41.4) ⁽⁵⁾
A490 or A490M bolts, when threads are excluded from shear planes	113 (78.0) ⁽⁴⁾	75 (52.0) ⁽⁵⁾
Threaded parts meeting the requirements of Section A3.4, when threads are not excluded from shear planes	0.75 F_u ⁽⁶⁾⁽⁷⁾	0.40 F_u
Threaded parts meeting the requirements of Section A3.4, when threads are excluded from shear planes	0.75 F_u ⁽⁶⁾⁽⁷⁾	0.50 F_u

⁽¹⁾Subject to the requirements of Appendix 3.
⁽²⁾For A307 bolts the tabulated values shall be reduced by 1 percent for each 1/8 in. (2 mm) over 5 diameters of length in the grip.
⁽³⁾Threads permitted in shear planes.
⁽⁴⁾The nominal tensile strength of the threaded portion of an upset rod, based upon the cross-sectional area at its major thread diameter, A_s , which shall be larger than the nominal body area of the rod before upsetting times F_t .
⁽⁵⁾For A325 or A325M and A490 or A490M bolts subject to tensile fatigue loading, see Appendix 3.
⁽⁶⁾When bearing-type connections used to apply tension members have a fastener pattern whose length, measured parallel to the line of force, exceeds 90 in. (2270 mm), tabulated values shall be reduced by 20 percent.

Para decir que el tornillo está dentro del plano de corte se denota con la letra "N". Retomando el ejemplo de los tornillos A-325 sería A325-N. La ecuación para encontrar la resistencia nominal dentro de los planos de corte es igual a la expresada anteriormente, lo único que cambia es el valor de F_{nv} , el cual podemos observar es menor, por ende la resistencia al corte de los tornillos dentro del plano de corte es menor a la resistencia de los tornillos fuera del plano de corte.

$$\phi R_n = (0.75) \cdot (F_{nv}) \cdot (n_s) \cdot (A_b)$$

Fig. 128 Tabla J3.2



Donde:

ϕ factor de seguridad acorde al método LRFD, el cual es de 0.75

F_{nv} esfuerzo cortante nominal del tornillo, se puede obtener de la tabla J3.2 del manual AISC

n_s número de planos de corte

A_b área transversal del vástago no roscada del sujetador

Diseño por bloque de cortante

En la Fig. 129 se observan las áreas a cortante y a tensión (líneas rojas) que está sometido nuestro elemento. Al igual que en el diseño de contra venteos, aquí se analizará el bloque de cortante, se utilizará el mismo algoritmo que el utilizado en el punto 10.2

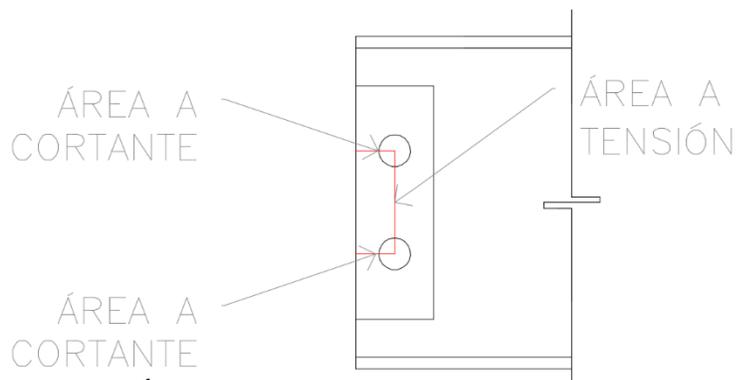


Fig. 129 Área a cortante y a tensión de la conexión

Separación entre tornillos

Existen ecuaciones las cuales nos permite encontrar de manera precisa dicha longitud, sin embargo se utilizarán como **separación mínima** $(1.5)(d_b)$ donde d_b es el diámetro del tornillo; se utilizará como **separación recomendada** $(3)(d_b)$. Para encontrar la separación máxima de los tornillos se utilizarán las siguientes expresiones, especificada en el AISC J3.5:

Para perfiles estructurales

Para miembros pintados o sin pintar no expuestos a la corrosión

Para miembros de acero sin pintarexpuestos a la intemperie (sujetos a la corrosión atmosférica)



Para la **separación al borde de la placa** se rige por el tipo de **diseño por aplastamiento**. Como se observa, entre menor sea la separación al borde, menor será la resistencia.

También existen las conexiones por deslizamiento crítico, sin embargo, no se menciona nada acerca de esta, puesto que no se utilizarán en la tesina.

11.4 Diseño de conexión viga principal- viga secundaria (PR)

El diseño de conexiones no es tan flexible como el diseño de los elementos principales que conforman a la estructura (vigas principales, placas, columnas, etc.), ya que está profundamente ligado a pruebas de laboratorio, es decir, que uno no puede proponer una conexión sin antes verificar si alguna asociación lo ha probado antes. Las conexiones aquí mostradas, son tomadas del AISC, es decir no fueron inventadas. Otra cosa que el lector debe tener en cuenta es que las conexiones deben escogerse acorde a muchos factores, (costo, mano de obra, facilidad de detallado, etc.), sin embargo el más importante de todos, es que debe de cumplir con la representación de nuestro modelo analítico, es decir, si la conexión de una viga principal con una columna, representa un nodo rígido, la conexión que se escoja debe de ser rígida. Para el AISC dicha conexión se le conoce como FR (Full Restriction). Por otro lado, si en nuestro modelo analítico se tiene una articulación se deberá de escoger una conexión tipo PR (Partial Restriction). En la parte 10 del manual AISC se dan una serie de tablas con conexiones probadas. Otra manera de calcular conexiones es con el programa CYPECAD.

Como se ha venido realizando a lo largo de la tesina, se mostrará el cálculo más desfavorable. En esta ocasión se encuentra en el entrepiso 5. La Fig. 130 y 131 muestran la conexión propuesta. Debido a que en nuestro modelo analítico, las vigas secundarias se modelaron como simplemente apoyadas (es decir con articulaciones en los extremos), se utilizará una conexión PR. En la parte de abajo se muestra el cálculo correspondiente para las vigas secundarias, el cual debe de satisfacer los cálculos de la viga principal. La Fig. 132 muestra el corte A-A. No se muestra el cálculo para la viga principal, ya que es exactamente el mismo procedimiento, solo cambian dos cosas; el espesor del alma y el valor de n_s (número de planos de corte) que en este caso es 1 no 2.

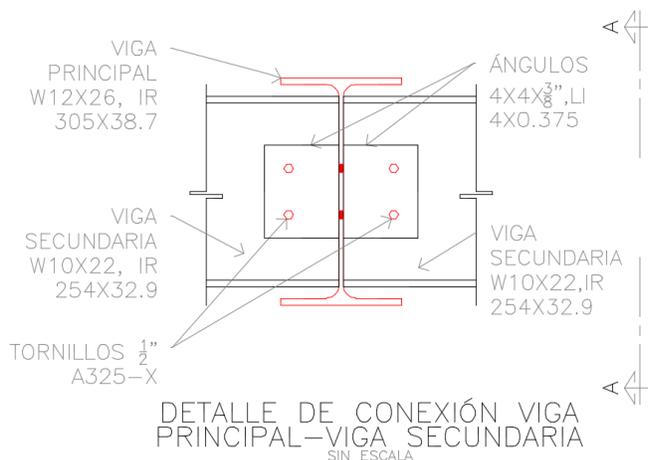


Fig. 130 Detalle de conexión VP – VS

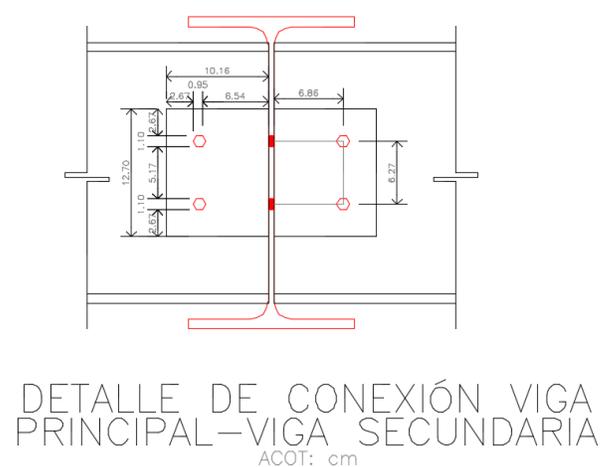


Fig. 131 Dimensiones de conexión



L4"x4"x3/8" AISC, LI 4"x0.375 Gerdau-Corsa

Datos

$$d_b := \frac{1}{2} \text{plg} = 1.27 \cdot \text{cm}$$

$$F_y := 50 \text{ksi}$$

$$L_c := 2.67 \text{cm}$$

$$F_u := 65 \text{ksi}$$

$$t := t_{\text{alma de la trabe}}$$

$$t_{\text{alma de la trabe}} := 0.24 \text{plg} = 0.6096 \cdot \text{cm}$$

$$n_s := 2$$

$$F_{nv} := 60 \text{ksi}$$

$$R_u := 9.5 \text{Ton}$$

$$A_b := \left(\frac{\pi}{4} \right) \cdot (d_b)^2 = 1.267 \cdot \text{cm}^2$$

$$U_{bs} := 1$$

Diseño por aplastamiento

$$\phi R_{n1} := \begin{cases} \left[(1.2) \cdot (L_c) \cdot (t) \cdot (F_u) \right] & \text{if } L_c \leq (1.5) \cdot (d_b) \\ (2.4) \cdot (d_b) \cdot (t) \cdot (F_u) & \text{otherwise} \end{cases} = 8.491 \cdot \text{Ton}$$

Con tornillos con la rosca fuera del plano de corte (A325-X).

$$\phi R_{n2} := (0.75) \cdot (F_{nv}) \cdot (n_s) \cdot (A_b) = 8.016 \cdot \text{Ton}$$

$$\phi R_n := \min(\phi R_n) = 8.016 \cdot \text{Ton}$$

$$\# \text{de tornillos} := \frac{R_u}{\phi R_n} = 1.185$$

Se proponen 2 tornillos, el mínimo de tornillos debe de ser 2



Revisión por bloque de cortante

$$A_{gt} := (6.27\text{cm}) \cdot (t_{\text{alma de la trabe}}) = 3.822 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{nt} := A_{gt} - (1) \cdot \left(d_b + \frac{1}{8} p l g \right) \cdot (t_{\text{alma de la trabe}}) = 2.854 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{gv} := (2) \cdot (6.86\text{cm}) \cdot (t_{\text{alma de la trabe}}) = 8.364 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{nv} := A_{gv} - (2) \cdot (0.5) \cdot \left(d_b + \frac{1}{8} p l g \right) \cdot (t_{\text{alma de la trabe}}) = 7.396 \cdot \text{cm}^2$$

$$\phi T_n := \left[\begin{array}{l} \left[0.75 \cdot (0.6 F_y \cdot A_{gv} + F_u \cdot U_{bs} \cdot A_{nt}) \right] \text{ if } 0.6 F_y \cdot A_{gv} < 0.6 F_u \cdot A_{nv} \\ \left[0.75 \cdot (0.6 F_u \cdot A_{nv} + F_u \cdot U_{bs} \cdot A_{nt}) \right] \text{ otherwise} \end{array} \right] = 23.014 \cdot \text{Ton}$$

$$\zeta_{\text{conexión adecuada?}} := \left| \begin{array}{l} \text{"si" if } \phi T_n \geq R_u \\ \text{"no, redimensionar" otherwise} \end{array} \right. = \text{"si"}$$

Cálculo del espesor de los ángulos

$$t_{\text{ángulo}} := 9.525\text{mm}$$

$$A_{gv \text{ ángulo}} := (6.86\text{cm}) \cdot (t_{\text{ángulo}}) = 6.534 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{nv \text{ ángulo}} := A_{gv \text{ ángulo}} - \left[(2) \cdot (0.5) \cdot \left(d_b + \frac{1}{8} p l g \right) \cdot (t_{\text{ángulo}}) \right] = 5.022 \cdot \text{cm}^2$$

$$(0.75) \cdot (0.6) \cdot (F_u) \cdot (A_{nv \text{ ángulo}}) = 10.328 \cdot \text{Ton}$$

$$\zeta_{\text{espesor correcto?}} := \left| \begin{array}{l} \text{"si" if } R_u \leq (0.75) \cdot (0.6) \cdot (F_u) \cdot (A_{nv \text{ ángulo}}) \\ \text{"no, proponer otro espesor" otherwise} \end{array} \right. = \text{"si"}$$

$$\zeta_{\text{espesor correcto?}} = \text{"si"}$$



Cabe destacar que en los cálculos mostrados, no se ha incluido el efecto de una posible excentricidad, sin embargo si esta se tomase en cuenta, se tendría que aplicar algún método elástico o en su defecto ir al capítulo 8 y apoyarse en las tablas ahí mostradas.

Puesto que se trata de una conexión tipo PR, se debe de verificar que la viga tendrá capacidad suficiente de rotación, sin embargo al haber obtenido el mínimo espesor de los ángulos, esto nos da la seguridad de que estos serán lo suficientemente flexibles y se deformarán, para así cumplir con la hipótesis del modelo analítico (viga articulada en los extremos). En la parte de abajo se muestran los cálculos correspondientes.

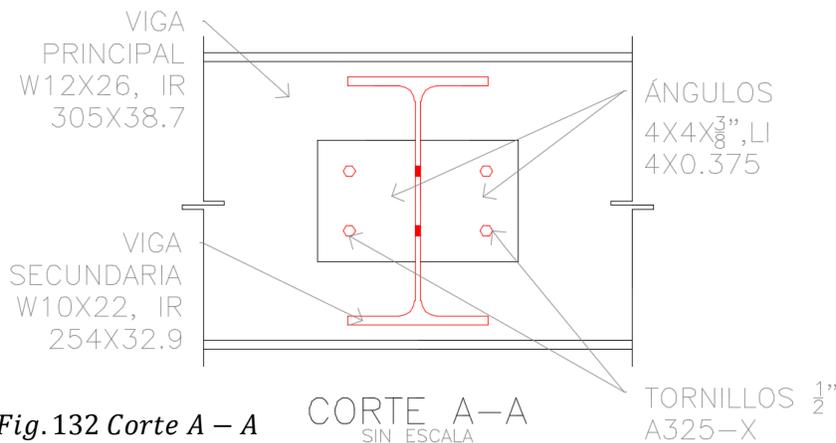


Fig. 132 Corte A – A

CORTE A-A
SIN ESCALA

TORNILLOS $\frac{1}{2}$ "
A325-X

Revisión del grado de apoyo simple

Datos

$$F_y \text{ ángulo} := 36 \text{ ksi}$$

$$E_{\text{ángulo}} := 29000 \text{ ksi}$$

$$\# \text{ tornillos reales} := 2$$

$$F_y \text{ trabe secundaria} := 50 \text{ ksi}$$

$$E_{\text{trabe secundaria}} := 29000 \text{ ksi}$$

$$\phi_t := 0.9$$

$$e_{\text{ángulo}} := (2) \cdot \left(12.7 \text{ cm} - \frac{1}{8} \text{ plg} \right) = 24.765 \text{ cm}$$

$$t_{\text{ángulo}} = \frac{3}{8} \cdot \text{plg}$$

$$Z_x \text{ trabe secundaria} := 26 \text{ plg}^3 = 426.064 \cdot \text{cm}^3$$

$$\text{Largo del ángulo} := 12.7 \text{ cm}$$

$$I_x \text{ trabe secundaria} := 118 \text{ plg}^4 = 49.115 \text{ m} \cdot \text{cm}^3$$



Operaciones

$$\Delta_{\text{ángulo}} := \frac{(F_y \text{ ángulo}) \cdot (g_{\text{ángulo}})^3}{(8) \cdot (E_{\text{ángulo}}) \cdot (t_{\text{ángulo}})^2} = 2.598 \cdot \text{cm}$$

$$P_u := (\phi R_n) \cdot (\# \text{ tornillos reales}) = 16.031 \cdot \text{Ton}$$

Dónde:

P_u máxima reacción soportada por la conexión

A continuación se encuentra la máxima longitud que debe poseer la viga, para alcanzar su límite plástico:

$$M_u := (\phi_t) \cdot (Z_x \text{ trabe secundaria}) \cdot (F_y \text{ trabe secundaria}) = 13.48 \cdot \text{Ton} \cdot \text{m}$$

$$L_{\text{máxima}} := \frac{(8) \cdot (M_u)}{(2) \cdot (P_u)} = 3.363 \text{ m}$$

Suponiendo que el momento de servicio es la mitad del momento plástico, se tiene:

$$M_s := 0.5M_u$$

$$\theta := \frac{(M_s) \cdot (L_{\text{máxima}})}{(3) \cdot (E_{\text{trabe secundaria}}) \cdot (I_x \text{ trabe secundaria})} = 0.0075457 \cdot \text{rad}$$

Si se asume que la rotación es alrededor de la parte inferior del ángulo, la deformación requerida en la parte superior de los ángulos para acomodar las rotaciones por carga de servicio en los extremos de la viga serían:

$$\Delta_{\text{necesaria para flexionarse}} := \left(\frac{\text{Largo del ángulo}}{2} \right) \cdot (\theta) = 0.048 \cdot \text{cm}$$

Debido a que la deflexión del ángulo es mayor a la requerida, esto asegura que el espesor de los ángulos propuestos es el correcto. Este cálculo no es necesario, siempre y cuando se escoja el mínimo espesor disponible.



11.5 Diseño de conexión Viga principal-Columna (FR)

Al igual que las conexiones PR, las conexiones FR deben de ser probadas por alguna asociación, que garanticen su seguridad. En la Fig.133 se observa la conexión utilizada para la tesina. Se optó por esta conexión debido a que las placas que se encuentran a los extremos de las vigas principales se pueden soldar en taller, de manera que al llegar a obra, solamente se deberán de atornillar las placas.

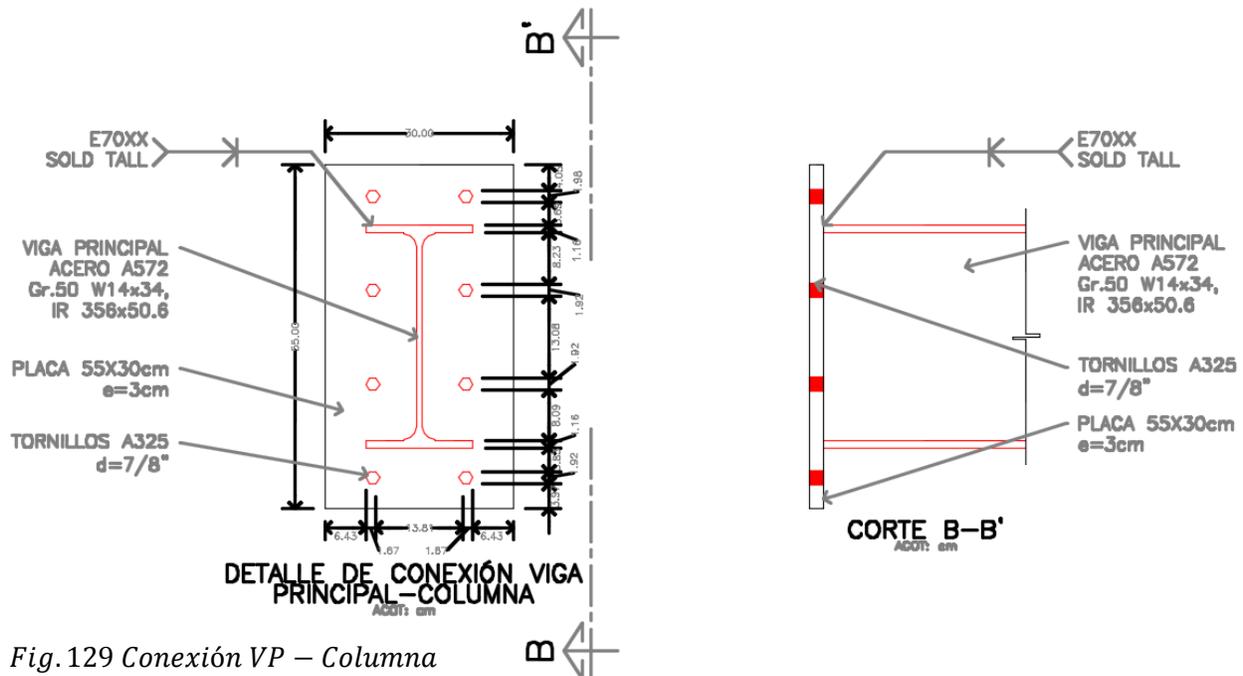


Fig. 129 Conexión VP – Columna

Conexión FR, placa en extremo. VP W14x34, Col HSS16"x16"x1/2"

Datos

F_y viga principal := 50ksi	Z_x viga principal := 54.6plg ³	ϕ_b := 0.9
d viga principal := 14plg	t patín de la viga := 0.455plg	n_s := 1
F_{EXX} := 70ksi	b patín de la viga := 6.75plg	d_b := $\frac{7}{8}$ plg
F_{ny} := 60ksi	t alma de la viga := 0.285plg	
F_y placa := 36ksi		



Operaciones

$$A_b := \left(\frac{\pi}{4}\right) \cdot (d_b)^2 = 3.879 \cdot \text{cm}^2$$

$$\phi M_n := (\phi_b) \cdot (F_y \text{ viga principal}) \cdot (Z_x \text{ viga principal}) = 28.308 \cdot \text{Ton}\cdot\text{m}$$

$$T_{u \text{ máx}} := \frac{\phi M_n}{d_{\text{viga principal}} - t_{\text{patín de la viga}}} = 82.28 \cdot \text{Ton}$$

Con tornillos con la rosca fuera del plano de corte (A325-X).

$$\phi R_n := (0.75) \cdot (F_{nv}) \cdot (n_s) \cdot (A_b) = 12.274 \cdot \text{Ton}$$

$$\# \text{de tornillos} := \frac{T_{u \text{ máx}}}{\phi R_n} = 6.704$$

Se proponen 8 tornillos #de tornillos reales := 8

Abajo se calcula la longitud necesaria de soldadura de filete, sin embargo, en esta ocasión no se podrá utilizar dicha soldadura. En el punto 10.2 de la tesina, se dieron tamaños máximos y mínimos de a . Aplicando dicho algoritmo encontramos el tamaño máximo de la soldadura, y con este su resistencia máxima. Dicha resistencia aportada por la soldadura no es suficiente, por ende se procede a utilizar una soldadura de penetración completa.

En las soldaduras de penetración completa se considera que la resistencia es la misma que el área efectiva de las piezas que son unidas, por lo tanto, en el diseño de estas soldaduras de ranura de penetración completa, siempre que la carga sea a cortante, tensión o compresión, la resistencia es regida por el material base, y no se requiere ningún cálculo adicional más que la verificación de la resistencia de la pieza que está siendo unida. En estos casos el material de aportación debe tener la misma resistencia que el de base, lo que implica que las propiedades del metal de aportación sean comparables a las del metal base. El tamaño de la soldadura, debe de ser igual al del patín de la viga



$$\phi R_{nw \text{ requerida}} := \frac{T_u \text{ máx}}{(2) \cdot (b_{\text{patín de la viga}}) - t_{\text{alma de la viga}}} = 13.726 \cdot \frac{\text{klb}}{\text{plg}}$$

Tabla 8.2, AISC parte 10.2 de la tesina

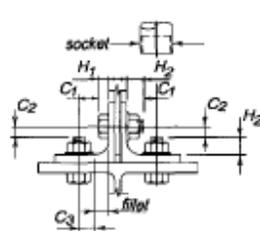
$$a_{\text{max}} := \begin{cases} a_{\text{max}} \leftarrow t_{\text{patín de la viga}} & \text{if } t_{\text{patín de la viga}} < \frac{1}{4} \text{ plg} \\ a_{\text{max}} \leftarrow t_{\text{patín de la viga}} - \frac{1}{16} \text{ plg} & \text{otherwise} \end{cases} = 0.392 \cdot \text{plg}$$

$$\phi R_{nw} := (0.75) \cdot \left(\frac{\sqrt{2}}{2} \cdot a_{\text{max}} \right) \cdot (0.60) \cdot (F_{EXX}) = 8.742 \cdot \frac{\text{klb}}{\text{plg}}$$

En la Fig.133 vemos el arreglo de la conexión así como sus distancias. Dichas distancias se obtuvieron por simples cálculos, pero las demás se obtuvieron dibujando la conexión. La distancia "S", es la distancia del borde superior del patín de la viga, hasta el centro del primer tornillo colocado en el patín superior de la viga. Si revisamos las distancias se cumple, ya que tanto la distancia calculada como la propuesta, son de 4.65cm. Para obtener dicha distancia se suma el tamaño de la soldadura de penetración completa (el ancho del patín de la viga)) más un valor dado en función del tamaño del tornillo, que se encuentra en la tabla 7-16 del AISC. La Fig.134 muestra dicha tabla:

Table 7-16
Entering and Tightening Clearance, in.
Conventional ASTM A325 and A490 Bolts

Aligned Bolts



Nominal Bolt Dia.	Socket Dia.	H ₁	H ₂	C ₁	C ₂	C ₃	
						Circular	Clipped
5/8	1 3/4	25/64	1 1/4	1	1 11/16	1 1/16	9/16
3/4	2 1/4	15/32	1 3/8	1 1/4	3/4	3/4	1 1/16
7/8	2 1/2	35/64	1 1/2	1 3/8	7/8	7/8	1 3/16
1	2 7/8	35/64	1 5/8	1 7/16	15/16	1	7/8
1 1/8	2 7/8	11/16	1 7/8	1 9/16	1 1/16	1 1/8	1
1 1/4	3 1/8	25/32	2	1 11/16	1 1/8	1 1/4	1 1/8
1 3/8	3 1/4	27/32	2 1/8	1 3/4	1 1/4	1 3/8	1 1/4
1 1/2	3 1/2	15/16	2 1/4	1 7/8	1 5/16	1 1/2	1 5/16

Fig. 134 Tabla 7 - 16 AISC $t_e := t_{\text{patín de la viga}}$ $S := 1 \frac{3}{8} \text{plg} + t_e = 4.6482 \cdot \text{cm}$



Para calcular el espesor de la placa de unión, se eligió el método menos conservador, debido a que este arroja resultados mas "exactos", por ende arroja menores espesores

En esta metodología, se supone que el momento flexionante se ajusta de forma tal que la acción del apalancamiento se puede despreciar para los cálculos. Se toma un claro efectivo b' , para poder encontrar el momento M_e

$$b' := S - \left(\frac{1}{4}\right) \cdot (d_b) - t_e = 2.937 \cdot \text{cm}$$

$$M_e = \frac{(\alpha_m) \cdot (T_u) \cdot (b')}{4}$$

Donde α_m depende de los siguientes valores:

$$\alpha_m = (C_a) \cdot (C_b) \cdot \left(\frac{A_f}{A_w}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot \left(\frac{b'}{d_b}\right)^{\frac{3}{4}}$$

C_a constante dependiente del esfuerzo de la viga y la placa de extremo.

Se tomará el valor mas grande, debido a que es el que arroja resultados mas desfavorables.

$$\left. \begin{array}{l} C_a = 1.36 \text{ para tornillos A325} \\ C_a = 1.38 \text{ para tornillos A490} \end{array} \right\} F_y = 36\text{ksi}$$

$$\left. \begin{array}{l} C_a = 1.31 \text{ para tornillos A325} \\ C_a = 1.33 \text{ para tornillos A490} \end{array} \right\} F_y = 50\text{ksi}$$

$$C_b = \sqrt{\frac{b_f}{b_s}}$$

b_f = ancho del patín en tensión de la viga

b_s = ancho de la placa de extremo

b' = brazo efectivo (calculado anteriormente)

d_b = diámetro del tornillo

A_f = área del patín en tensión de la viga

A_w = área del alma libre de patines = $d - (2) \cdot (t_f) \cdot (t_w)$

d = peralte total de la sección (viga principal)



$$b_f := b_{\text{patín de la viga}} \quad b_s := 30\text{cm} \quad t_w := t_{\text{alma de la viga}} \quad t_f := t_{\text{patín de la viga}}$$

$$C_b := \sqrt{\frac{b_f}{b_s}} = 0.756 \quad C_a := 1.38 \quad d := d_{\text{viga principal}} \quad T_u := T_u \text{ máx}$$

$$A_f := (t_{\text{patín de la viga}}) \cdot (b_{\text{patín de la viga}}) = 19.814 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_w := d - (2) \cdot (t_f) \cdot (t_w) = 24.069 \cdot \text{cm}^2$$

$$t_p := \sqrt{\frac{(4.44) \cdot (M_e)}{(b_s) \cdot (F_y \text{ placa})}} = 2.063 \cdot \text{cm}$$

$$\alpha_m := (C_a) \cdot (C_b) \cdot \left(\frac{A_f}{A_w}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot \left(\frac{b'}{d_b}\right)^{\frac{3}{4}} = 1.205$$

$$M_e := \frac{(\alpha_m) \cdot (T_u) \cdot (b')}{4} = 0.728 \cdot \text{Ton} \cdot \text{m}$$

En este punto, un espesor de 2.1cm sería suficiente, pero más adelante veremos que dicho espesor no es suficiente, es por eso que se tienen 3cm.

A continuación se muestra el cálculo correspondiente para ver si la conexión es apta a cortante. El cortante máximo es de 16 Ton. La Fig. 135 muestra la tabla J3.2, de donde se obtiene el valor de F_{nt} , el cual es el esfuerzo nominal a tensión del tornillo

Description of Fasteners	Nominal Tensile Stress, F_{nt} , ksi (MPa)	Nominal Shear Stress in Bearing-Type Connections, F_{nv} , ksi (MPa)
A307 bolts	45 (310) ^{[a][b]}	24 (165) ^{[b][c][f]}
A325 or A325M bolts, when threads are not excluded from shear planes	90 (620) ^[a]	48 (330) ^[f]
A325 or A325M bolts, when threads are excluded from shear planes	90 (620) ^[a]	60 (414) ^[f]
A490 or A490M bolts, when threads are not excluded from shear planes	113 (780) ^[a]	60 (414) ^[f]
A490 or A490M bolts, when threads are excluded from shear planes	113 (780) ^[a]	75 (520) ^[f]
Threaded parts meeting the requirements of Section A3.4, when threads are not excluded from shear planes	0.75 $F_u^{[a][d]}$	0.40 F_u
Threaded parts meeting the requirements of Section A3.4, when threads are excluded from shear planes	0.75 $F_u^{[a][d]}$	0.50 F_u

Fig. 135 Tabla J3.2 AISC



$$V_u := 16\text{Ton}$$

$$f_{nv} := \frac{V_u}{(\# \text{de tornillos reales}) \cdot (A_b)} = 515.533 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$F'_{nt} := (1.3) \cdot (F_{nt}) - \left[\frac{F_{nt}}{(\phi_{nt}) \cdot (F_{nv})} \right] \cdot (f_{nv}) = 7194.848 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\zeta_{\text{cortante y tensión son un problema?}} := \begin{cases} \text{"No, la placa puede soportarlos"} & \text{if } f_{nv} \leq F_{nt} \wedge f_{nv} \leq F'_{nt} \\ \text{"Si, se debe de proponer otro espesor"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$\zeta_{\text{cortante y tensión son un problema?}} = \text{"No, la placa puede soportarlos"}$

Abajo se hace el cálculo correspondiente para ver si la conexión necesita atiesadores, sin embargo esta puede soportar el pandeo local sin necesidad de atiesadores

$$P_{bf} = (F_{yc}) \cdot (t_{wc}) \cdot (t_{fb} + 6 \cdot k + 2 \cdot t_p + 2 \cdot a)$$

$$F_{yc} := 50\text{ksi}$$

$$t_{fb} := t_{\text{patín de la viga}}$$

P_{bf} Carga factorizada a compresión del patín de la viga

$$t_{wc} := 0.465\text{plg}$$

$$k := 0.625\text{plg}$$

t_{wc} Espesor del alma de la columna

$$t_{p \text{ real}} := 3\text{cm}$$

$$a := \frac{5}{8}\text{plg}$$

t_{fb} Espesor del patín de la viga

$$P_{bf} := (F_{yc}) \cdot (t_{wc}) \cdot (t_{fb} + 6 \cdot k + 2 \cdot t_{p \text{ real}} + 2 \cdot a) = 82.44\text{Ton}$$

t_p espesor de la placa de extremo

$$\zeta_{\text{necesita atiesadores?}} := \begin{cases} \text{"NO"} & \text{if } P_{bf} \geq T_{u \text{ máx}} \\ \text{"SI"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

k Distancia de la cara del patín de la columna a la raíz del filete

$\zeta_{\text{necesita atiesadores?}} = \text{"NO"}$

a Dimensión de la pierna de la soldadura de filete para la conexión del patín con la placa.