

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA
Facultad de Ingeniería



**Análisis y diseño estructural de una nave industrial mediante métodos
numéricos y simulaciones 3D**

Trabajo de graduación presentado por Jorge David Andersson Recinos para
optar al grado académico de Licenciado en Ingeniería Civil

Guatemala,

2021

Análisis y diseño estructural de una nave industrial mediante métodos numéricos y simulaciones 3D

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA
Facultad de Ingeniería



**Análisis y diseño estructural de una nave industrial mediante métodos
numéricos y simulaciones 3D**

Trabajo de graduación presentado por Jorge David Andersson Recinos para
optar al grado académico de Licenciado en Ingeniería Civil

Guatemala,

2021

Vo.Bo.:



(f) _____
MSc. Alvaro José Córdova


Tribunal Examinador:



(f) _____
MSc. Alvaro José Córdova



(f) _____
Ing. Roberto Gódo Levensen



(f) _____
Ing. Luis Diaz Coto

Fecha de aprobación: Guatemala, 9 de diciembre de 2021.

PREFACIO

En primer lugar dedico este trabajo a mis padres y hermana, Sergio David Andersson Chaicoj, Yolanda Magaly Recinos Gonzales y Andrea Andersson Stolz, por acompañarme durante mi etapa como estudiante universitario y brindarme su apoyo y amor incondicional.

Agradezco a mi asesor, el Msc. Ingeniero Alvaró José Córdova Guirola, por su acompañamiento y por compartirme su valioso tiempo y conocimiento durante la elaboración de este trabajo.

Agradezco a mi casa estudios, la Universidad del Valle De Guatemala por brindarme los conocimientos y habilidades necesarias para culminar mis estudios y convertirme en un profesional eficiente.

Agradezco a todos mis amigos y compañeros que fueron parte de esta etapa de mi vida, por motivarme a seguir adelante y creer en mí.

CONTENIDO

	Página
PREFACIO	IV
LISTA DE CUADROS	VIII
LISTA DE GRÁFICOS	XI
RESUMEN	xII
I. INTRODUCCIÓN	1
II. ANTECEDENTES	2
III. JUSTIFICACIÓN	3
IV. OBJETIVOS	4
A Objetivo general	4
B Objetivos específicos	4
V. ALCANCE	5
A Teórico	5
B Empírica	5
C Análisis	5
D Propuesta solución	5
E Aportes del trabajo	5
VI. MARCO TEÓRICO	6
A Ventajas en el acero como material estructural	6
1 Uniformidad	6
2 Alta resistencia	6
3 Durabilidad	6
4 Ampliaciones de estructuras existentes	6
5 Propiedades diversas	6
B Desventajas en el acero como material estructural	7
1 Protección contra fuego	7
2 Corrosión	7
3 Susceptibilidad al pandeo	7
4 Fatiga	7
C Clasificación general del acero	7
1 Aceros al carbono	7
2 Aceros de baja aleación	7

	3	Aceros aleados	8
	4	Aceros inoxidables	8
D		Propiedades de los aceros estructurales	8
	1	Propiedades de tensión	8
E		Propiedades mecánicas de los aceros	9
	1	Elasticidad	9
	2	Plasticidad	9
	3	Ductilidad	9
	4	Tenacidad	9
F		Calidad de aceros estructurales	9
G		Tipos de acero según normativa americana AISC	10
	1	Tipos de acero para perfiles y placas	10
	2	Tipos de aceros para secciones estructurales huecas y tubos	12
H		Perfiles laminares en acero	14
I		Especificaciones de diseño	15
	1	Métodos de diseño propuestos por el AISC	15
	2	Combinaciones de carga según método ASD	15
	3	Combinaciones de carga según método LRFD	16
J		Cargas de diseño	18
	1	Cargas de gravedad	18
	2	Cargas de viento	18
	3	Ceniza volcánica	21
	4	Cargas sísmicas	22
	5	Categoría de riesgo	23
K		Diseño de miembros estructurales	23
L		Diseño de elementos a tensión	24
	1	Diseño por tensión	24
M		Diseño de elementos a compresión	26
N		Diseño de elementos a flexión	32
	1	Para secciones compactas	32
	2	Para secciones no compactas	36
	3	Para secciones esbeltas	37
Ñ		Diseño por esfuerzo cortante	38
O		Diseño por deflexiones	39
	1	Diseño de vigas por flexión asimétrica	40
P		Diseño de conexiones	40
	1	Diseño de placa base	40
	2	Pernos de anclaje para placa base	45
	3	Diseño de pedestales	53
Q		Diseño, construcción y levantamiento de marcos estructurales para pórticos	55
R		Consideraciones de diseño estructural	56
S		Códigos de diseño estructural	56

T	Software de análisis estructural Etabs	57
VII.	MARCO METODOLÓGICO.....	58
A	Predimensionamiento de elementos.....	58
B	Diseño de elementos según AISC.....	58
1	Diseño de costaneras	58
2	Diseño de vigas	59
3	Diseño de columnas.....	62
C	Modelado de la nave industrial en el programa ETABS	62
1	Definiciones de propiedades y secciones	63
2	Cargas y combinaciones de carga.....	68
3	Cargas vivas	68
4	Cargas muertas	69
5	Cargas muerta sobrepuestas	69
6	Combinaciones cargas gravitacionales.....	69
7	Espectro sísmico de respuesta	72
8	Combinaciones de carga.....	73
D	Asignación de cargas a elementos.....	73
E	Procedimiento para integración de la carga sísmica	74
F	Probabilidad nominal de ocurrencia de los sismos de diseños.....	76
G	Espectros genéricos probables	76
H	Componente vertical del sismo de diseño	77
I	Aceleración máxima del suelo (AMS).....	77
J	Tipología de la estructura.....	77
K	Espectros sísmicos	78
L	Procedimiento para realizar el cálculo matricial	78
M	Comparativo métodos tradicional y método modelado etabs	82
1	Desplazamientos.....	82
2	Comparación de tiempo.....	83
3	Comparación de resultados	83
VIII.	DISCUSIÓN DE RESULTADOS	85
IX.	CONCLUSIONES.....	88
X.	RECOMENDACIONES.....	89
XI.	BIBLIOGRAFÍA.....	90
XII.	ANEXOS	91

LISTA DE CUADROS

Cuadro		Página
1	Categoría de riesgo.....	23
2	Factores de importancia.....	23
3	Factores Kd de acuerdo al nivel de sismo ategoría de riesgo	76

LISTA DE GRÁFICOS

Ilustración		Página
1	Diagrama Esfuerzo - Deformación	8
2	Designación aceros estructurales	10
3	Gráfica esfuerzo-deformación.....	11
4	Tabla de especificaciones ASTM perfiles estructurales	12
5	Secciones tubulares	13
6	Secciones cuadradas.....	13
7	Sección HSS.....	14
8	Perfiles laminares en acero.....	14
9	Combinaciones de carga ASD	15
10	Combinaciones de carga ASD	16
11	Combinaciones de carga LRFD	16
12	Combinaciones de carga LRFD	17
13	Factores de reducción.....	18
14	Velocidad de viento.....	19
15	Velocidad básica del viento.....	20
16	Presión básica de viento	21
17	Velocidad básica de las 3 zonas	21
18	Categoría de obra para ceniza volcánica	21
19	Zonificación sísmica de Guatemala	22
20	Diseño por tensión	24
21	Factura por tensión.....	24
22	Factor U para secciones HSS	24
23	Sección circular.....	25
24	Factor U	25
25	Sección HSS.....	25
26	Cálculo elemento por tensión.....	26
27	Fractura elemento por tensión	26
28	Esfuerzo por tensión y flexión	28
29	Relación esbeltez, ancho y espesor	29
30	Esfuerzo pandeo a flexión.....	30
31	Gráfica comportamiento acero por pandeo	33
32	Vigas a flexión	34
33	Estado plástico	34
34	Diseño de placa base	41
35	Pórtico estructural	55
36	Pórtico estructural	56
37	Diseño de costanera C2X8X1/16	58
38	Diseño corte	59

39	Diseño por aplastamiento	59
40	Elevación eje Y	60
41	Tabla 1604.3 Límites de deflexión.....	60
42	Inercia requerida, solo carga viva	60
43	Inercia requerida por carga muerta + carga viva.....	61
44	Elevación ejes A y C, Columnas.....	62
45	Delimitación de sistema de grillas	63
46	Propiedades de material a utilizar	64
47	Definición de propiedades etabs	64
48	Definición de materiales para la columna.....	65
49	Definición de materiales para vigas	65
50	Definición columna acartelada.....	66
51	Definición viga acartelada	66
52	Definición de tensores.....	67
53	Elevación 4.....	67
54	Diseño de costanera	68
55	Vista de planta.....	68
56	Definición de cargas.....	69
57	Asignación de cargas distribuidas.....	70
58	chequeo de las cargas distribuidas asignadas	70
59	Restricción de base de columnas.....	71
60	Elevación eje Y	71
61	Vista 3D	72
62	Vista 3D	72
63	Espectro sísmico de respuesta	73
64	Asignación de combinaciones de carga	73
65	Asignación de cargas a costanera.....	74
66	Ordenada espectral de período 1 segundo y período corto del sismo extremo (NSE 2 -18)	74
67	Coefficientes de sitio	74
68	ordenada espectral.....	75
69	índice de sismicidad.....	75
70	Tabla A.....	75
71	Período de vibración	76
72	Sistemas de resistencia lateral NSE3	77
73	Espectro elásticos y espectro reducido.....	78
74	DCL de desplazamientos matriz de rigidez.....	79
75	Elemento barra-viga.....	80
76	Matriz de transformación	80
77	Matriz K1 del elemento.....	81
78	Matriz global únicamente con elemento K1	81
79	Matriz de global	81

80	Desplazamientos por sismo en X	82
81	Desplazamientos por sismo en X	83
82	Comparación tiempo de diseño tradicional vs Etabs	83
83	Momentos	84
84	Análisis ventajas y desventajas método tradicional	84
85	Análisis ventajas y desventajas Etabs	85

RESUMEN

El presente trabajo de investigación, consiste en realizar un análisis y cálculo estructural de una nave industrial, diseñando cada uno de los elementos que compone este tipo de estructura de acero, de manera que se consigan secciones eficientes. El trabajo consta de análisis teóricos de la estructura, bajo los criterios del American Society of Civil Engineers (ASCE), y con las guías de diseño del American Institute of Steel Construction (AISC) y utilizando un software de análisis de diseño estructural (ETABS) para generar un modelo matemático de la estructura.

El diseño del proyecto se enfocó a la Ciudad de Guatemala y se tomarán en cuenta las demandas estructurales y condiciones de sitio utilizando las Normas de seguridad estructural para Guatemala NSE 2.

Todo diseño estructural parte de la recolección de información, lo cual lo indicamos dentro del marco teórico. Se describen las cargas actuantes, las combinaciones de carga según la metodología descrita en el ASCE/SEI 7-16, y las ecuaciones necesarias para el diseño de las componentes de la estructura.

El análisis y diseño de esta estructura aporta una metodología que podrá ser útil para profesionales y estudiantes que requieran realizar proyectos semejantes, se realizó un cálculo matricial utilizando el método de rigideces para un marco en 2D.

Se utilizaron perfiles W y se trabajará con acero estructural A36, A572 y A992. Se verificó que cada sección cumpla ante los parámetros de diseño y de sismo. Se estudió qué tipo de sistema es el más apropiado para considerar en el diseño de naves industriales tales como marcos a momento, marcos arriostrados o marcos concéntricos.

Por último se modeló el diseño de la nave industrial por medio de ETABS y se realizó una comparación de las metodologías realizadas.

I. INTRODUCCIÓN

Dado que la región de Guatemala se encuentra en una zona de alta sismicidad es necesario implementar nuevas tecnologías que ayuden al ingeniero estructural en el análisis y diseño de estructuras sino también a proporcionar una mejor protección a la estructura, sus ocupantes y sus contenidos, de los efectos de las fuerzas sísmicas.

En el presente trabajo se realiza el análisis y diseño de una nave industrial mediante métodos numéricos y simulaciones 3D, esta estructura cuenta con una altura a nivel de hombro de 10 metros, la planta típica tiene 42 metros de largo y 35 metros de ancho teniendo un área de 1470 metros cuadrados.

El diseño de la estructura se hizo con ayuda de códigos de diseño ASCE7-16, normas de seguridad estructural para Guatemala NSE2, NSE3 y NSE7.5. Bajo las especificaciones gravitacionales y sismo-resistentes usando reglamentos AISC360-16.

El cálculo por medio de métodos numéricos se llevó a cabo por medio del método directo de rigideces, donde se calculó un marco de la nave industrial en 2D, este método es la manera con el cual los programas de diseño estructural funcionan y se hizo un comparativo de ventajas y desventajas de calcularlo de manera tradicional o en etabs. Utilizando el programa de análisis estructural ETABS 16, se modeló una nave industrial de acero. Se modeló cada elemento que compone la estructura y se aplicaron las cargas gravitacionales como sísmicas. Para esto se utilizaron las normas de diseño AISC y AGIES.

El análisis y diseño de esta estructura aportan una metodología que podrá ser útil para estudiantes, catedráticos o profesionales que quieran llevar a cabo proyectos semejantes, ya que a pesar que este tipo de estructuras es común no existe bibliografía que contemple todo el proceso y diseño de naves industriales.

II. ANTECEDENTES

Dentro de la industria de la construcción las naves industriales en acero ha tomado popularidad por su versatilidad y rapidez de construcción. En un país como Guatemala construir con elementos de acero es una ventaja que se debe aprovechar ya que este tipo de estructuras tienen alta resistencia y al sismo. En Guatemala no se cuenta con guías que puedan solucionar de manera práctica los distintos casos que se puedan generar en el ámbito de la ingeniería estructural.

Kenny Rolando Corzo en su tesis "Diseño de un modelo estructural con etabs" nos menciona cómo al utilizar software de diseño se puede analizar prácticamente cualquier tipo de estructura, por más compleja que sea, ayudando así al ingeniero que diseña estructuralmente y ayuda a minimizar errores que se cometen en el diseño.

Al investigar la biblioteca de la Universidad del Valle de Guatemala se encontró una tesis relacionada con el diseño estructural de una nave industrial de concreto reforzado realizado por Jorge Figueroa, donde nos da una guía de fundamentos teóricos a tomarse en consideración para el análisis y diseño de este tipo de estructura, su objetivo fue el de demostrar que el uso de concreto para diseñar naves industriales no debería ser complicado.

Jorge Figueroa nos menciona que tradicionalmente en Guatemala la construcción en concreto es el método más utilizado y más importante. Sin embargo, en el área de construcción de naves industriales, las estructuras predominantes son de acero, ya que la estructura es más liviana que una de concreto reforzado, el acero tiene una mayor ductilidad y responde mejor ante eventos sísmicos. Al construir con estructuras metálicas, las obras se edifican en menos tiempo, esto disminuye considerablemente los costos de construcción. Las estructuras metálicas permiten tener grandes luces entre columnas lo cual se puede elaborar diseños más eficientes.

En las últimas décadas, la edificación de bodegas en Guatemala ha tenido un auge importante. Sin embargo, tanto los desarrolladores como autoridades municipales han encontrado diversos retos que giran alrededor de su diseño, construcción y satisfacción de nuevas necesidades (Vida y éxito, 2021)

III. JUSTIFICACIÓN

Guatemala es uno de los países donde la construcción se encuentra en auge, de una caída de 6.1 % para este año 2020, como consecuencia de la pandemia Covid-19, el sector de la construcción pasaría a un crecimiento de 7 % en 2021, de acuerdo con las proyecciones del Banco de Guatemala (Banguat).

Guatemala es uno de los países más atractivos para inversionistas extranjeros en Centro América. Estos inversionistas buscan establecer sus operaciones en el país. Para esto los inversionistas buscan contar con espacios abiertos o que posean grandes luces para realizar todas sus operaciones sin problema. Las naves industriales son estructuras ideales debido a que su separación entre columnas permite grandes espacios libres de obstrucciones, con mayor libertad para distribución y aprovechamiento de área (Montajes, 2020)

Las naves industriales o logísticas ofrecen una rentabilidad en dólares que puede rondar entre el 8 % y el 10 %. Con una ventaja adicional: su vida útil, es decir, el período durante el cual casi no es necesario gastar en reparaciones o mantenimiento, es de aproximadamente 50 años, otra ventaja importante en la construcción de naves industriales de acero es la velocidad de construcción lo que también disminuyen fallos en el proceso constructivo.

Dentro de la industria contamos con las conocidas naves industriales de acero las cuales, a pesar del crecimiento económico que tienen en el sector construcción, no cuentan con guías que puedan solucionar de manera práctica y ayudar a los profesionales los diferentes casos que se puedan generar en el ámbito ingenieril. Debido a esto, la mayoría de veces se debe revisar guías o metodologías extensas de trabajos que se hechas por ingenieros civiles de otros países, ya que en Guatemala no se acostumbra construir en acero tanto como se hace con concreto reforzado (Montajes, 2018).

En esta investigación se busca realizar una guía para el caso de una nave industrial de acero, utilizando la metodología aplicada en la norma americana AISC 360-16 y AISC 341-16 de acuerdo al diseño por factores de carga y resistencia (LRFD). Para ello nos apoyaremos en programas que nos ayuden en el proceso de diseño Mathcad y excel como el programa de diseño estructural ETABS para poder modelar la estructura propuesta.

IV. OBJETIVOS

A. Objetivo general

Modelar una nave industrial en acero con el software Etabs sometida a los estados de carga, considerando el diseño de los elementos estructurales, usando los criterios del código ASCE/SEI 7-16 y AGIES.

B. Objetivos específicos

- Realizar un predimensionamiento y un diseño estructural de la nave industrial utilizando los códigos de diseño ASCE7-16, AISC, Steel Construction manual y las normas AGIES.
- Diseñar una nave industrial bajo las especificaciones gravitacionales y sismo-resistentes usando reglamentos AISC 360-16 y 341-18 .
- Realizar el análisis y diseño estructural por medio de un modelo en 3D utilizando el software Etabs.
- Usar el método directo de rigideces para ecualizar un marco en 2D de una nave industrial.
- Realizar un análisis comparativo entre el diseño realizado con metodologías tradicionales y el diseño mediante software estructural.

V. ALCANCE

A. Teórico

Se realizó una revisión de la literatura acerca de las características de las naves industriales; análisis y diseño de estructuras de acero, centrándose en el modelado por medio de un software que a la fecha han complementado las metodologías de diseño realizadas históricamente. Además se investigó cómo estos métodos por computadora ayudan a agilizar procesos de diseño de este tipo de estructuras. También se investiga los procedimientos utilizados a nivel internacional en cuanto al diseño de naves industriales de acero.

B. Empírica

En la primera etapa del trabajo de graduación se hizo una investigación a profundidad de los distintos sistemas de naves industriales, en el cual se estableció cuál sistema es el apropiado para este trabajo. Se tomaron en cuenta los aspectos sísmicos del país, con el propósito de generar una guía de trabajo sobre cómo diseñar naves industriales.

Seguidamente se realizó un diseño iterativo por métodos numéricos de los distintos elementos que posee esta estructura, en el cual se establecen chequeos de tensión, flexión y compresión. Estas se clasifican con el propósito de obtener fichas técnicas que establezcan las posibles fallas y las metodologías que se toman para poder tratarlas.

C. Análisis

A continuación, se realizó el modelo 3D para hacer un predimensionamiento óptimo de la estructura, y se ingresaron los espectros sísmicos del país, para observar cómo se comporta la estructura en sismos, así observar anomalías de cada elemento de la estructura y realizar los cambios necesarios para tener una nave industrial completamente estable.

D. Propuesta solución

En la etapa final del trabajo se elaboró una guía de pasos en la se realizó este trabajo y cómo pueden obtener y comparar los datos obtenidos mediante métodos numéricos y en simulaciones 3D. Se demuestran los beneficios en costos y tiempos al momento de utilizar software de diseño.

E. Aportes del trabajo

El trabajo de graduación tiene como público objetivo estudiantes y profesionales que estén interesados en el diseño de naves industriales utilizando programas de análisis estructural

VI. MARCO TEÓRICO

El acero es considerado uno de los materiales más importantes de construcción. Presenta propiedades de particular importancia como los usos estructurales como su alta resistencia y ductilidad. Las características del acero se producen por la refinación del mineral de hierro y metales de desecho, junto con agentes fundentes apropiados en hornos a alta temperatura, para producir grandes masas de hierro llamadas arrabio de primera fusión. El arrabio se refina aún más para remover el exceso de carbono y otras impurezas, y se puede alea con otros materiales como níquel, cobre, cromo, manganeso, molibdeno, fósforo, sílice, azufre, titanio y vanadio, para producir las características deseadas de resistencia, ductilidad, soldadura y resistencia a la corrosión (Jack C. McCormac, 2012)

A. Ventajas en el acero como material estructural

El acero estructural tiene ventajas obvias. Su alta resistencia, durabilidad, ductilidad o soporte para grandes deformaciones sin fallas. En el caso de las naves industriales, trabajar con acero es relativamente fácil y rápido, ya que la mayoría de los elementos son prefabricados. Esto se debe a que el acero se produce según los estándares de calidad marcados por la fábrica, por lo que incluso ante el cambio climático, es posible obtener una resistencia uniforme en el elemento y mantener su durabilidad. (Jack C. McCormac, 2012)

En el mercado se pueden encontrar varias secciones, pesos y grados para optimizar el diseño estructural. Asimismo, sus componentes pueden conectarse mediante pernos de anclaje o simplemente mediante soldadura. En la construcción de naves industriales, cabe mencionar que su luz es muy grande, lo que es diferente al hormigón, lo que puede ahorrar muchos materiales para la disposición y montaje de estructuras

1. Uniformidad. Las propiedades del acero no cambian apreciablemente con el tiempo, como es el caso de las estructuras de concreto reforzado (Jack C. McCormac, 2012).

2. Alta resistencia. La alta resistencia del acero por unidad de peso implica que será relativamente bajo el peso de las estructuras, esto es de gran importancia en puentes de grandes claros, edificios altos y en estructuras con condiciones deficientes en la cimentación. (Jack C. McCormac, 2012).

3. Durabilidad. Si el mantenimiento de las estructuras de acero es adecuado durarán indefinidamente. Investigaciones realizadas en los aceros modernos, indican que bajo ciertas condiciones no se requiere ningún mantenimiento a base de pintura. (Jack C. McCormac, 2012).

4. Ampliaciones de estructuras existentes. Las estructuras de acero se adaptan muy bien a posibles ampliaciones. Se pueden añadir nuevas crujías en incluso alas enteras a estructuras de acero ya existentes, con frecuencia se pueden ampliar edificios como puentes de acero. (Jack C. McCormac, 2012).

5. Propiedades diversas. Algunas otras ventajas importantes del acero estructural son:

- Gran facilidad para unir diversos miembros por medio de varios tipos de conexión simple, como son la soldadura y los pernos.

- Posibilidad de prefabricar los miembros
- Rapidez de montaje
- Capacidad para laminarse en una gran cantidad de tamaños y formas.
- Es posible utilizarlo nuevamente después de desmontar una estructura

El acero es el material reciclable por excelencia. (Jack C. McCormac, 2012).

B. Desventajas en el acero como material estructural

1. Protección contra fuego. El acero es susceptible al calor tan fácilmente como cualquier otro metal, lo que no significa que el acero sea el primer elemento en debilitarse en una estructura; pero se convierte en un buen medio conductividad térmica lo que ocasione que la estructura se debilite a medida que aumenta el calor (Jack C. McCormac, 2012)

2. Corrosión. En muchos casos, los agentes corrosivos son la principal causa de daño al acero por exposición directa al aire o al agua. En este caso, lo que se debe hacer es pintar con regularidad, o en algunos casos, si el ingeniero encargado del diseño decide optar por otra opción, entonces utilizar acero resistente a la intemperie, que es muy efectivo para prevenir la corrosión (Jack C. McCormac, 2012)

3. Susceptibilidad al pandeo. A pesar que los perfiles metálicos se caracterizan por una alta resistencia a la compresión, no se debe pasar por alto que si el elemento es muy largo y esbelto, puede a deformarse por pandeo, esto se puede compensar fortaleciendo la sección rigidizando el elemento, pero al hacer esto puede aumentar los costos. Lo mismo ocurre si el acero estructural se somete a una tensión periódica constante, lo que puede provocar fatiga estructural. Por eso es necesario evitar fuerzas variables y asegurarse de que la estructura hace su mejor esfuerzo. (Jack C. McCormac, 2012)

4. Fatiga. Otra desventaja del acero es que si el acero sufre una gran cantidad de inversión en la dirección de la tensión, o sufre una gran cantidad de cambios en la tensión de tracción, la resistencia se reducirá. (Los problemas de fatiga se encuentran solo cuando hay tensión). En la práctica actual, si se sabe de antemano que estos componentes sufrirán ciclos de tensión variables mayores que un cierto número límite, la resistencia estimada de estos componentes se reducirá (Jack C. McCormac, 2012)

C. Clasificación general del acero

El acero se puede dividir en cuatro grupos:

1. Aceros al carbono. Su composición es principalmente carbono, el contenido de manganeso es ligeramente inferior al 1,65 %, el contenido de silicio es del 0,6 %, el contenido de cobre es del 0,6 % y el contenido de otros metales es pequeño. (Jack C. McCormac, 2012)

2. Aceros de baja aleación. Como su nombre indica, son de baja aleación. Esto se debe que al reducir el contenido de elementos en la aleación, se puede lograr una alta resistencia. (Jack C. McCormac, 2012)

3. **Aceros aleados.** Se caracterizan por un mayor contenido de manganeso, silicio y cobre en su composición. (Jack C. McCormac, 2012)

4. **Aceros inoxidables.** Contienen cromo, níquel y otros elementos, en presencia de humedad gases y ácidos corrosivos tienen mayor resistencia a la herrumbre y oxidación.(Jack C. McCormac, 2012)

D. Propiedades de los aceros estructurales

Las propiedades del acero tienen una variación debido a su composición química, generalmente los aceros presentan características como la densidad, tenacidad, capacidad dúctil ante esfuerzos, dureza, etc. Las propiedades mecánicas son las más importantes para su aplicación en el campo de la ingeniería, puesto a que las propiedades mecánicas definen el comportamiento de los aceros cuando se encuentran expuestos a esfuerzos mecánicos y las características del acero determinan su capacidad de resistir y transmitir los esfuerzos aplicados, sin presentar tantas deformaciones (Jack C. McCormac, 2012)

1. **Propiedades de tensión.** La buena resistencia del acero estructural a los esfuerzos de tensión y compresión son dos de las propiedades más importantes para el uso estructural. Estas propiedades se obtienen a través de ensayos de laboratorio, que permiten conocer el comportamiento del acero estructural cuando está sometido a estos esfuerzos (Jack C. McCormac, 2012)

La relación existente entre la tensión y la deformación al concluir el ensayo de tensión en un acero se puede representar en un diagrama de tensión-deformación como se observa en la siguiente figura (Jack C. McCormac, 2012)

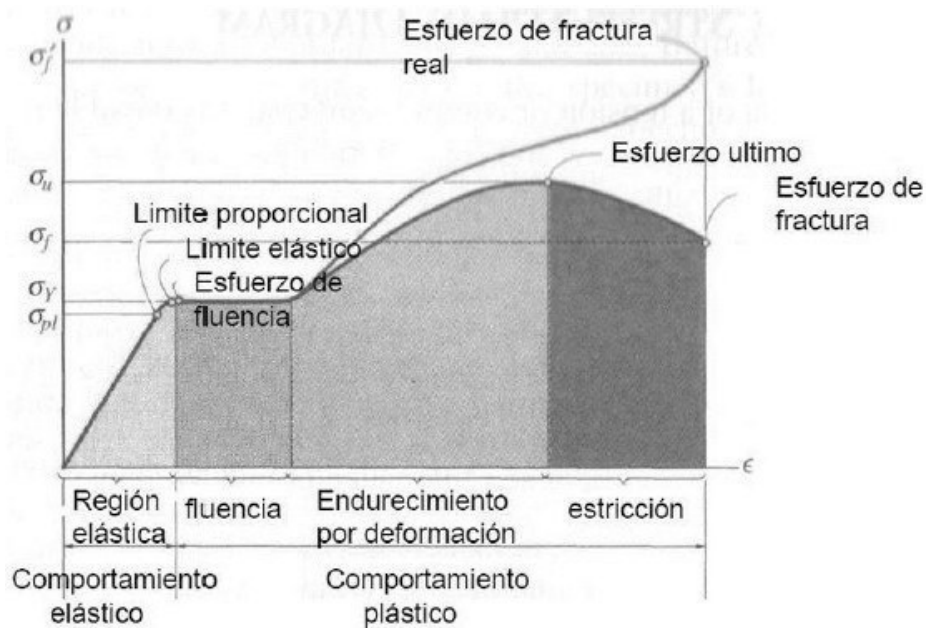


Figura 1. Diagrama Esfuerzo – Deformación
Fuente: Universidad Tecnológica de Pereira

E. Propiedades mecánicas de los aceros

1. Elasticidad. La elasticidad es la capacidad de un material de volver a su forma original luego de sucesivos ciclos de carga y descarga. En el acero, la relación entre tensión y deformación lineal específica es el módulo de elasticidad la cual es una característica de los materiales elásticos relacionada con su rigidez (Jack C. McCormac, 2012)

2. Plasticidad. La deformación plástica es la deformación permanente provocada por una tensión igual o superior al límite de fluencia. Por lo tanto, la deformación plástica altera la estructura interna de un metal, aumentando su dureza. Este aumento de la dureza es conocida como endurecimiento y es acompañado de un aumento del valor límite de fluencia y del límite de resistencia (Jack C. McCormac, 2012)

3. Ductilidad. Es la capacidad de los materiales de deformarse plásticamente sin romperse. Para el caso del acero, mientras más dúctil sea, mayor reducción es la de área antes de alcanzar la ruptura (Jack C. McCormac, 2012)

4. Tenacidad. Es la capacidad que tiene el acero de absorber energía cuando está sometido a una carga impactante, es decir, es la energía total que puede absorber el acero por unidad de volumen hasta su ruptura (Jack C. McCormac, 2012)

Debemos tomar en cuenta que las propiedades mecánicas más importantes son:

- Esfuerzo de fluencia (F_y)
- Resistencia a la tracción última (F_u)
- Módulo de elasticidad (E)
- Módulo de corte (G)
- Coeficiente de Poisson (ν)

Los siguientes valores de las propiedades se deben de tomar en cuenta para el diseño de estructuras en acero

- Peso específico: $\gamma = 7850 \text{ kg/m}^3$
- Módulo de elasticidad longitudinal, $e = 2100000 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad transversal o módulo de corte, $G = e/2 \times (1 + \nu)$
- Coeficiente de Poisson, (ν) = 0.3 rango elástico, 0.5 rango plástico

F. Calidad de aceros estructurales

Un gran número de grados y calidad de los aceros estructurales están disponibles para los diferentes perfiles, placas y perfiles tubulares en el mercado.

G. Tipos de acero según normativa americana AISC

1. **Tipos de acero para perfiles y placas.** La ASTM (American Society for Testing and Materials) es una organización de normas americanas que desarrolla y publica acuerdos voluntarios de normas técnicas para una amplia gama de materiales, productos, sistemas y servicios. Establece la designación de los materiales de acuerdo con su aplicación específica, uso para la construcción, fabricación, etc.



Figura 2. Designación aceros estructurales

Fuente: MIT

Las normas aprobadas por la ASTM para placas y perfiles laminados en caliente son A36, A529, A242, A588, A709, A514, A852, A913 Y A992. (AISC360-16, 2016)

- **ASTM A36:** Esta norma es aplicable a una variedad de perfiles estructurales laminados en caliente y a placas de la misma calidad. Tiene un esfuerzo de fluencia de 2530 kg/cm² (250 MPa, 36 ksi), y su soldabilidad es adecuada. (A36, 2014)
- **ASTM A992:** Es el acero más reciente (1998) adicionalmente a la lista de los aceros estructurales. Está destinado para la construcción y se aplica en perfiles americanos W. El acero ASTM A992 es el A572 grado 50 con controles adicionales. Específicamente, además de hacer hincapié en un determinado límite de fluencia mínimo de 3515 kg/cm² (50 ksi). También ofrece un límite superior para el límite de fluencia f_y de 4600 kg/cm² (65 ksi). Este acero ha sido efectivamente producido en los Estados Unidos desde 1997 se produjo para usarse en construcción de edificios, y está disponible solamente en perfiles tipo W (Vigas IPR, IMCA IR), y anteriormente conocido como A572G. (ASTM, 2014)
- **ASTM A529:** El ASTM A529 se usa con mucha frecuencia en la construcción de edificios de acero, también es un grado de acero común en barras y perfiles (ángulos, canales de calidad estructural). El acero A529 básico incluye grado 50 para perfiles de los grupos 1 y 2 de la ASTM; placas hasta de una pulgada de grueso y 12 pulgadas de ancho (25×305 mm) y barras

hasta de 2 ½ pulgadas (64mm) de grueso. Los esfuerzos FY Y FU mínimos son 42 y 60 ksi (2 950 y 4 220 a 5 975 kg/cm²)(529, 2014)

- ASTM A572: Este acero se encuentra disponible en varios grados, dependiendo del tamaño del perfil y espesor de placa. Grado 50 con (FY=50 ksi o 3515 kg/cm²) y (FU=65 ksi o 4370 kg/cm²)(572, 2014) Se encuentra disponible en todos los tamaños de perfiles y espesores de placa hasta de 4 pulgadas. Este es uno de los aceros estructurales más utilizados en el mercado americano sin embargo esta siendo reemplazado por el acero A992 para perfiles americanos W.

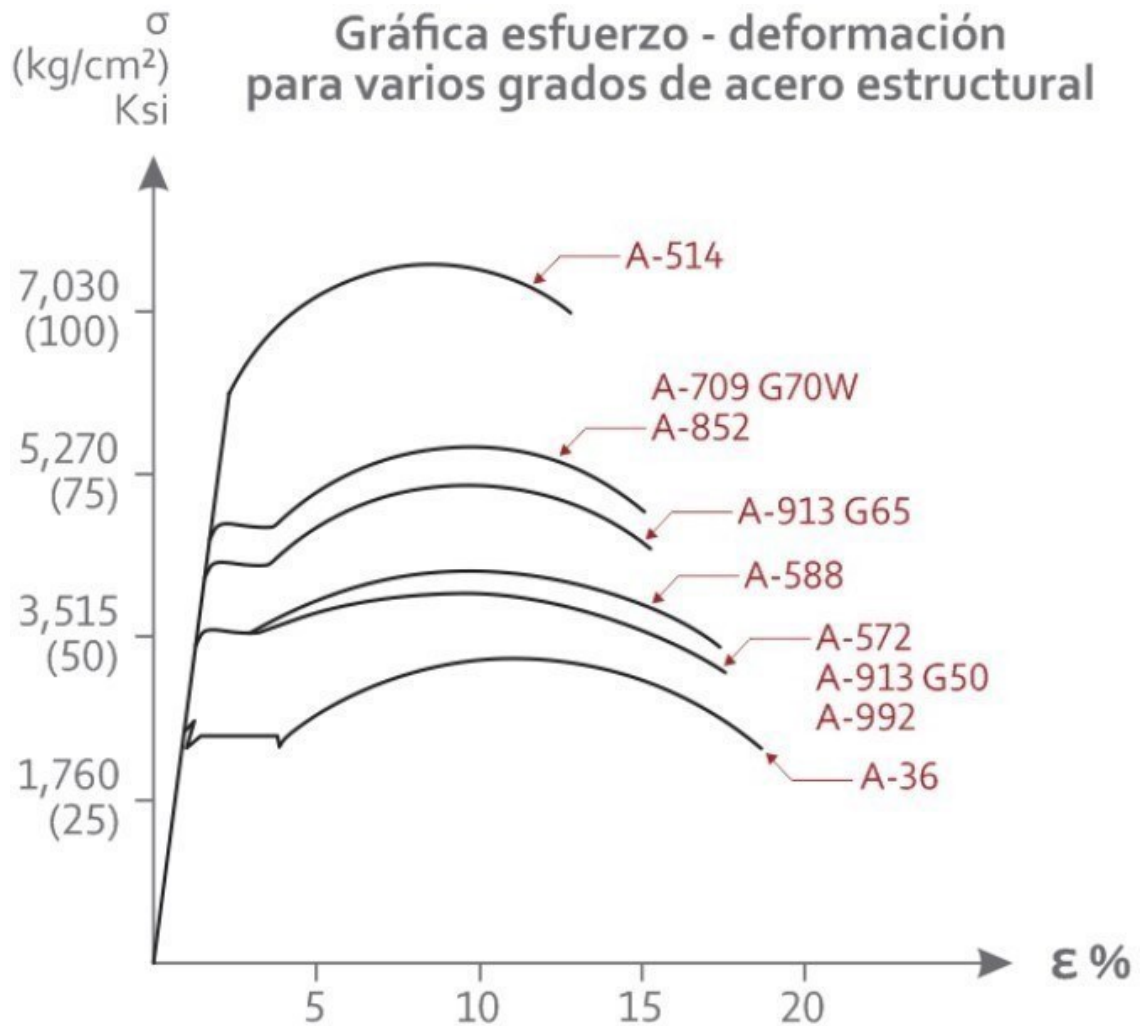


Figura 3. Gráfica esfuerzo-deformación,

Fuente: EADIC

Tipo de acero	Designación de la ASTM	Esfuerzo mínimo de fluencia F_y (klb/plg ²)	Esfuerzo ^a de tensión F_u (klb/plg ²)	Serie de perfiles aplicables										
				W	M	S	HP	C	MC	L	HSS		Tubo	
											Rect.	Redondo		
Al carbono	A36	36	58-80 ^b											
	A53 Gr. B	35	60											
	A500	Gr. B	42	58										
			46	58										
		Gr. C	46	62										
	A501	Gr. A	36	58										
		Gr. B	50	70										
	A529 ^c	Gr. 50	50	65-100										
Gr. 55		55	70-100											
Baja aleación alta resistencia	A572	Gr. 42	42	60										
		Gr. 50	50	65 ^d										
		Gr. 55	55	55										
		Gr. 60 ^e	60	60										
		Gr. 65 ^e	65	65										
	A618 ^f	Gr. I & II	50 ^g	70 ^g										
		Gr. III	50	50										
	A913	50	50 ^h	60 ^h										
		60	60	75										
		65	65	80										
70		70	90											
A992	50	65 ⁱ												
Baja aleación alta resistencia resistente a la corrosión	A242	42 ^j	63 ^j											
		46 ^k	67 ^k											
		50 ^l	70 ^l											
	A588	50	70											
	A847	50	70											

■ = Especificación recomendada para el material
 ■ = Otra especificación de material aplicable, cuya disponibilidad deberá confirmarse antes de la especificación
 □ = La especificación de material no aplica

Figura 4. Tabla de especificaciones ASTM perfiles estructurales,

Fuente: AISC

2. Tipos de aceros para secciones estructurales huecas y tubos. Las especificaciones de acero estructural para secciones HSS, son ASTM A500, A501, A618 y para tubos de acero A53.

- ASTM A53: De acuerdo con la norma ASTM este tipo de acero se encuentra disponible en los tipos E y S, donde E se designa a una resistencia de soldadura y S a tubos sin costura. El grado B es apto para usos estructurales con el esfuerzo de fluencia y la resistencia a tensión de 35 y 50 ksi (2460 y 3515 kg/cm²).

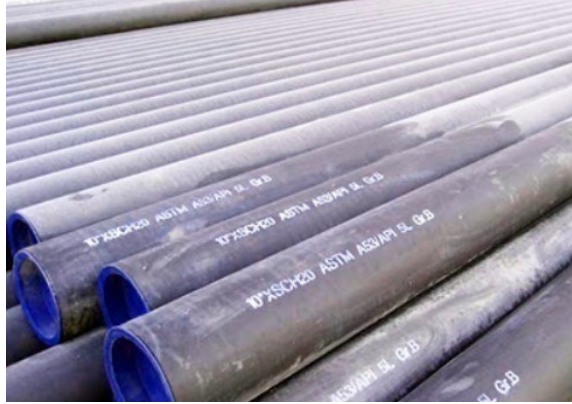


Figura 5. Secciones tubulares,

Fuente: Aceros Crea

- ASTM A500: De acuerdo con la norma ASTM este tipo de acero se encuentra disponible para perfiles redondos formados en frío HSS en tres grados, y también en tres grados para HSS cuadrado y rectangulares. El grado más común es el A500 grado B, cuyo esfuerzo de fluencia y la resistencia a la tensión de 46 y 58 ksi (3250 y 4100 kg/cm²).



Figura 6. Secciones cuadradas,

Fuente: Arconsa

- ASTM A501: De acuerdo con la norma ASTM este tipo de acero es idéntico al acero A36 para todos los efectos prácticos. Se utiliza para las secciones circulares, así como HSS cuadrados y rectangulares.



Figura 7. Sección HSS,

Fuente: Arconsa

H. Perfiles laminares en acero

El Instituto Americano de Construcción en Acero (AISC) es la encargada de las publicaciones de las especificaciones sobre el diseño de estructura de acero en Estados Unidos. Las secciones tipo W, S, L o WT son los principales perfiles estructurales de acero en el mercado.

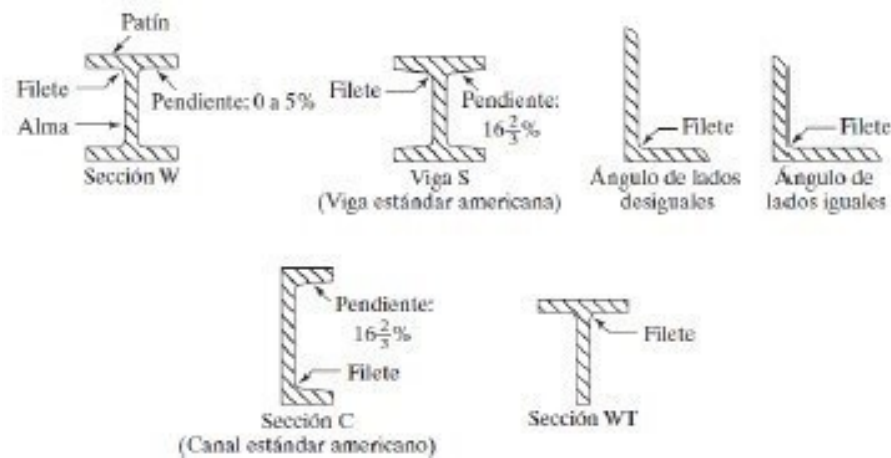


Figura 8. Perfiles laminares en acero,

Fuente:AISC

Los perfiles o secciones W se representan como perfiles doble T laminados, Son un conjunto de perfiles que poseen una gama de hasta 268 perfiles y su designación es W altura nominal X peso, por ejemplo se tiene un perfil W18X24 vendría ser una sección W con 18 pulgadas de peralte y un peso de 24 lb/pie.

Los perfiles tipo S son perfiles de patines más angostos y alma más gruesa que los tipo W, incluso la unión en los filetes tienen una inclinación de %16, para identificarlas es la misma manera que un perfil W.

Los perfiles tipo C también conocidos como tipo canal son ideales para casos donde el espacio es limitado y su designación es Altura x Peso.

Los perfiles tipo L representan perfiles angulares laminados, de alas iguales o desiguales. Su designación es L x ancho de ala x ancho de ala x espesor.

Las secciones WT que representan perfiles T laminados, y se obtienen a partir de un perfil W cortado longitudinalmente por la mitad de su altura. Su designación esta formado Altura nominal x Peso.

I. Especificaciones de diseño

1. Métodos de diseño propuestos por el AISC . Dentro del AISC, se presentan los dos métodos reconocidos y aceptados para diseñar elementos de acero y sus conexiones. Estos son el diseño por esfuerzos permisibles ASD (Allowable Strength Design) y Diseño por factores de carga y resistencia LRFD (Load and Resistance Factor Design).(AISC360-16, 2016)

Acorde a las especificaciones en el AISC el procedimiento de LRFD tiene por objeto proporcionar un nivel de fiabilidad matemáticamente previsible, es decir, una probabilidad conocida de que la fuerza de la estructura exceda las exigencias impuestas a lo largo de su vida. Los factores de seguridad utilizados en la ASD se han derivado de la LRFD para proporcionar un nivel similar de seguridad y fiabilidad.

El estado límite de resistencia se define como la capacidad de soportar la carga incluso bajo fluencia extrema, fractura, pandeo e incluso fatiga. Por otro lado, el estado límite de servicio va más provocado por el comportamiento del componente, ya sea deflexión, agrietamiento o deterioro a lo largo de los años.

2. Combinaciones de carga según método ASD. El método ASD (Allowable Strength Design), las cargas de servicio no se multiplican por factores de seguridad o factores de carga. En este método las fuerzas totales no deben superar la fuerza nominal de cada elemento, dividiéndose por un factor de seguridad apropiado. La ecuación que rige este método es la siguiente :

$$R_a = R_n / \Omega$$

donde:

- R_a = resistencia requerida de acuerdo con las combinaciones de cargas ASD
- R_n = resistencia nominal
- Ω = factor de seguridad
- R_n / Ω = resistencia admisible

Figura 9. Combinaciones de carga ASD

Las combinaciones de carga que rigen para la ecuación demostrada anteriormente se obtienen del Manual ASCE7-16. Es importante mencionar que las siguientes combinaciones de carga solo rigen para el análisis y diseño por método ASD.

1. D
2. $D + L$
3. $D + (L_r \text{ or } S \text{ or } R)$
4. $D + 0.75L + 0.75(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$
5. $D + (0.6W)$
6. $D + 0.75L + 0.75(0.6W) + 0.75(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$
7. $0.6D + 0.6W$

Figura 10. Combinaciones de carga ASD

Dentro del AISC se establece que las vigas y las vigas de trabe que soporten pisos o techos deberán considerar una deflexión producida por las consideraciones de carga de diseño, donde la deflexión máxima por cargas de servicio es puesta como $L/360$.

3. Combinaciones de carga según método LRFD. De acuerdo con McCormac con el método LRFD, se pueden formar posibles grupos de carga de servicio, y cada carga de servicio se multiplica por un factor de carga que generalmente es mayor que 1.0. El tamaño del factor de carga refleja la incertidumbre de la carga específica. La combinación lineal de cargas de servicio obtenidas en un grupo (cada una multiplicada por su respectivo factor de carga) se denomina carga factorizada. El valor máximo determinado de esta manera se utiliza para calcular los momentos, los cortantes y otras fuerzas en la estructura. Estos valores de control no deben ser mayores que la resistencia nominal del componente multiplicada por su ϕ o factor de reducción.

$$R_u \leq \phi R_n$$

donde:

- R_u = resistencia requerida por las combinaciones LRFD
- R_n = resistencia nominal
- ϕ = factor de resistencia
- ϕR_n = resistencia de diseño

Figura 11. Combinaciones de carga LRFD

Fuente: AISC

En el capítulo 2 del Manual de acero del AISC titulado "Consideraciones generales de diseño" se calculan los factores de carga para incrementar la magnitud de las cargas de servicio para usarse con el procedimiento LRFD. En esta parte del manual proporciona los siguientes factores de carga para edificios que se basan en el ASCE 7-16

Las combinaciones de carga que se aplican para este método se hicieron considerando la condición más desfavorable en el elemento. Las combinaciones de carga a considerar son :

1. $U = 1.4D$
2. $U = 1.2D + 1.6L + 0.5(L \text{ o } S \text{ o } R)$
3. $U = 1.2D + 1.6(L \text{ o } S \text{ o } R) + (L^* \text{ o } 0.5W)$
4. $U = 1.2D + 1.0W + L^* + 0.5(L \text{ o } S \text{ o } R)$
5. $U = 1.2D + 1.0E + L^* + 0.2S$
6. $U = 0.9D + 1.0W$
7. $U = 0.9D + 1.0E$

Figura 12. Combinaciones de carga LRFD

Fuente: AISC

Para estas combinaciones de carga se usan las siguiente abreviaturas

- U = Carga de diseño
- D = Carga muerta
- L = Carga viva
- Lr = Carga viva de techo
- S = Cargas de nieve
- R = Carga nominal debido a lluvia
- W = Carga de viento
- E = Carga de sismo

En las combinaciones de carga 3,4 y 5 el factor de carga para L debe tomarse como 1.00 para pisos en lugares de reuniones públicas, para cargas que sobrepasen las 100 lb/pie² y para la carga viva de estacionamientos. Se permite que el factor de carga sea igual a 0.5 en otras cargas vivas.

Los factores de reducción dependan del esfuerzo al que el elemento este sometido, para ello se presenta una tabla de factores de reducción para cargas de servicio

Factor de reducción (ϕ)	Elemento o Conexión
0.9	Sección total en tracción
0.75	Sección neta de conexión en tracción
0.9	Elementos en flexión
0.85	Elementos en compresión axial
0.75	Pernos en tracción

Figura 13. Factores de reducción

J. Cargas de diseño

Esta sección de cargas de diseño se dividió en dos ramas, en las cargas de gravedad que afectan internamente la estructura, y las cargas ambientales que provienen de las fuerzas externas de las estructuras.

1. Cargas de gravedad. Las cargas de gravedad se producen por los elementos de la estructura, cargas vivas y cargas muertas.

- Cargas muertas Las cargas muertas consisten en el peso de todos los materiales de construcción incorporados en el edificio, incluidos paredes, suelos, techos, techos, escaleras, tabiques empotrados, acabados, revestimientos y otros elementos arquitectónicos y estructurales y equipo de servicios fijos incorporados de manera similar, incluido el peso de las grúas y los sistemas de manipulación de materiales.(Council, 2017)

Para el diseño de una estructura es necesario estimar el peso de cada elemento que lo compone, para esto se realiza un predimensionamiento. Se puede asumir un perfil inicial que cuenta con dimensiones y pesos especificados en el manual de acero del AISC.

- Cargas vivas

De acuerdo al International Building Code (IBC 2018) una carga viva es una carga producida por el uso y ocupación del edificio u otra estructura que no incluye la construcción o las cargas ambientales como la carga de viento, carga de nieve, carga de lluvia, carga de terremoto, carga de inundación o carga muerta.

2. Cargas de viento. A diferencia de lo que sucede con las estructuras de concreto o mampostería reforzada, las estructuras de acero son muy susceptibles a los efectos de la carga de viento. no únicamente en los elementos del sistema de resistencia lateral, sino también en lo elementos de fachada, por esta razón para la integración de de la carga de viento se deberá usar los procedimientos detallados en ASCE 7-16 (AGIES, 2018b)

De acuerdo con el NSE 2 nos mencionan que Guatemala ha sido un país sin exposición a vientos huracanados.

Se supondrá que el viento puede provenir de cualquier dirección horizontal. Las estructuras se analizarán de manera que el viento actúe en por lo menos dos direcciones horizontales perpendiculares e independientes entre sí. Se elegirán direcciones que representen las condiciones más desfavorables para la estabilidad de la edificación, tomando en cuenta la rugosidad del terreno a barlovento.(AGIES, 2018a)

La velocidad básica del viento a utilizarse en el sitio de proyecto estará indicada en la listas de municipios ubicada en la norma NSE-2-2018.

Tabla A-1 — (continuación)

No.	Municipio	Departamento	Amenaza sísmica			Velocidad básica del viento (kph)
			I _o	S _{cr}	S _{1r}	
78	Guatemala	Guatemala	4.2	1.50 g	0.55 g	100

Figura 14. Velocidad de viento,

Fuente:AGIES

A continuación, se muestra la zonificación del territorio de Guatemala por viento.

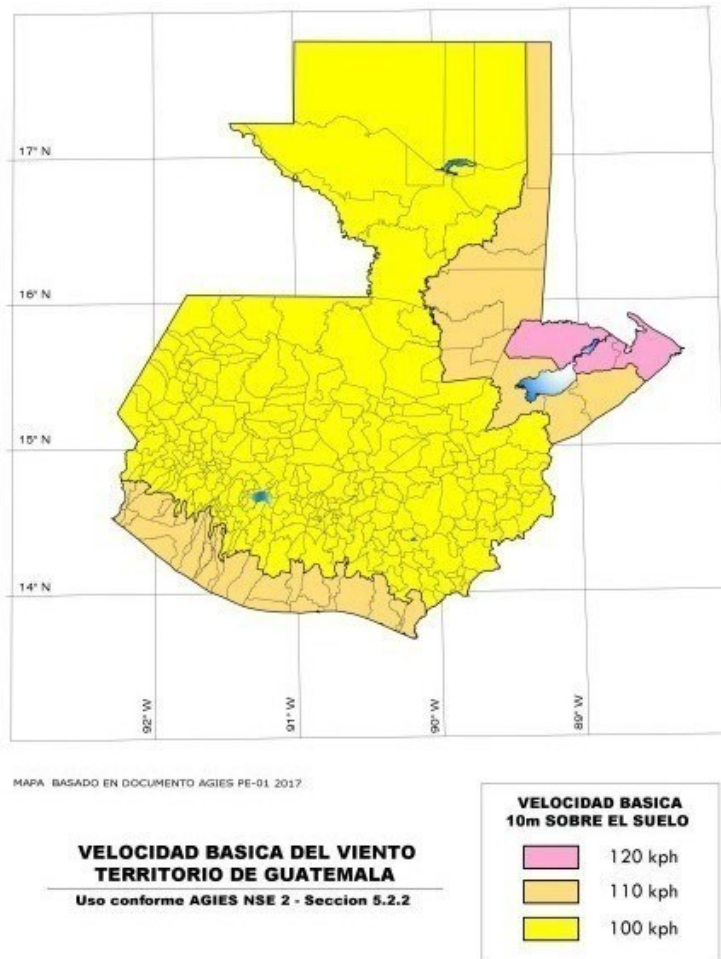


Figura 15. Velocidad básica del viento,

Fuente:AGIES

Las presiones de diseño por viento para la estructura principal se determinarán para cualquier altura sobre el suelo conforme a la siguiente ecuación:

$$P_z = C_{ez} * C_q * q_s * I_c$$

donde:

- P_z es la presión de diseño por viento, z metros sobre el suelo, en kg/m^2
- C_{ez} es el coeficiente de exposición y altura.
- C_q es el coeficiente de presión.
- q_s es la presión de remanso del viento en Kg/cm^2 a la altura estándar de 10 metros.

- I_c es el factor de importancia

La presión básica del viento se correlaciona directamente con la velocidad básica del viento "V". La velocidad básica del tiempo es la velocidad de una ráfaga de más de 3 segundos de duración, medida a 10 metros sobre el nivel del suelo. (AGIES, 2018a)

La presión básica se define mediante la siguiente ecuación

$$q_s = 0.0048 v_s^2$$

Figura 16. Presión básica de viento

Donde

- V está en Kph
- q_s está en Kg/m²

La presión básica dada la velocidad básica de las 3 zonas las proporciona la NSE 2/18.

Velocidad básica V_s (Kph)	100	110	120
Presión q_s (kg/m ²)	48.0	58.0	69.1

Figura 17. Velocidad básica de las 3 zonas

Fuente: AGIES

3. Ceniza volcánica. Se deberá utilizar la carga de ceniza volcánica indicada en el manual NSE 2 capítulo 6, cabe mencionar que la amenaza se tefra se aplicará sobre las cubiertas de edificaciones en aquellos sitios de proyecto que estén dentro de un radio de 10 km del foco eruptivo central. Aplica a los volcanes Pacaya, Fuego y Santiaguito.

- Para obras categoría II considerar que la carga se reduce a 25 kg/m² a 15 km del foco volcánico.
- Para obras III y IV considerar que la carga reduce a 25 kg/km² a 20 km del foco volcánico.
- Entre 10 km y el radio exterior se puede interpolar o utilizar el valor mayor.

Categoría de Obra	Aplicada a estructura [1]	Impuesta a lámina (cuando aplique) [2]
Categorías II	85 kg/m ² [3]	55 kg/m ² [4]
Categoría III	125 kg/m ²	85 kg/m ²
Categoría IV	150 kg/m ²	150 kg/m ²

Figura 18. Categoría de obra para ceniza volcánica

4. **Cargas sísmicas.** Toda estructura y parte de la misma, incluyendo los componentes no estructurales que están permanentemente unidos a las estructuras y sus soportes y fijaciones, deberán ser diseñados y construidos para resistir los efectos de los movimientos sísmicos.(ASCE, 2017)

Según la norma NSE 2 este valor se divide en 7 de peligro sísmico.

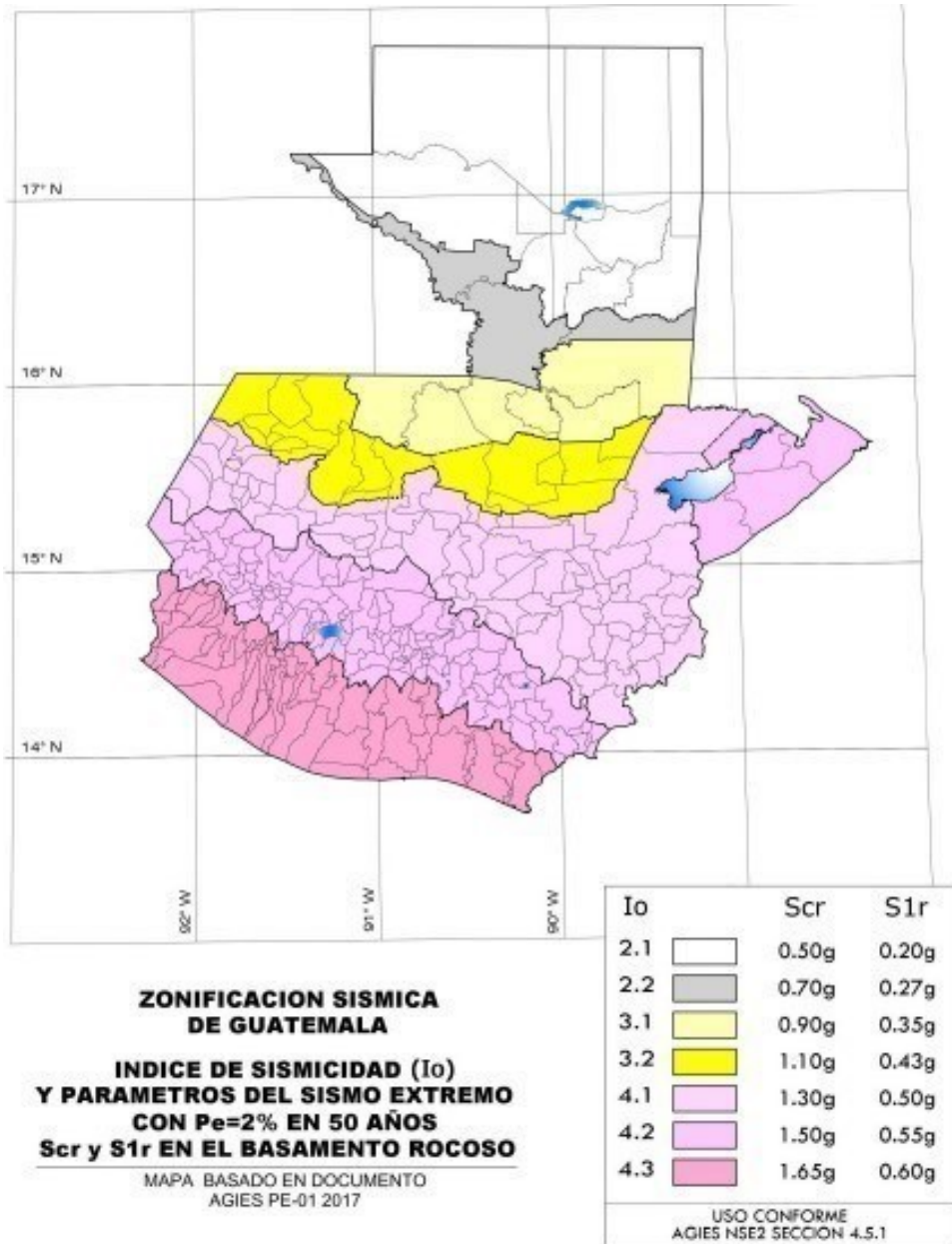


Figura 19. Zonificación sísmica de Guatemala, Fuente: AGIES

- Índice de sismicidad

Para efecto de esta norma, el territorio de Guatemala se divide en macro-zonas de amenaza sísmica caracterizadas por su índice de sismicidad que varía desde $I_o = 2$ a $I_o = 4$ (AGIES, 2018c)

5. Categoría de riesgo. Conforme lo estipula el ASCE 7-16 ,los edificios y otras estructuras deberán se clasificarán en función del riesgo para la vida, la salud y el bienestar de las personas asociados a su daño o fallo por la naturaleza de su ocupación o uso, como se muestra en la siguiente tabla

Uso u ocupación de edificios y estructuras	Categoría de riesgo
Edificios que representan un bajo riesgo para la vida humana	I
Edificios excepto los enumerados en las categorías de riesgo I, III y IV	II
Edificios cuyo fallo supone un riesgo sustancial para la vida humana	III
Edificios y otras estructuras designadas como instalaciones esenciales	IV

Cuadro 1

Categoría de riesgo de los edificios y otras estructuras para cargas de viento, nieve, terremoto y hielo

A cada edificio u otra estructura se le asignará la categoría o categorías de riesgo aplicables. Las cargas mínimas de diseño para las estructuras incorporarán los factores de importancia aplicables como se puede observar en la siguiente tabla

Categoría de riesgo	Ocupación	Factor de importancia (Ie)
I	Estructuras de bajo riesgo	1.00
II	Estructuras de ocupación estándar	1.00
III	Estructuras de montaje	1.25
IV	Estructuras esenciales o de alto peligro	1.50

Cuadro 2

Factores de importancia por categoría de riesgo de edificios y Otras Estructuras para Cargas de terremotos

Categoría de sismo Y requerimientos de diseño

- A = Se prevén mínimos movimientos de tierra. Una cantidad nominal de integridad estructural proporcionada de acuerdo con ASCE 7 Sec. 11.7.
- B = Se prevé una baja sismicidad. Se requiere un procedimiento de fuerza lateral equivalente.
- C = Se prevé una sismicidad moderada. Algunos sistemas estructurales están restringidos. Algunos componentes no estructurales deben ser diseñados para la resistencia sísmica.
- D = Se prevé una alta sismicidad. Algunos sistemas estructurales están restringidos. Las estructuras irregulares deben diseñarse mediante métodos de análisis dinámico.
- E o F = Se prevé una sismicidad muy elevada. Se imponen severas restricciones al uso de algunos sistemas estructurales, estructuras irregulares y métodos de análisis.

K. Diseño de miembros estructurales

El propósito del diseño del acero estructural es evitar posibles fallas o colapsos de la estructura. Por ello, es necesario entender cómo controlar los distintos esfuerzos que generan los elementos estructurales, ya sea por tensión, compresión, flexión entre otros. A partir de este punto, solo se describirán en detalle las ecuaciones para verificar el diseño de componentes mediante el método LRFD, y estas ecuaciones se utilizarán en el diseño de una nave industrial.

L. Diseño de elementos a tensión

1. Diseño por tensión. Para el estado límite de fluencia en la sección se busca prevenir un estiramiento excesivo del elemento, lo cual se obtiene con la siguiente fórmula:

$$P_n = F_y A_g$$

$$\phi_t P_n = \phi_t F_y A_g$$

Figura 20. Diseño por tensión

Donde :

- P_n = Resistencia nominal del elemento a tensión
- F_y = Fluencia del acero
- A_g = Área total

Para la fractura por tensión en la sección neta que se encuentren agujeros de pernos se utiliza la ecuación:

$$\phi_t P_n = \phi_t F_u A_e$$

Figura 21. Factura por tensión

considerar que $\phi_t = 0.75$

Donde :

- F_u = Resistencia a la fractura del acero
- A_e = Área efectiva ($A_e = A_n U$)
- A_n = Área neta (considerar $A_n = A_g$ si el miembro esta soldado)
- U = Factor de retraso de cortante

El factor U se utiliza para simplificar la distribución no uniforme del esfuerzo. El cual está condicionada la sección transversal del elemento y a la longitud de su conexión.

Teniendo en cuenta este último comentario, a continuación se muestra el factor U para secciones HSS rectangulares y redonda con una placa de empalme concéntrica individual:

$$\text{Si: } l \geq 1.3D \quad U = 1.0$$

$$D \leq l < 1.3D \quad U = 1 - \bar{x}/l$$

Figura 22. Factor U para secciones HSS

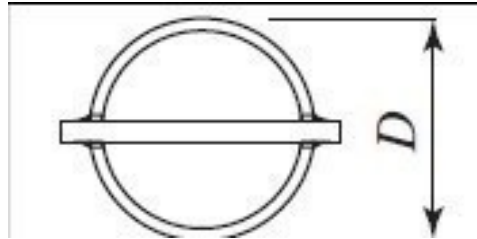


Figura 23. Sección circular

Considerar $X = D/\pi$

Donde tenemos:

- D = Diámetro exterior del elemento
- L = Longitud de la conexión
- X = Excentricidad en la conexión

$$\text{Si } l \geq H \quad U = 1 - \frac{x}{l}$$

$$\text{Considerar: } x = \frac{B^2 + 2BH}{4(B + H)}$$

Figura 24. Factor U

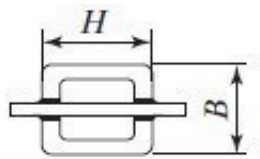


Figura 25. Sección HSS

Donde:

- H = Altura total del tubo rectangular medido en el plano de conexión
- B = Ancho total del tubo rectangular, medido a 90 grados respecto al plano de conexión.

En el caso para secciones W, S Y HP se puede aplicar

En el caso de secciones tipo W, S y HP, que se puede aplicar lo mismo que el párrafo anterior

$$U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$$

Cuando se usan placas de empalme como elementos de conexión cargados estáticamente a tensión, se calcula de la siguiente manera.

Por fluencia de elementos a tensión:

$$R_n = \phi F_y A_g$$

Considerar:

$$\phi = 0.90$$

Por efecto de fractura de elementos a tensión:

$$R_n = \phi F_u A_e$$

Figura 26. Cálculo elemento por tensión

Fuente: AISC

Considerar

$$\phi = 0.75$$

Figura 27. Fractura elemento por tensión

Fuente: AISC

Donde:

A_e = área neta efectiva, cm^2 (mm^2).

A_g = área bruta del miembro, cm^2 (mm^2).

F_y = tensión de fluencia mínima especificada, kgf/cm^2 (MPa).

F_u = tensión última mínima especificada, kgf/cm^2 (MPa).

M. Diseño de elementos a compresión

Cuando se habla de elementos de compresión, siempre se asume que un elemento está sometido a una fuerza axial capaz de comprimirlo. Sin embargo, existen tres tipos de fallas por compresión en el acero.

- Pandeo flexionante = Conocido como el pandeo de Euler, se produce cuando el elemento que esta sometido a flexión llega a la inestabilidad.
- Pandeo local = Se produce en partes esbeltas de la columna lo cual hace que la misma se pandee localmente en compresión antes de producirse otro tipo de pandeo. Se puede prevenir la susceptibilidad de una columna por pandeo local y es necesario controlar la relación ancho/espesor de la sección transversal.

- Pandeo flexo torsionante = Se produce en columnas que fallen por combinación de torsión y flexión.

En cuanto más largo sea la columna la misma tendrá una mayor probabilidad de pandearse, por ello es necesario comprobar la relación esbeltez del elemento.

Para que la columna llegue al pandeo elástico utilizaremos la fórmula de Euler.

$$P = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$$

Considerando que la relación de esbeltez se represente como $r = \sqrt{\frac{I}{A}}$

al sustituirlo en la ecuación anterior obtenemos

$$\frac{P}{A} = \frac{\pi^2 E}{(L/r)^2} = F_e$$

donde

- P = Peso de columna
- A = Área de la columna
- E = Módulo de elasticidad
- L = Longitud de la columna
- r = radio de giro
- Fe = Esfuerzo de pandeo crítico elástico

Un factor más a considerar es la restricción en los extremos de una columna. Al contar con restricción de desplazamiento y rotación el elemento es capaz de resistir mayores cargas frente a aquellas de baja restricción de rotación en los extremos.

Se busca determinar la longitud efectiva KL de la columna. Haciendo uso de la siguiente ilustración se determinará el factor de longitud efectiva K:






Las líneas punteadas muestran la forma pandeada de la columna	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Valor K teórico	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valores recomendados de diseño cuando las condiciones reales son aproximadas	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
Símbolos para las condiciones de extremo	 <ul style="list-style-type: none">  Rotación y traslación impedidas  Rotación libre y traslación impedida  Rotación impedida y traslación libre  Rotación y traslación libres 					

Figura 28. Esfuerzo por tensión y flexión

Fuente: McCormac, 2012

Las columnas que están sujetas a fuerzas de compresión axial deben de cumplir la relación de esbeltez, ancho/espesor, permitiendo que el elemento se flexione. Se detallan los casos que aplican para columnas de perfil laminado tipo W

Descripción del elemento	Razón ancho-espesor (λ)	Relación límite ancho-espesor λ_r (no esbelto/esbelto)
Patines de perfiles laminados tipo W, lados salientes de pares de ángulos conectados con contacto continuo, patines tipo canal y tes	b/t	$0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Almas de perfiles W y canales doblemente simétricos	h/tw	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
HSS redondo	D/t	$0.11 \frac{E}{F_y}$

Figura 29. Relación esbeltez, ancho y espesor

Fuente: McCormac, 2012

Donde

- b = Ancho efectivo del ala
- t = Espesor del ala
- h = Peralte del alma
- Tw = Ancho del alma

Para el diseño de elementos a compresión se debe tener en cuenta que

$$\phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g$$

considerar que $\Phi_c = 0.90$

donde

- P_n = Resistencia nominal a la compresión
- F_c, r = Esfuerzo de pandeo a flexión
- A_g = Área de la sección transversal

De lo cual es necesario determinar el valor de esfuerzo de pandeo a flexión siguiendo estas condiciones:

$$\text{Si: } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ o } \left(\frac{F_y}{F_e}\right) \leq 2.25 \quad F_{cr} = \left[0.658^{F_y/F_e}\right] F_y$$

$$\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ o } \left(\frac{F_y}{F_e}\right) \geq 2.25 \quad F_{cr} = 0.877 F_e$$

Figura 30. Esfuerzo pandeo a flexión

Fuente: AISC

Donde:

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

Considerar $K = 100$

Para determinar el pandeo flexo torsional en un perfil doblemente simétrico se deberá utilizar la siguiente fórmula:

$$F_e = \left(\frac{\pi^2 EC_w}{(K_z L)^2} + GJ \right) \frac{1}{I_x + I_y}$$

Donde

- F_e = Esfuerzo de pandeo crítico elástico
- E = Módulo de elasticidad del acero
- C_w = Constante de alabeo
- K_z = Factor de longitud efectiva para pandeo torsional.
- L = Longitud de la columna
- G = Módulo de corte
- J = Módulo de torsión

- I_x e I_y = Momento de inercia por eje

Cuando se trabaje un perfil de simetría simple, se utilizara la siguiente ecuación:

$$F_e = \left(\frac{F_{ey} + F_{ez}}{2H} \right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{ey} F_{ez} H}{(F_{ey} + F_{ez})^2}} \right]$$

Donde:

- F_{ey} = Pandeo flexionar en el eje de simetría.
- F_{ez} = Pandeo torsional en el eje de rotación.
- H = Relación de momentos de inercia.
- A_g = Área bruta.
- r_o = Radio polar de giro alrededor del centro de corte.

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_{cy}}{r_y} \right)^2}$$

$$F_{ez} = \left(\frac{\pi^2 E C_w}{L_{cz}^2} + GJ \right) \frac{1}{A_g \bar{r}_o^2}$$

Para determinar los valores de H y de " r_o " se seguirán las siguientes formulas:

$$H = \text{Constante deflexión}$$

$$= 1 - \frac{x_o^2 + y_o^2}{\bar{r}_o^2}$$

$$\bar{r}_o^2 = x_o^2 + y_o^2 + \frac{I_x + I_y}{A_g}$$

Donde:

- X_0 = Abscisa del centro de corte respecto al centroide ($x_0 = x - t/2$).
- Y_0 = Ordenada del centro de corte respecto al centroide ($y_0 = y - t/2$).

N. Diseño de elementos a flexión

1. Para secciones compactas. Para elementos a flexión se inicio definiendo el momento plástico (M_p) y el momento nominal de la sección (M_n). En el momento plástico se define el límite de estado de los elementos restringiendo al elemento a trabajar dentro del estado plástico sin generar otro efecto. (AISC, 2015)

Se deben de seguir las siguientes fórmulas:

$$M_n = F_y S_x$$

$$M_p = F_y Z$$

Donde:

- F_c, r = Esfuerzo de pandeo por flexión
- S_x = Módulo de sección, obtenido del perfil a utilizar
- F_y = Módulo de elasticidad del acero
- Z = Módulo plástico

A partir de ello se define el factor de forma (M_p/M_n), lo cual se utiliza como en el caso para un módulo plástico de una sección determinada que sea igual al momento estático de las áreas en compresión y tensión respecto al eje neutro.

Las vigas al ser los elementos principales a flexión presentan distintos comportamientos en función a la longitud de la misma.

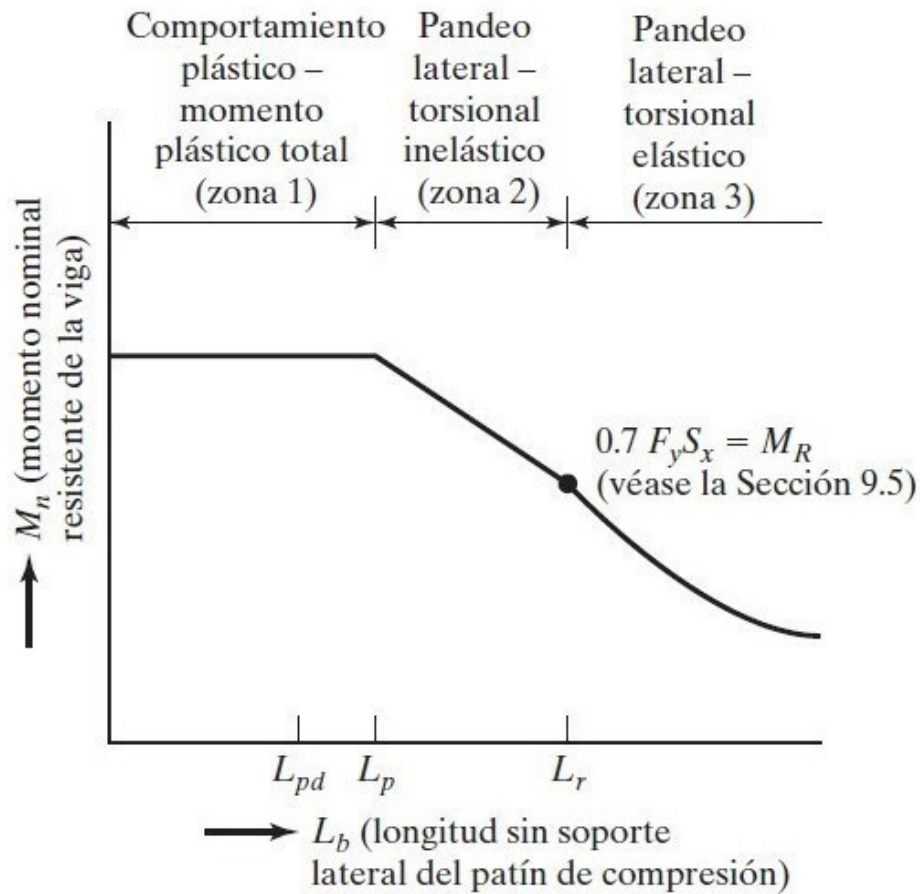


Figura 31. Gráfica comportamiento acero por pandeo

Fuente: McCormac, 2012

El diseño por flexión se divide en tres zonas: comportamiento plástico, pandeo inelástico, y pandeo elástico.

El comportamiento plástico que se encuentra en la zona 1 se debe cumplir que

$$L_b \leq L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$M_{ux} \leq \phi_b M_p$$

considerar que $\Phi_b = 0.90$

Donde:

- L_p = Límite de la longitud plástica
- r_y = Radio de giro en el eje y

- L_b = Longitud del elemento sin soporte lateral
- M_{ux} = Momento actuante mayorado con respecto al eje x ($M_{ux} = W_n L^2 / 8$)

El pandeo inelástico Para casos en que se incluya arriostamiento lateral en el área de compresión de una viga o arriostamiento de torsión en la uniones del arrioste, de manera que el elemento llegue a flexionarse hasta alcanzar la deformación de fluencia en elementos a compresión previo a aparición de pandeo lateral, esto genera un pandeo inelástico.

Para casos de vigas a flexión se puede entender mejor en la siguiente imagen

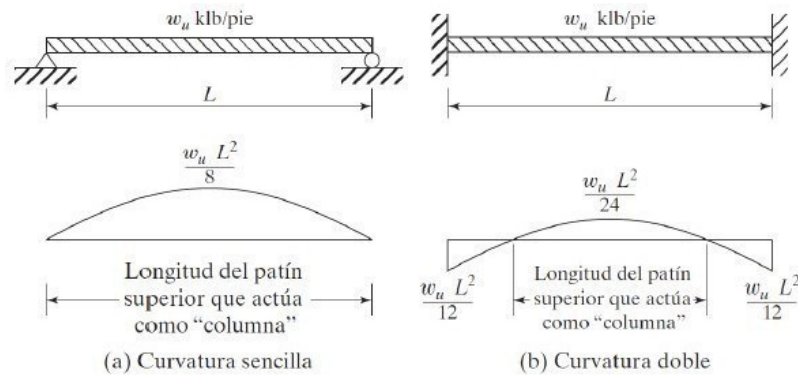


Figura 32. Vigas a flexión

Fuente: McCormac, 2012

De lo cual, como se interpreto en el estado plástico, se utilizaran vigas con curvaturas sencillas

En función a lo mencionado anteriormente se utilizara un factor de modificación de pandeo torsional lateral (C_b). Para diseños de vigas ($C_b > 1.0$) que garantizará una mayor capacidad a momento.

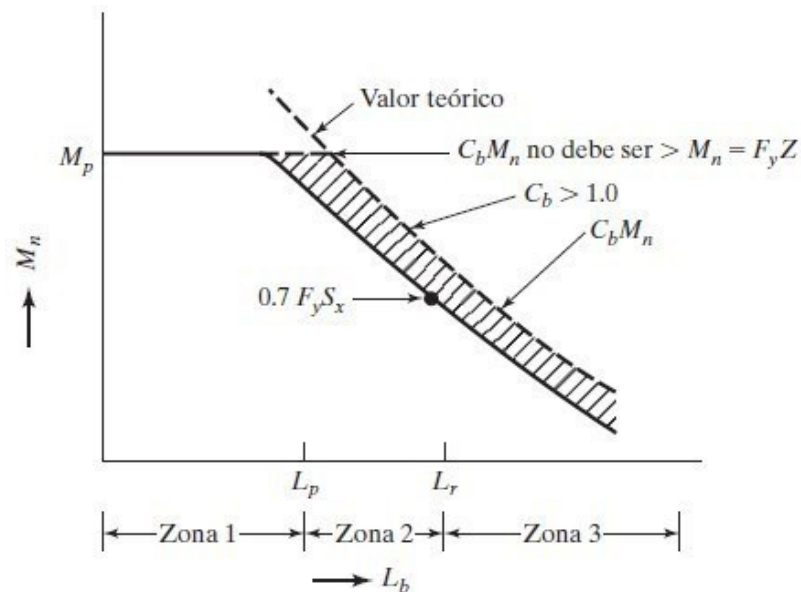


Figura 33. Estado plástico

Fuente: McCormac, 2012

Para el caso de una viga que se encuentra simplemente apoyada se utilizó el valor $C_b = 1.14$. Se uso para cumplir la ecuación de pandeo inelástico :

$$L_p < L_b \leq L_r$$

$$M_n = \phi_b C_b \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq \phi_b M_p$$

Considerar que $\Phi_b = 0.90$

Donde:

- L_r = Límite de longitud inelástico
- L_r = Se define como una combinación del área transversal, módulo de elasticidad, esfuerzo de fluencia y sus propiedades por torsión y alabeo. Para lo cual se utilizó la siguiente ecuación:

$$L_r = \left(\frac{r_y x_1}{F_{res}} \right) \left(\sqrt{1 + \sqrt{1 + x_2 F_{res}^2}} \right)$$

$$x_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{EGJA}{2}}$$

$$x_2 = 4 \frac{C_w}{I_y} \left(\frac{S_x}{GJ} \right)^2$$

Donde:

- r_y = Radio de giro respecto al eje y
- X_1 = Factor 01 para determinación de zona del elemento.
- X_2 = Factor 02 para determinación de zona del elemento
- F_{res} = Esfuerzo residual del acero ($F_{res} = 0.75F_y$)
- E = Módulo de elasticidad del acero
- G = Módulo de corte del acero
- J = Constante de torsión
- A = Área de la sección

- C_w = Constante de alabeo
- I_y = Momento de inercia con respecto al eje y

Pandeo elástico : Para este comportamiento se genera cuando la longitud de una viga sin soporte es mayor que (L_r), generando que falle por pandeo por compresión en la sección transversal lateralmente respecto al eje débil y con torsión a lo largo de la sección con respecto a su eje longitudinal de la viga entre sus puntos de soporte lateral.

Se utilizaron las siguientes fórmulas para pandeo elástico:

$$L_b > L_r$$

$$M_n = F_{cr} S_x < M_p$$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J_c}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}$$

Donde

- F_{cr} = Esfuerzo de pandeo flexo torsional.
- L_b = Longitud sin soporte lateral.
- r_{ts} = Radio de giro efectivo de la sección.
- c = Constante de doble simetría ($c=1.0$ para perfiles W).
- h_o = Distancia entre los centroides del ala.

2. Para secciones no compactas. Se entiende como sección compacta al perfil que sea lo suficientemente robusto, capaz de desarrollar una distribución total de esfuerzo plástico antes que se produzca el pandeo local del alma o patín. (Jack C. McCormac, 2012)

Una sección no compacta es una en la que el esfuerzo de fluencia puede alcanzarse en algunos, pero no en todos, sus elementos en compresión antes de que ocurra el pandeo.

λ (Relación ancho a espesor)	Relaciones límite ancho a espesor	
	λ_p (Compacto / no compacto)	λ_r (No compacto / esbelto)
b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

Donde:

- $b_f/2$; b_f = Ancho del ala
- t_f ; t_f = Espesor del ala

El caso de secciones compactas se aprecia en el punto anterior. A continuación, se definen las fórmulas que rigen para las secciones no compactas:

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

Donde:

- M_n = Momento flector nominal
- M_p = Momento flector plástico
- λ = Relación ancho/ espesor

3. Para secciones esbeltas. Para secciones esbeltas se pueden proceder con la siguiente ecuación:

$$M_n = \frac{0.9Ek_c S_x}{\lambda^2}$$

Donde:

- E = Módulo de elasticidad del acero
- M_p = Coeficiente, para el efecto de calculo: $0.35 < K_c < 0.76$
- S_x = Módulo de sección

Ñ. Diseño por esfuerzo cortante

Al flexionarse un elemento aparecen los esfuerzos cortantes debido al cambio de longitud en sus fibras longitudinales. Dentro del momento positivo, las fibras inferiores se alargan y las superiores se acorta, siendo la zona intermedia neutra al cambio de longitud.

Para determinar la resistencia nominal al cortante de un alma se utiliza las siguiente ecuaciones:

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v$$

$$\text{Para: } \frac{h}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \quad C_v = 1.0$$

$$1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1.37 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \quad C_v = \frac{1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}}{h/t_w}$$

$$\frac{h}{t_w} > 1.37 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \quad C_v = \frac{1.51 E k_v}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 F_y}$$

Donde:

- V_n = Esfuerzo cortante nominal
- A = Área del alma
- C_v = Coeficiente de cortante del alma
- h = Distancia libre entre las puntas del filete del alma ($h = d - k_{des}$)
- d = Peralte de la sección transversal
- K_{des} = Espesor del ala más el filete del alma
- t_w = Espesor del alma
- k_v = Coeficiente de pandeo por cortante de la placa del alma

Para la condición del esfuerzo cortante último:

$$V_u < \phi_c V_n$$

Se debe considerar $\Phi_c = 1.0$

O. Diseño por deflexiones

Las deflexiones en los elementos se limitan a valores máximo por las siguientes razones:

- Deflexiones excesivas pueden dañar los materiales unidos o soportados por otro elemento considerado.
- La apariencia de la estructura se verá afectada por deflexiones grandes.
- Las deformaciones grandes generan incertidumbres en los ocupantes de la estructura.
- Puede superponer la misma deflexión en diferente elementos.

$$\Delta_E = \frac{5WL^4}{384EI}$$

donde:

- Δ_E = Deflexión máxima producida en el elemento
- W = Carga distribuida de servicio.
- L = Longitud del elemento.
- E = Módulo de elasticidad del acero.
- I = Momento de inercia en el eje longitudinal.

La deflexión se limita en función a las deflexiones máximas permisibles

Elementos	Condiciones de carga		
	L	D + L	S ó W
De piso	$L/360$	$L/240$	---
De techo que soportan plafón de yeso	$L/360$	$L/240$	$L/360$
De techo que soportan plafones que no son de yeso	$L/240$	$L/180$	$L/240$
De techo que no soportan plafones	$L/180$	$L/120$	$L/180$

1. Diseño de vigas por flexión asimétrica. Cada sección transversal del elemento tiene un par de ejes de modo que son verticales (también llamado eje principal), lo que resulta en una inercia igual a cero. Si la flexión con respecto a cualquier eje que no sea el eje principal, se producirá una flexión asimétrica.

Lo que se necesita al convertir el eje de coordenadas local en el eje de coordenadas global. De esta forma, la fuerza se puede resolver sobre el eje de coordenadas, el eje de abscisas y el eje de ordenadas.

Teniendo las fuerzas y momentos respectivos se utilizara la siguiente ecuación que combina la flexión y cargas axiales:

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

Donde:

- P_r = Resistencia axial requerida para el método LRFD
- P_c = Resistencia axial disponible para el método LRFD
- M_{rx} Y M_{ry} = Resistencias a la flexión de diseño requeridas.
- M_{cx} Y M_{cy} = Resistencias a la flexión de diseño disponibles.

tomando en cuenta que:

$$\phi_b M_n = \phi_b F_y Z$$

donde:

$M_n = M_{cx}$ Y M_{cy} , el momento disponible es aplicable a los conceptos descritos

P. Diseño de conexiones

Las conexiones principales que ocurren en las estructuras de acero son: viga-columna, viga-viga, y columna-arriostres, columna placa base. Todos están sujetos a esfuerzo cortante, tensión e incluso momentos. Sin embargo, nos centraremos en los puntos principales como base de la estructura, que se describirán en detalle a continuación.

1. Diseño de placa base. La placa base se configura de manera tal que sea capaz de soportar y distribuir de una manera adecuada la sobrecarga de las columnas en la zapatas.

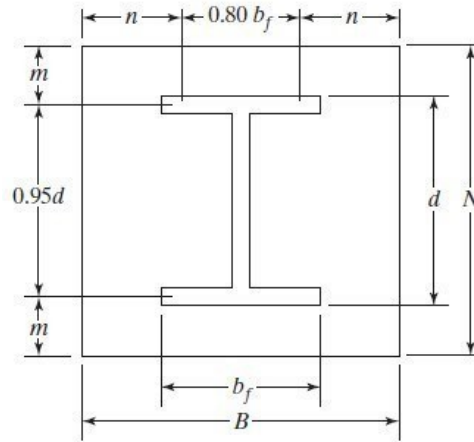


Figura 34. Diseño de placa base

Fuente: AISC

Del cual se tienen los siguientes valores:

- N = Longitud en el eje longitudinal.
- B = Longitud en el eje transversal.
- b_f = Longitud total del patín.
- d = peralte de la sección.
- $m = (N - 0.95d)/2$
- $n = (B - 0.80b_f)/2$

Para determinar la resistencia de diseño de contacto del concreto debajo de la placa base se debe tomar en cuenta lo siguiente:

$$P_p = \phi_c (0.85 f'_c A_1) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 1.7 f'_c A_1$$

Considerar $\Phi_c = 0.65$

Donde:

- P_p = Resistencia nominal de contacto del concreto
- f'_c = Resistencia a la compresión del concreto a 28 días
- A_1 = Área de placa base.
- A_2 = Área máxima de la porción de concreto soportante.

Se debe tomar en cuenta que adicional al área de la placa base, se debe de determinar el espesor de la placa. Esto se calcula con lo propuesto por Thornton que indica:

$$l = \text{máx}(m, n \text{ ó } \lambda n')$$

Ya que el valor de Λ no implica un cambio relevante para el diseño de la placa, este se puede considerar como 1.0

Donde:

- l = longitud máxima determinada de la ecuación anterior
- $n' = \sqrt{db_f/4}$

Haciendo uso de la ecuación para momentos resistentes a la flexión y asumiendo el valor $b=1.0$.

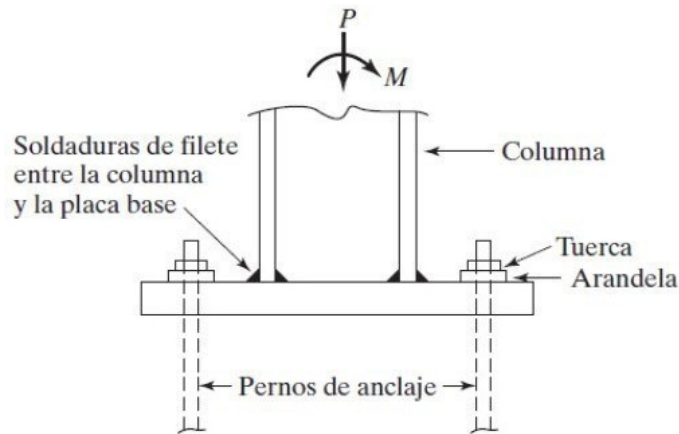
$$\text{Para: } \frac{\phi_b F_y b t^2}{4} = \frac{P_u l^2}{2BN} \qquad t_{req} = l \sqrt{\frac{2P_u}{0.9F_yBN}}$$

Considerar: $\Phi_b = 0.90$

Donde:

- t_{req} = Espesor de la placa base
- P_u = Carga axial aplicada en la columna
- F_y = Esfuerzo a la fluencia
- Diseño por resistencia a momentos

Una carga axial genera esfuerzos de compresión entre la placa base y la zapata de soporte, mientras que el momento realiza un incremento de la carga en compresión en un lado y lo disminuye en el otro. En caso de que las flexiones sean de poca consideración, se pueden transmitir a las zapatas; sin embargo, para grandes cargas, deberán usarse conexiones rígidas (AISC, 2015).



Lo que se busca es diseñar una placa base para una columna que presente una carga axial y un momento flexionante de baja magnitud capaz de situar la carga resultante entre las alas de la columna

El momento se determina para un tramo de ancho de placa igual a 1.0 y se iguala a su respectivo momento resistente, al despejar la resultante obtenemos:

$$\text{Para: } M_u \leq \phi_b M_n = \frac{\phi_b F_y I}{c} = \frac{\phi_b F_y (1/12)(1)(t)^3}{t/2} \quad t \geq \sqrt{\frac{6M_u}{\phi_b F_y}}$$

considerar $\phi_b = 0.90$

Donde:

- M_u = Espesor de la placa base
- M_n = Carga axial aplicada en la columna
- c = Esfuerzo a la fluencia
- t = Espesor de la placa base

Para el momento M_u se utiliza la siguiente fórmula

$$M_u = \frac{\left[\frac{r_2 L_{r2}^2}{2} + \frac{(r_1 + r_2) L_{r2}^2}{3} \right]}{100}$$

$$r_1 = \frac{2R_u}{A_p} B$$

$$r_2 = \frac{(L_{r1} - L_{r2})}{L_{r1}} r_1$$

$$L_{r1} = 3 \left(\frac{N - d + t_f}{2} \right)$$

$$L_{r2} = \left(\frac{N - d + t_f}{2} \right)$$

Donde:

- r_1 = Reacción mayor sobre la placa base
- r_2 = Reacción en el ala del perfil
- L_{r1} = Longitud del triángulo de reacciones sobre la placa base
- L_{r2} = Longitud libre derecho a partir del ala del perfil
- t_f = Espesor del ala del perfil
- A_p = Área de presión sobre la placa base en compresión ($A_p = L_{r1}B$)
- R_u = Reacción última sobre la placa base

$$R_u = P_u + T_u$$

$$T_u = P_u \left[\frac{e^{-\left(\frac{d-t_f}{2}\right)}}{L+d-\frac{t_f}{2}} \right]$$

Donde:

- P_u = Carga axial máxima combinada.
- e = Excentricidad ($e = M_y/F_z$).
- M_y = Momento flexionante respecto al eje más crítico.
- F_z = Carga vertical actuante sobre la placa base.
- L = Distancia del eje del perno al borde del patín.

Luego se procede a calcular el área de perno de anclaje requerido:

$$A_{req} = \frac{T_u}{\phi_t 0.75 F_u}$$

Donde se consideró: $\Phi_t = 0.75$ y $F_u = P_u$ Con esta ecuación se determinó el diseño de los pernos de anclaje para unir la placa base al pedestal de concreto.

2. Pernos de anclaje para placa base. Los pernos de anclaje sujetos a una base de concreto deberán cumplir con los requisitos de tensión y corte. Los cuales se detallarán según el ACI-318.

- Diseño para cargas a tensión

Los diseños a tensión se dividirán en distintos apartados, resistencia del acero en tensión, resistencia al arrancamiento del concreto en tensión, resistencia a la extracción por deslizamiento y resistencia al desprendimiento lateral del concreto en tensión (AISC360-16, 2016).

Para la resistencia del acero en tensión, la resistencia nominal de un solo anclaje en tensión (N_{sa}) será la siguiente:

$$N_{sa} = A_{se} f_{uta}$$

$$\phi N_{sa} \geq N_{ua}$$

Considerar: $\Phi = 0.75$ Donde:

- N_{sa} = Resistencia nominal a la tensión del perno.
- (A_{se}) = Área útil del perno
- F_u = Resistencia a la fractura del acero.
- N_{ua} = Tensión máxima sobre un perno.

El área útil del perno se obtiene de la siguiente tabla:

d_o (in)	A_{se} (in ²)
1/2	0.142
5/8	0.226
3/4	0.334
7/8	0.462

1	0.606
1 1/8	0.763
1 1/4	0.969
1 3/8	1.160
1 1/2	1.410
1 3/4	1.900
2	2.500
2 1/4	3.250
2 1/2	4.000
2 3/4	4.930
3	5.970

Para la resistencia al arrancamiento del concreto en tensión se considera que los pernos trabajan en grupo, las ecuaciones a utilizar son las siguientes:

$$N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \Psi_{ec,N} \Psi_{ed,N} \Psi_{c,N} \Psi_{cp,N} N_b$$

$$A_{Nco} = 9h_{ef}^2$$

$$\Psi_{ec,N} = \frac{1}{\left(1 + \frac{2e'_N}{3h_{ef}}\right)}$$

$$N_b = k_c \lambda_a \sqrt{f'_c} h_{ef}^{1.5}$$

$$\phi N_{cbg} \geq N_{uag}$$

Considerar: $\phi = 0.75$ Donde:

- N_{cbg} = Resistencia nominal de arrancamiento del concreto en tensión (grupo de anclajes)
- A_{Nc} = Área proyectada de superficie de falla para uno o un grupo de pernos
- A_{Nco} = Área proyectada de superficie de falla de un solo anclaje
- $\Psi_{ec, N}$ = Factor de modificación para grupos de anclajes sometidos a cargas excéntricas de tensión.
- $\Psi_{ed, N}$ = Factor de modificación por efectos de borde.
- $\Psi_{c, N}$ = Factor de modificación por pernos pre-instalados $\Psi_{c, N} = 1.25$
- $\Psi_{cp, N}$ = Factor de modificación para anclajes post-instalados. $\Psi_{cp, N} = 1.0$
- h_{ef} = Longitud de empotramiento modificado.
- e_N = excentricidad.
- N_b = Resistencia al arrancamiento del concreto.
- K_c = Coeficiente por instalación $K_c = 10$ para anclaje pre-instalados
- Λ_a = Factor de modificación para concreto de peso normal ($\Lambda = 1.0$)
- f'_c = Resistencia a la compresión del concreto.

Los factores de $\Psi_{ed, N}$ y área A_{Nc} se definen a continuación:

$$\text{Si: } c_{a,min} \geq 1.5h_{ef} \quad \Psi_{ed,N} = 1.0$$

$$c_{a,min} < 1.5h_{ef} \quad \Psi_{ed,N} = 0.7 + 0.3 \frac{c_{a,min}}{1.5h_{ef}}$$

$$\text{Si: } c_{a1} < 1.5h_{ef} \quad A_{Nc} = (c_{a1} + 1.5h_{ef})(3h_{ef})$$

$$c_{a1} < 1.5h_{ef} ; s_1 < 3h_{ef} \quad A_{Nc} = (c_{a1} + s_1 + 1.5h_{ef})(3h_{ef})$$

$$c_{a1} \text{ y } c_{a2} < 1.5h_{ef} ; s_1 \text{ y } s_2 < 3h_{ef}$$

$$A_{Nc} = (c_{a1} + s_1 + 1.5h_{ef})(c_{a2} + s_2 + 1.5h_{ef})$$

Donde

- C_{a1} = Distancia del eje del perno al borde superior del pedestal en x
- C_{a2} = Distancia del eje del perno al borde superior del pedestal en y
- $C_{a,min}$ = Valor mínimo entre C_{a1} y C_{a2}
- S_1 = Separación entre pernos en el eje x.
- S_2 = Separación entre pernos en el eje y.

Se debe considerar que el valor h_{ef} para las ecuaciones anteriores se calculará en función a la siguiente condición:

$$h_{ef} = \text{mayor}(c_{a1}/3 ; c_{a2}/3 ; s_1/3 ; s_2/3)$$

Dentro de la resistencia a la extracción por deslizamiento se busca determinar el valor de N_{pn}

$$N_{pn} = \Psi_{c,P} N_p$$

$$N_p = 8A_{brg} f'_c$$

Donde

- N_{pn} = Resistencia nominal a la extracción por deslizamiento en tensión

- Ψ_c, P = Factor de modificación por fisuras; para pernos donde no existen fisuras de cargas de servicio se considerará 1.4, caso contrario considerar 1.0
- N_p = Resistencia a la extracción por deslizamiento a la tensión de un perno con cabeza individual.
- A_{brg} = Área de la cabeza del perno.

Dentro de la resistencia al desprendimiento lateral del concreto en tensión. se considera la resistencia de los pernos susceptibles a la falla. Por lo cual se utilizaron las siguientes ecuaciones:

$$N_{sbg} = \left(1 + \frac{s}{6c_{a1}}\right) N_{sb}$$

$$N_{sb} = \alpha 13c_{a1} \sqrt{A_{brg}} \lambda_a \sqrt{f'_c}$$

$$\text{Si: } c_{a2} < 3c_{a1} \alpha = \frac{(1 + c_{a2}/c_{a1})}{4}; \text{ caso contrario } \alpha = 1$$

$$\phi N_{sbg} \geq N_{uag}$$

Considerar: $\Phi = 0.75$ Donde:

- N_{sbg} = Resistencia nominal de los pernos susceptibles a una falla por desprendimiento lateral del concreto.
- s = Distancia entre los anclajes exteriores medida a lo largo del borde.
- N_{sb} = Resistencia nominal al desprendimiento lateral.
- N_{uag} = Fuerza a la tensión sobre el grupo de pernos cercanos al borde.
- Diseño para solicitaciones a corte

Para el diseño por corte se evaluaron tres condiciones las cuales son: resistencia del acero del perno a corte, resistencia al arrancamiento del concreto de pernos a corte y resistencia al desprendimiento del concreto por cabeceo del perno sometido a corte.

La primera condición establece que:

$$V_{sa} = A_{se} v f_{uta}$$

$$\phi V_{sa} \geq V_u$$

Considerar: $\phi = 0.65$ Donde:

- V_{sa} = Resistencia nominal del perno al corte.
- V_u = Fuerza cortante máximo sobre un perno.
- A_{se}, V = Área transversal efectiva del perno.
- F_{uta} = Resistencia a la fractura del acero.

Para la segunda condición se determina la fuerza cortante perpendicular al borde para un grupo de pernos, utilizando las siguientes fórmulas:

$$V_{cbg} = \frac{A_{vc}}{A_{vco}} \Psi_{ec,v} \Psi_{ed,v} \Psi_{c,v} \Psi_{h,v} V_b$$

$$A_{vco} = 4.5(c_{a1})^2$$

$$\text{Si: } h_a < 1.5c_{a1} \quad A_{vc} = 3c_{a1}h_a$$

$$c_{a2} < 1.5c_{a1} \quad A_{vc} = 1.5c_{a1}(1.5c_{a1} + c_{a2})$$

$$h_a < 1.5c_{a1} ; s_1 < 3c_{a1} \quad A_{vc} = (3c_{a1} + s_1)h_a$$

Para $V_b = \min[(a) ; (b)]$

$$(a) \quad V_b = 0.6 \left(\frac{l_e}{d_a} \right)^{0.2} \sqrt{d_a} \lambda_a \sqrt{f'_c} (c_{a1})^{1.5}$$

$$(b) \quad V_b = 3.7 \lambda_a \sqrt{f'_c} (c_{a1})^{1.5}$$

$$\text{Para:} \quad \Psi_{ec,V} = \frac{1}{\left(1 + \frac{2e'_v}{3h_{ef}} \right)} \leq 1.0$$

$$\text{Si:} \quad c_{a2} \geq 1.5c_{a1} \quad \Psi_{ed,V} = 1.0$$

$$c_{a2} < 1.5c_{a1} \quad \Psi_{ed,V} = 0.7 + \frac{0.2c_{a2}}{c_{a1}}$$

$$\text{Para:} \quad \Psi_{h,V} = \sqrt{\frac{1.5c_{a1}}{h_a}} \geq 1.0$$

$$\phi V_{cbg} \geq V_{uag}$$

Considerar: $\Phi = 0.65$ Donde:

- V_{cbg} = Resistencia nominal al arrancamiento del concreto por corte
- A_{vc} = Área proyectada de la superficie de falla sobre un lado del borde de concreto
- A_{vco} = Área proyectada para un anclaje individual.
- Ψ_{ec}, V = Factor de modificación para grupos de pernos sometidos a cargas excéntricas.
- Ψ_{ed}, V = Factor de modificación por efectos de borde.
- Ψ_c, V = Factor de modificación para concreto reforzado; considerar 1.0 para pernos en concreto fisurado sin refuerzo, 1.2 para pernos en concreto fisurado con refuerzo.
- Ψ_h, V = Factor de modificación para pernos ubicados en un elemento de concreto.
- V_b = Resistencia básica al arrancamiento del concreto.
- C_{a1} = Distancia desde el borde hasta el eje longitudinal de los anclajes.
- C_{a2} = Distancia desde el borde hasta el eje transversal de los anclajes.

- h_a = Espesor.
- l_e = Longitud de apoyo de carga del perno de corte.
- d_a = Diámetro del perno
- Λ_a = Factor de modificación para concreto de peso normal, asumir que $\Lambda_a = 1.0$
- e_v^j = excentricidad.
- h_{ef}^j = Altura del perno.
- V_{ua}^j = Fuerza de corte sobre el grupo de pernos cercanos al borde.

La condición 3 se determina las resistencias al desprendimiento del grupo de pernos, usando las siguientes ecuaciones

$$V_{cpg} = k_{cp} N_{cpg}$$

$$\phi V_{cpg} \geq V_{uag}$$

Considerar: $\Phi = 0.65$ Donde:

- V_{cpg} = Resistencia nominal al arrancamiento del concreto por corte
- k_{cp} = Constante; tomar $k_{cp} = 1.0$ si $h_{ef} < 65mm$ caso contrario $K_{cp} = 2.0$
- N_{cpg} = Resistencia al arrancamiento del concreto.

Luego de hacer el chequeo de los pernos de anclaje por corte y por tensión, se deberá chequear la interacción de las fuerzas obtenidas en los apartados anteriores, para lo cual se utilizan las siguientes condiciones.

- Si $V_{ua}/(\Phi V_n) \leq 0.2$ para la resistencia que gobierne en cortante, entonces se permite usar la resistencia total en tracción: $\Phi V_n \geq N_{ua}$.
- si $N_{ua}/(\Phi N_n) \leq 0.2$ para la resistencia que gobierne en tensión, entonces se permite usar la resistencia total por cortante: $\Phi V_n \geq V_{ua}$.
- Si $V_{ua}/(\Phi V_n) > 0.2$ para la resistencia que gobierne en cortante y $N_{ua}/(\Phi N_n) > 0.2$

$$\frac{N_{ua}}{\Phi N_n} + \frac{V_{ua}}{\Phi V_n} \leq 1.2$$

3. Diseño de pedestales. El pedestal es un elemento en concreto armado el cual, como un elemento en acero, deberá cumplir con los diseños por capacidad de carga axial, flexión y cortante. Dentro del tema se incluyó la cuantía de acero, sin embargo no se detalla la cuantía de estribos (AISC, 2015).

- Diseño por capacidad de carga axial

Para determinar la carga axial del pedestal utilizaremos la siguiente ecuación

$$P_n = 0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}$$

$$\phi P_n \geq P_u$$

Considerar: $\Phi = 0.65$ Donde:

- P_n = Resistencia a la compresión de la columna.
- f'_c = Resistencia a la compresión del concreto.
- A_g = Área total del pedestal.
- A_{st} = Área total de la sección transversal del refuerzo longitudinal.
- f_y = Fluencia del acero.
- P_u = Carga axial última.
- Diseño por flexión

Las columnas se diseñan por flexión tal como se realiza con las vigas. Antes de diseñar a flexión se debe cumplir con

$$\alpha F_c > P_u$$

Donde:

- $F_c = f^j_{cab}$ = Resistencia a la compresión.
- $\alpha = 0.1$ = Factor de reducción para determinar el comportamiento del pedestal.

Luego de chequear que el elemento se comporta al igual que una viga, debemos calcular la resistencia nominal por flexión.

$$T = A_s f_y$$

$$C = 0.85 f'_c ab$$

La distancia del centro de gravedad lo definimos como $d - a/2$, entonces :

$$M_n = T \left(d - \frac{a}{2} \right) = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

$$\phi M_n \geq M_u$$

Considerar: $\Phi = 0.75$ Donde:

- M_n = Momento nominal resistente.
- A_s = Área de acero en zona de tensión.
- f_y = Esfuerzo de fluencia del acero.
- d = Longitud efectiva ($d = B - 5$ cm)
- a = Longitud esforzada a compresión.
- b = Ancho del pedestal perpendicular al eje analizado.
- B = Longitud del pedestal en dirección al eje analizado.
- M_u = Momento último en el pedestal.
- Diseño por cortante

Los elementos de concreto armado cuando están sometidos a fuerzas de corte pueden estar cargados por fuerzas axiales de compresión o tensión. Debido a los efectos que se pueden generar, estos elementos se diseñarán de acuerdo a lo siguiente

$$V_c = \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \left(\frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{6} \right) b_w d$$

$$\phi V_c \geq V_u$$

Considerar: $\Phi = 0.75$ Donde:

- V_c = Resistencia de la columna al corte.
- N_u = Carga axial.
- A_g = Área bruta del pedestal.
- Λ = Factor de modificación para el concreto normal, asumir $\Lambda = 1.0$
- b_w = Longitud del pedestal en dirección al eje analizado.
- d = Longitud del pedestal perpendicular al eje analizado.
- V_u = Cortante último en el pedestal.

Q. Diseño, construcción y levantamiento de marcos estructurales para pórticos

Una nave industrial es una construcción techada adaptable a un gran número de usos, cuya separación entre columnas permita amplios espacios, libres de obstrucciones, que da libertad para la distribución de la tabiquería interna y un mayor aprovechamiento de las áreas útiles. Por lo general, son estructuras de un solo nivel, con pavimentos y fachadas.

Ya que a menudo se trata de estructuras prefabricadas en taller, con un alto grado de precisión y control de calidad, su montaje rápido y sencillo puede ponerlas en un uso muy rápidamente, lo que se traduce en ahorro de tiempo de ejecución de costos.

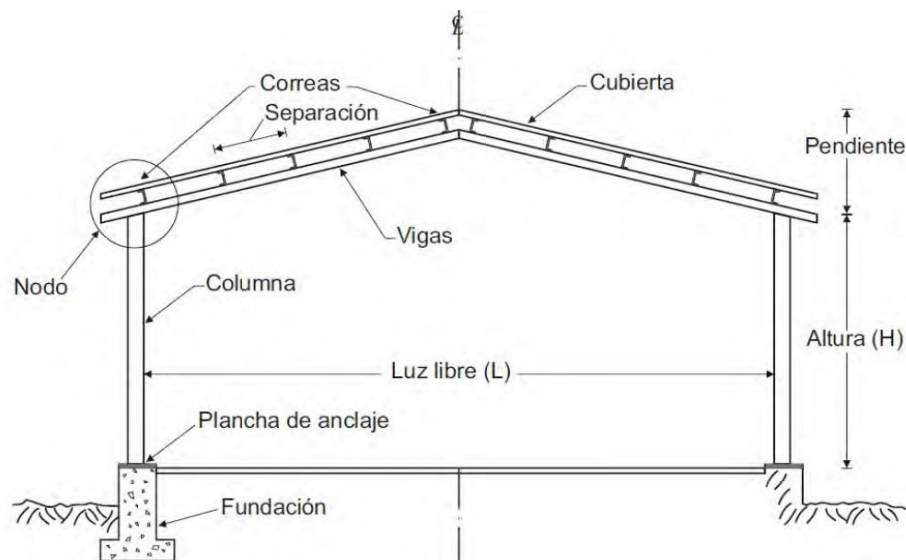


Figura 35. Pórtico estructural

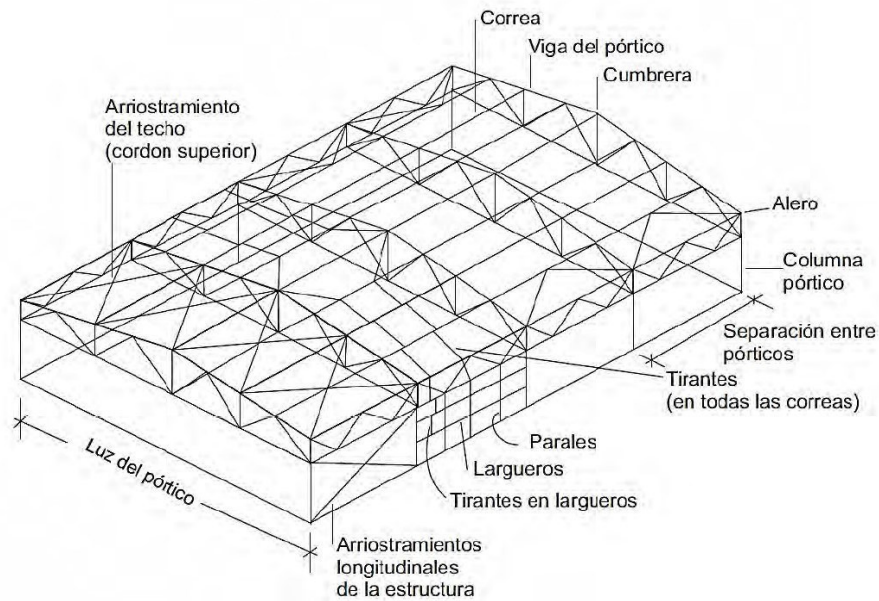


Figura 36. Pórtico estructural

Fuente: Proyecto y construcción de galpones modulares

Son muy eficientes para encerrar grandes volúmenes, por lo tanto, a menudo se usan para uso industrial, almacenamiento, oficinas y aplicaciones comerciales, así como para fines agrícolas. Este artículo describe la anatomía y varios tipos de marcos de portal y consideraciones clave de diseño.

Un edificio de Pórtico comprende una serie de marcos transversales arriostrados longitudinalmente. La estructura principal de acero consiste en columnas y vigas, que forman pórticos y arriostramiento. El marco estructural final que es un marco a dos aguas, puede ser un marco de portal o una disposición arriostrada de columnas y vigas.

R. Consideraciones de diseño estructural

El peso mínimo del acero en una estructura la mayoría de la veces se ha tratado como la medida o consideración más eficiente. Sin embargo, en muchos casos esta no es la medida que da lugar a una solución eficiente, ya que puede afectar otros factores como el aumento de los costos de fabricación y montaje. En algunos casos las secciones de menor peso pueden llegar a ser más costosas que las secciones un poco más grandes, debido a si los tamaños no son comunes o si existen complicaciones innecesarias en las conexiones.

S. Códigos de diseño estructural

Los códigos o normativas usadas en el diseño de la nave industrial y cálculo de estructuras metálicas.

- ANSI/AISC 360-16 "Specification for Structural Steel Buildings"
- ANSI/AISC 341-16 "Seismic Provision for Structural Steel Buildings"

- AGIES NSE 2-18 "Demandas Estructurales y Condiciones de Sitio"
- AGIES NSE 3-18 "Diseño Estructural y Condiciones de Sitio"
- AGIES NSE 7.5-18 "Diseño de Edificaciones de Acero"

Los códigos normativos concentran la experiencia profesional de metodologías de análisis, diseño y construcción que dan resultados seguros y económicos, y tienen como principal objetivo evitar la repetición sistemática de errores. A pesar de esto, nunca suplantán la experiencia profesional, que debe ser capaz de plantear modelos predecibles en cuanto a su comportamiento y seguridad, así como jerarquizar e interpretar las disposiciones normativas.

T. Software de análisis estructural Etabs

Etabs es un software para el análisis estructural y el diseño de edificaciones. Este programa es desarrollado por la empresa Computers and Structures Inc. una empresa conocida por el desarrollo de diversos softwares para ingeniería estructural y sísmica. El programa se basa en el cálculo de elementos finitos para computarizar el análisis de una estructura. Etabs permite al usuario definir las propiedades de los materiales y dimensiones de los elementos que conforman parte de la estructura como también asignar cargas y establece diferentes combinaciones(Computers & Structures, 2021)

VII. MARCO METODOLÓGICO

A. Predimensionamiento de elementos

La nave industrial consta de 7 ejes transversales y 3 ejes longitudinales. La estructura cuenta con una longitud de 42 metros, y posee una luz de 35 metros. La altura máxima entre nivel de suelo y cumbrera es de 12 metros, La longitud de la viga utilizada de 18 m y se trabajó con una pendiente del %25. Tanto para vigas como para columnas se utilizó acero A992 y para costaneras y placas acero A36. La estructura está formada por 7 marcos a momento en el eje x y 3 marcos arriostrados concéntricamente en el eje Y.

El predimensionamiento de la nave industrial se encuentra especificada en la parte de anexos. Para el tamaño recomendado de elementos se trabajó con base en las cargas muertas, cargas vivas y combinaciones de cargas gravitacionales. La separación de costanera será de 1.10 m para que la lámina no tenga problemas de deflexiones debido a lluvia y no se formen empozamiento de agua en el techo. Las columnas a utilizar inicialmente será una W18x60

B. Diseño de elementos según AISC

1. Diseño de costaneras. La longitud de la costanera es de 6 metros esto es debido a que esas longitudes se manejan en el mercado, no es recomendable utilizar costanera menor a 1/16 de espesor porque no se estarían cumpliendo los requerimientos de la norma AISI, que es la norma para elementos rolados en frío. Recordemos que las costaneras se fabrican en lámina la cual, se dobla en frío. La función de las costaneras es de distribuir las cargas gravitacionales hacia las vigas principales, y este elemento sufrirá de pandeo lateral torsional debido a la flexión. Se diseñaron otro tipo de costanera para darle un arriostramiento al techo estas costaneras será de C2X6X1/6.

Sección	C 2"x8"x1/16"
Luz libre, m=	6.00
Luz libre, ft=	19.68
Fy, ksi=	33.00
E, ksi=	29,500.00
G, ksi=	11,600.00
Y kip/in ³ =	0.00028

Figura 37. Diseño de costanera C2X8X1/16

Fuente: Propia

Donde:

- H = 8.00 in
- B = 2.00 in
- t = 0.06 in
- D = 0.63 in

- $R = 0.19 \text{ in}$
- $w = 1.50 \text{ in}$
- $w/t = 24.00$
- $Se = 1.76 \text{ in}^3$
- $I_x = 7.05 \text{ in}^4$
- $I_y = 0.38 \text{ in}^4$

CORTE		
Vn=	Aw Fv	
Aw=	h t	
h=	7.50	in
t=	0.06	in
Aw=	0.47	in ²
h/t=	120.00	
kv=	5.34	
$\sqrt{E}kv/F_y=$	69.09	
$1.51\sqrt{E}kv/F_y=$	104.33	
$\mu=$	0.30	
Fv, usar=	9.89	ksi
$\phi=$	0.95	
$\phi V_n=$	4.40	kips

Figura 38. Diseño corte

Fuente: Propia

APLASTAMIENTO		
$\phi P_n=$	0.73	kips
C=	4.00	
t=	0.06	in
$F_y=$	33.00	ksi
$\sin\theta=$	1.00	
CR=	0.14	
R=	0.19	in
CN=	0.35	
N=	2.00	in
Ch=	0.02	
h=	7.50	in
R/t=	3.00	
$\phi=$	0.80	

Figura 39. Diseño por aplastamiento

Fuente: Propia

2. Diseño de vigas. Para el diseño de vigas se consideraron las siguientes secciones

- Vigas principales: Las vigas a utilizar serán de 18 metros de longitud. Se utiliza un perfil de 50ksi. La sección se encuentra ubicada en los ejes 1A y 1C. Su función principal será de recibir las cargas de las costaneras y de la lámina y transmitir las a las columnas. Estas vigas forman los marcos ordinarios a momento por lo tanto ayuda a proporcionar rigidez ante los movimientos de cargas laterales como las cargas de sismo.

- Vigas conectoras: Las vigas conectoras se encontrarán en los ejes 1A,2A,4A,5A,7A y 8A su función principal es de realizar la conectar las columnas en la parte superior y a la mitad de las columnas, éstas generaran soporte ante cargas sísmicas y gravitacionales en dirección del eje Y. formaran parte de los marcos ordinarios arriostrados concentricamente.
- Angulares: Para los angulares se propuso trabajar con una sección L8x8x1/2, estos angulares estarán ubicados en los ejes de las vigas conectoras y su función principal es realizar un arriostramiento en los marcos orientados en el eje "Y" para aportar rigidez y redundancia.
- Tensores: se propuso trabajar con tensores de 3/4, su funcionamiento es de generar un arriostramiento de techo, se utiliza varilla de acero a36.

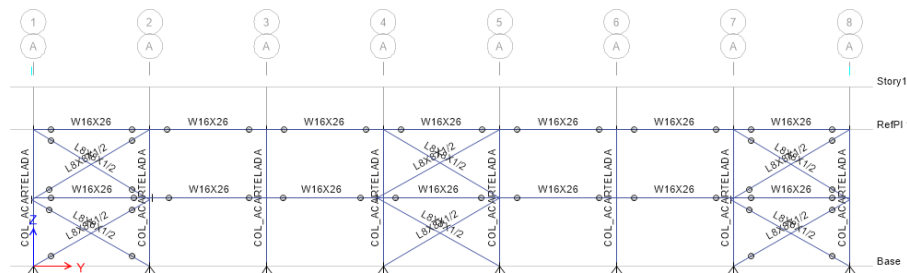


Figura 40. Elevación eje Y

Fuente: Propia

TABLE 1604.3 DEFLECTION LIMITS ^{a, b, c, d, e}			
CONSTRUCTION	L or L _v	S or W ^f	D + L ^g
Roof members: ^h			
Supporting plaster or stucco ceiling	l/360	l/360	l/240
Supporting nonplaster ceiling	l/240	l/240	l/180
Not supporting ceiling	l/180	l/180	l/120
Floor members	l/360	—	l/240
Exterior walls:			
With plaster or stucco finishes	—	l/360	—
With other brittle finishes	—	l/240	—
With flexible finishes	—	l/120	—
Interior partitions: ^h			
With plaster or stucco finishes	l/360	—	—
With other brittle finishes	l/240	—	—
With flexible finishes	l/120	—	—
Farm buildings	—	—	l/180
Greenhouses	—	—	l/120

Figura 41. Tabla 1604.3 Límites de deflexión

Fuente: Steel Construction Manual 2016

- $\Delta_{p1} = L/360 = 1.893 \text{ in} =$ Deflexión permitida bajo carga viva
- $\Delta_{p2} = L/240 = 2.974 \text{ in} =$ Deflexión permitida bajo carga viva + muerta

Se procedió al cálculo de la inercia requerida en una viga simplemente apoyada con carga distribuida, esta fórmula se puede encontrar en la tabla 3-3 del steel construction manual. Así mismo se calculara la inercia requerida por carga muerta + carga viva.

$$I_{xr1} := \frac{(w_{LL}) \cdot L_v^4}{185 \cdot E \cdot \Delta_{p1}} = 440.288 \text{ in}^4$$

Figura 42. Inercia requerida, solo carga viva

Fuente: Propia

$$I_{xx2} := \frac{(w_{DL} + w_{LL}) \cdot L_v^4}{185 \cdot E \cdot \Delta_{p2}} = 987.88 \text{ in}^4$$

Figura 43. Inercia requerida por carga muerta + carga viva
Fuente: Propia

Con la inercia mínima se busco en el steel construction manual en el manual 3-3 un perfil que cumpliera con los requerimientos, el perfil a utilizar será un W16X67 que tiene las siguientes propiedades:

- $A_g = 19.7 \text{ in}^2$ Área Gruesa
- $d = 16.3 \text{ in}$ Peralte
- $T_w = 0.39 \text{ in}$ Grosor del alma
- $B_f = 7.7 \text{ in}$ Ancho del patín
- $T_f = 0.66 \text{ in}$ Grosor del patín
- $K = 1.07 \text{ in}$ Distancia desde la cara exterior del patín hasta extremo de alma
- $S_x = 117 \text{ in}^3$ Módulo elástico de sección respecto al eje x
- $Z_x = 130 \text{ in}^3$ Módulo plástico de sección respecto al eje x
- $I_y = 119 \text{ in}^4$ Inercia respecto al eje y
- $I_x = 954 \text{ in}^4$ Inercia respecto al eje y
- $R_y = 2.458 \text{ in}$ Radio de giro menor
- $H_o = 15.64 \text{ in}$ Distancia entre centroides de los patines
- $J = 2.39 \text{ in}^4$ Constante torsional
- $H = 14.16 \text{ in}$ Porción plana del alma entre las puntas de encuentro entre patines y alma
- $C = 1$ Para vigas W, el coeficiente c es 1

- $\Delta_1 = 0.915 \text{ in}$ Deflexión real en la viga
- $\Delta_{p1} = 1.893 \text{ in}$ Deflexión permitida por el código para carga viva
- $\Delta_1 / \Delta_{p1} = 0.462$ Chequeo carga/capacidad
- $\Delta_2 = 3.08 \text{ in}$ Deflexión real en la viga
- $\Delta_{p2} = 2.794 \text{ in}$ Deflexión permitida por el código para carga viva + carga muerta
- $\Delta_1 / \Delta_{p2} = 1.036$ Chequeo carga/capacidad
- $\Lambda = 5.833$
- $\Lambda_p = 9.152$
- $\Lambda_f = 24.083$

- $\Lambda = 36.308$
- $\Lambda_p = 90.553$
- $\Lambda_f = 137.274$

- $B_1 = 7.435$ ft 1/8 de la longitud de la viga
- $B_2 = 10.827$ ft Mitad del ancho tributario
- $B = 14.87$ ft Longitud efectiva final

- $L_p = 8.681$ ft
- $L_r = 26.046$ ft

Los resultados de esfuerzo de flexión fueron los siguientes:

- $M_p = 541.667$ kip*ft
- $M_{n2} = 600.29$ kip*ft
- $F_{cr} = 1228.294$ ksi
- $M_{n3} = 11975.869$ kip*ft

3. Diseño de columnas. Este elemento estructural tendrá una longitud de 12 metros y el material será acero A992 de 50 ksi. Estará ubicada en los ejes A y C. Su función principal es de recibir las cargas provenientes de las vigas principales para llevarlas a las cimentaciones. Se chequea como ira variando el peralte conforme el incremento de altura hacia el hombro. Se realizaron verificaciones desde el apoyo, $L/2$, $L/4$ y $3L/4$ de acuerdo al AISC 360-16.

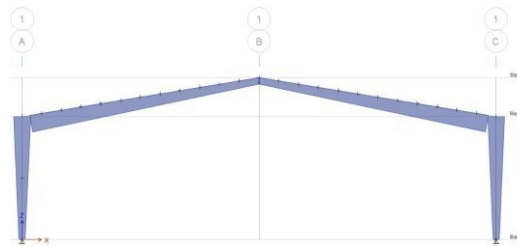


Figura 44. Elevación ejes A y C, Columnas

Fuente: Propia

C. Modelado de la nave industrial en el programa ETABS

El modelado de la estructura se realizara con ayuda del software etabs 16, un programa de ingeniería estructural, que permite generar modelos 3D, además de analizarlos y diseñarlos. Su ambiente de trabajo contiene herramientas de trabajo accesibles evitando búsqueda de submenús ocultos.

- Para realizar el modelo se siguieron los siguientes pasos: Generación de grillas para ubicar las secciones. Se definieron 8 ejes en el sentido transversal y 3 ejes en el sentido longitudinal. Los eje número se ubicaron en la posición de las columnas y los ejes letra nos da la longitud de la luz que posee la estructura.
- Se debe delimitar el número de niveles de la estructura y la altura que habrá entre estos. En esta ocasión la estructura es solo de un nivel de altura.
- Generación de secciones: Luego de haber definido la grilla, se realizan secciones según los resultados obtenidos del análisis para las vigas, columnas y costaneras. Utilizando las familias que traer el programa, fue posible encontrar las secciones con las que trabajaríamos y poder crear nuevos perfiles a partir de ellos.
- Modelado: Esta parte del modelado consta de ubicar las secciones previamente creadas en la grilla existente. Esto se realizo para cada elemento que compone la estructura.

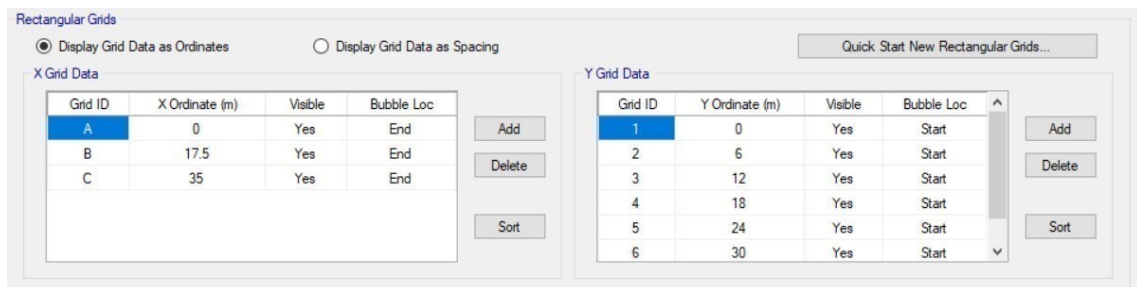


Figura 45. Delimitación de sistema de grillas

Fuente: Propia

1. Definiciones de propiedades y secciones. Acero: Para la elección del tipo de acero, se tomo en consideración que la estructura estará ubicada en la Ciudad de Guatemala, recordemos que el país es altamente sísmico por tal motivo se escogió trabajar con acero a992 definido por la norma AISC 360-16 para las secciones.

Material Property Design Data

Material Name and Type

Material Name: A992Fy50
 Material Type: Steel, Isotropic
 Grade: Grade 50

Design Properties for Steel Materials

Minimum Yield Stress, Fy: 35.15 kgf/mm²
 Minimum Tensile Strength, Fu: 45.7 kgf/mm²
 Expected Yield Stress, Fye: 38.67 kgf/mm²
 Effective Tensile Strength, Fue: 50.27 kgf/mm²

OK Cancel

Figura 46. Propiedades de material a utilizar

Fuente: Propia

Material Property Data

General Data

Material Name: A992Fy50
 Material Type: Steel
 Directional Symmetry Type: Isotropic
 Material Display Color: Change...
 Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 7849.05 kgf/m³
 Mass per Unit Volume: 7849.047 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

Figura 47. Definición de propiedades etabs

Fuente: Propia

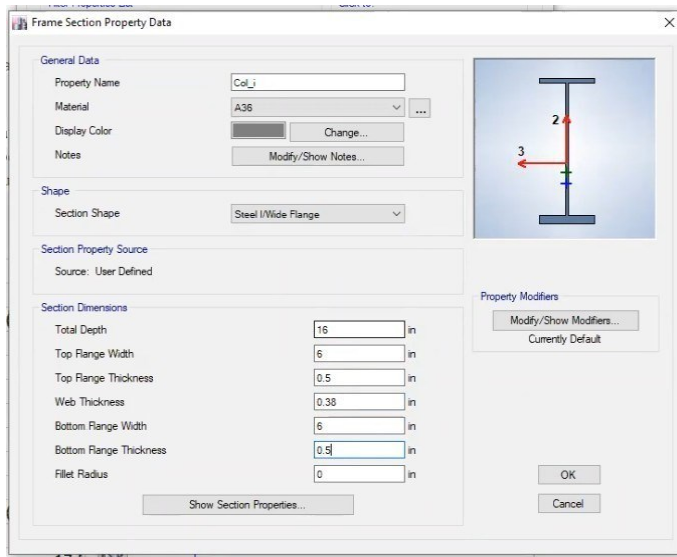


Figura 48. Definición de materiales para la columna
Fuente: Propia

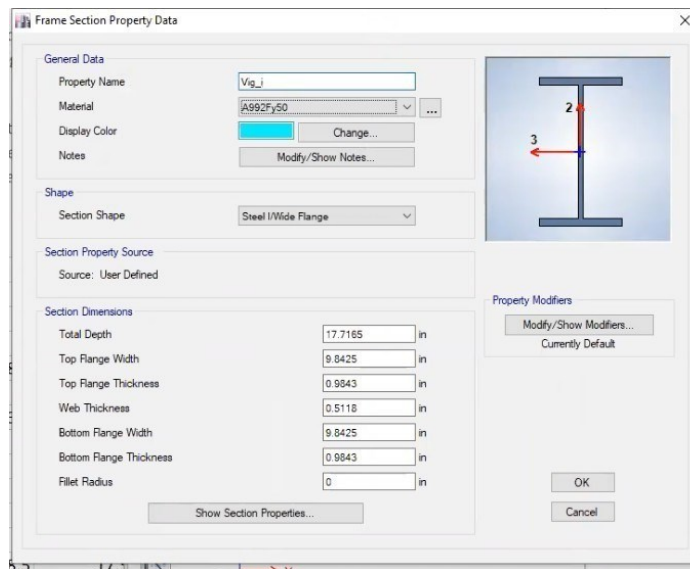


Figura 49. Definición de materiales para vigas

Fuente: Propia

Se procede a realizar la columna acartelada

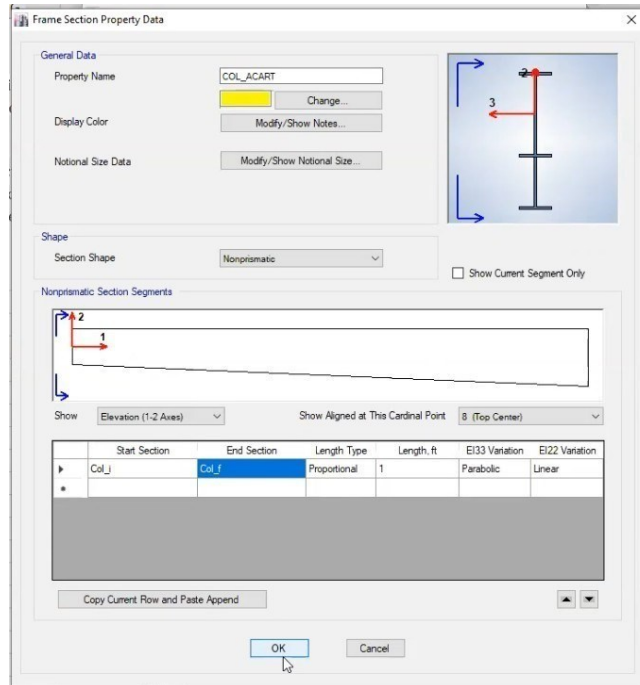


Figura 50. Definición columna acartelada

Fuente: Propia

De igual manera con los perfiles de las vigas

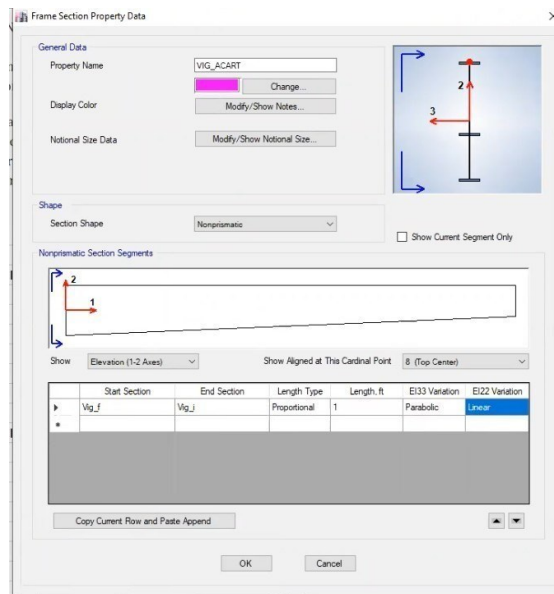


Figura 51. Definición viga acartelada

Fuente: Propia

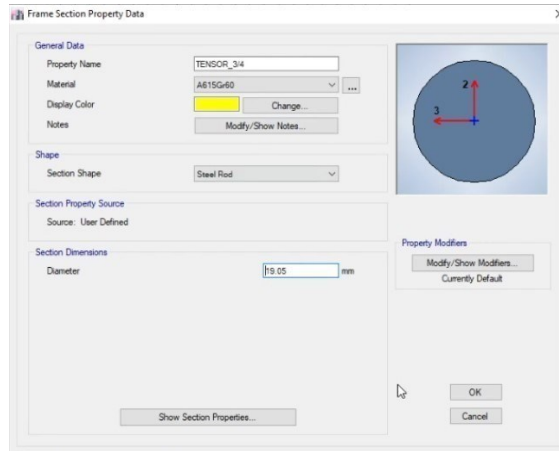


Figura 52. Definición de tensores

Fuente: Propia

Se puede ver la elevación de un marco en 2D

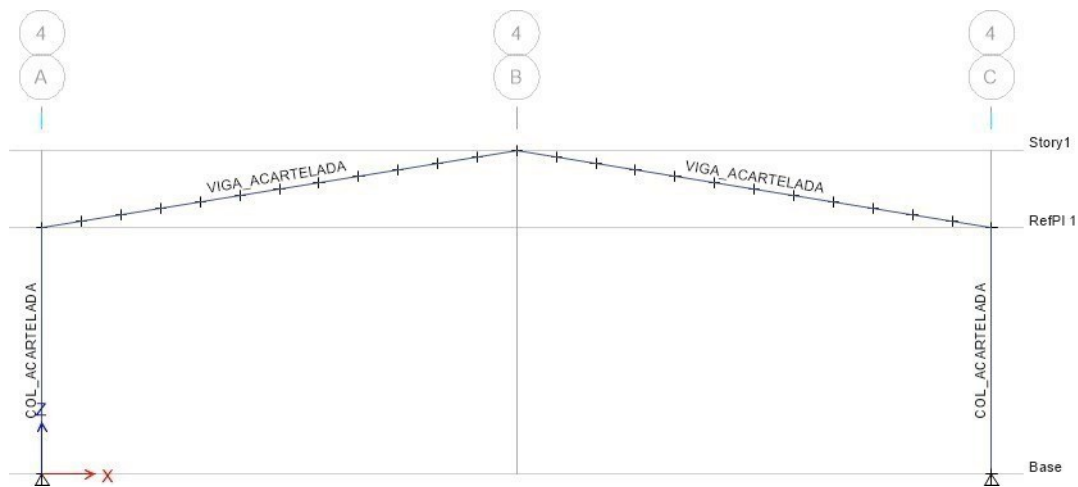


Figura 53. Elevación 4

Fuente: Propia

Luego de definir el sistema de grillas, las propiedades de los materiales y sección de elementos se debe proceder a dibujar la estructura para luego asignar las cargas, y el espectro de respuesta, así calcular los chequeos correspondientes como también el análisis sísmico.

Nos basamos de acuerdo a nuestro diseño de costanera que se puede encontrar en la sección de anexos de este trabajo para realizarlo en el programa. Dibujamos un total de 16 costaneras por cada lado, y se utilizó una costanera de C2x8x1/16.

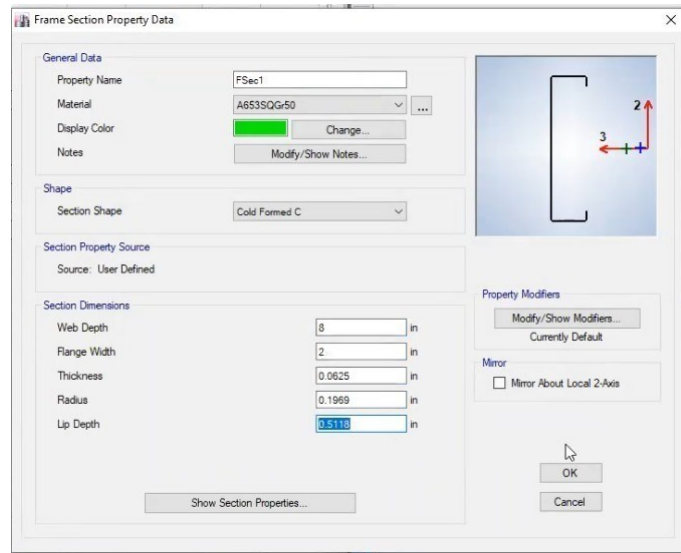


Figura 54. Diseño de costanera

Fuente: Propia

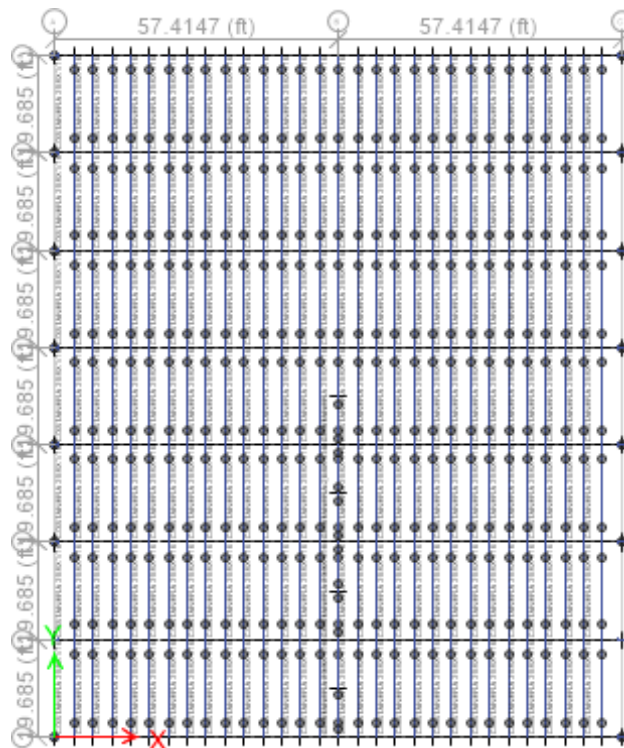


Figura 55. Vista de planta

Fuente: Propia

2. Cargas y combinaciones de carga.

3. **Cargas vivas.** Es la carga producida por el uso y ocupación de la edificación definidos en la hoja de calculo de cargas sísmicas ubicados en la sección de anexos en este trabajo Dicha estructura

se clasificara para uso comercial ubicado en ciudad de Guatemala Por lo cual de acuerdo al NSE2 sección 3.7.1.1 para techos livianos de lámina La carga viva distribuida es de 0.197 kip/ft

4. Cargas muertas. La carga muerta consiste en el peso de todos los materiales incorporados al edificio incluyendo acabados e instalaciones Para las cargas muertas de la estructura se tomara en cuenta el peso mismo de cada elemento estructural, pisos y instalaciones. Estas extraídas de la norma NSE2 sección 2.4.3

- Ancho tributario = 19.685 ft
- Peso costanera = 301.181 lbf
- Carga de lámina = 2 lbf

5. Cargas muerta sobrepuestas.

- Carga de instalaciones = 10 lbf/ft
- Aislantes = 5 lbf/ft

6. Combinaciones cargas gravitacionales .

- $Wu1 = 1.4Wdl = 0.49 \text{ kip/ft}$
- $Wu2 = 1.2Wdl+0.5Wll = 0.518 \text{ kip/ft}$
- $Wu2 = 1.2Wdl+1.6Wll = 0.735 \text{ kip/ft}$

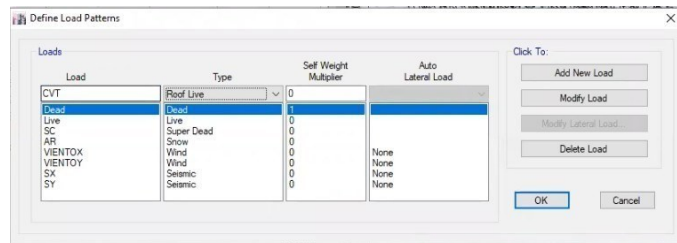


Figura 56. Definición de cargas

Fuente: Propia

Se asignaron las cargas distribuidas a las costaneras, las cargas fueron de sobrecarga, carga viva, carga muerta y carga de viento

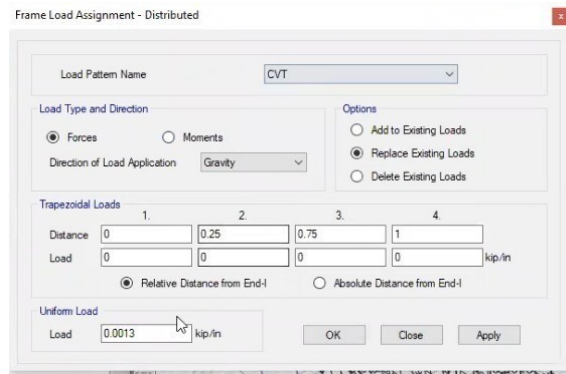


Figura 57. Asignación de cargas distribuidas

Fuente: Propia

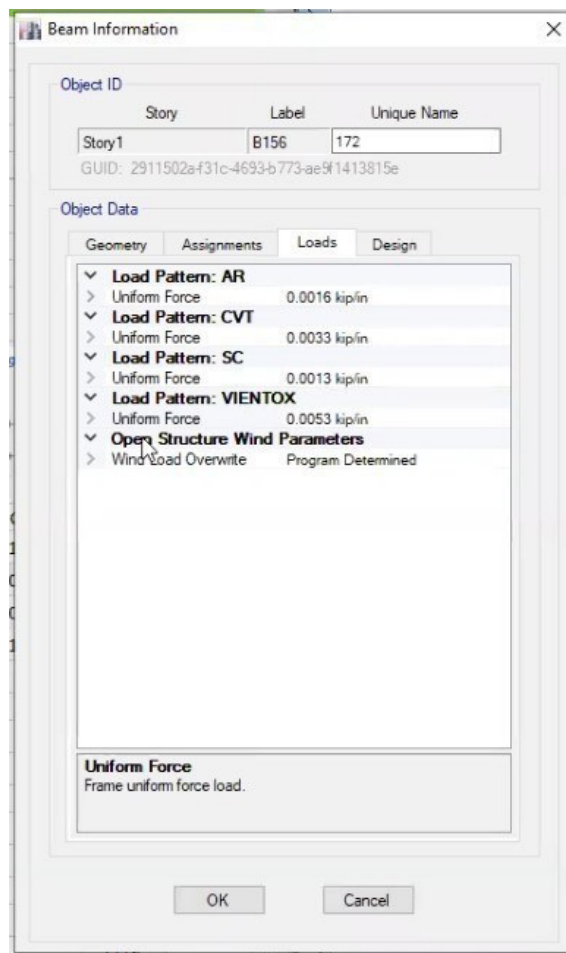


Figura 58. chequeo de las cargas distribuidas asignadas

Fuente: Propia

Ahora seleccionando la base de la estructura, y se procederá asignar una articulación, esto debido a que es la condición mas común en las estructuras de acero

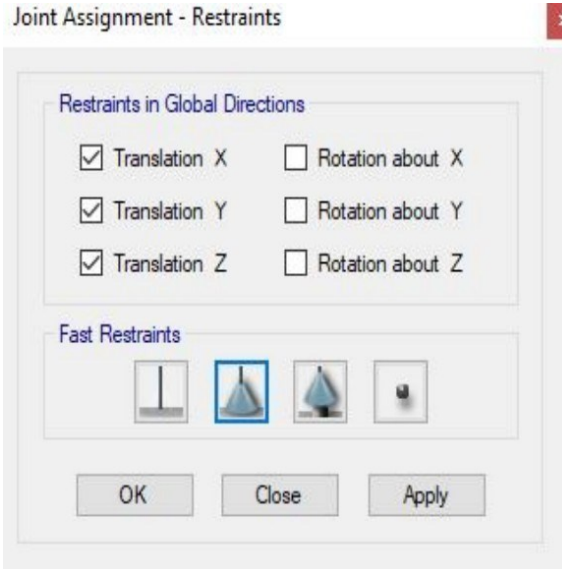


Figura 59. Restricción de base de columnas

Fuente: Propia

La elevación del eje Y se pueden observar los 8 marcos

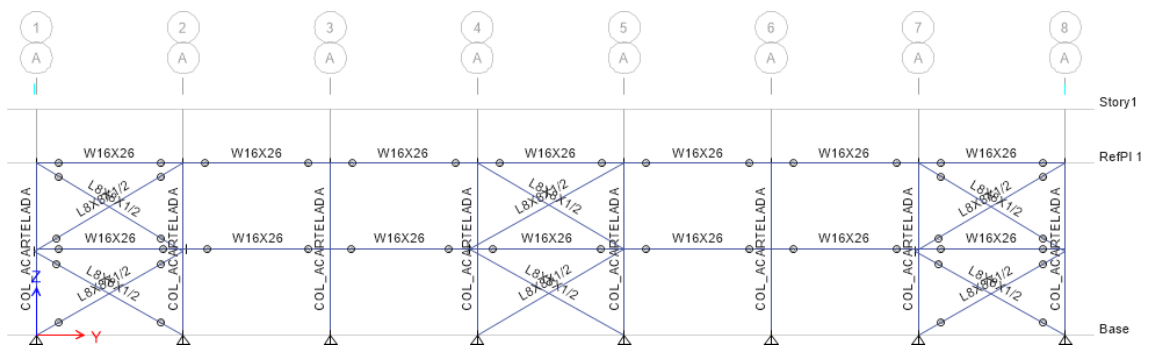


Figura 60. Elevación eje Y

Fuente: Propia

El software Etabs, además de ser numéricamente eficiente, cuenta con herramientas gráficas para preparar datos y examinar resultados. Nos ayuda a idealizar el modelo para darle un aspecto realista. Como se puede observar en las siguientes figuras una vista en 3D de la estructura.

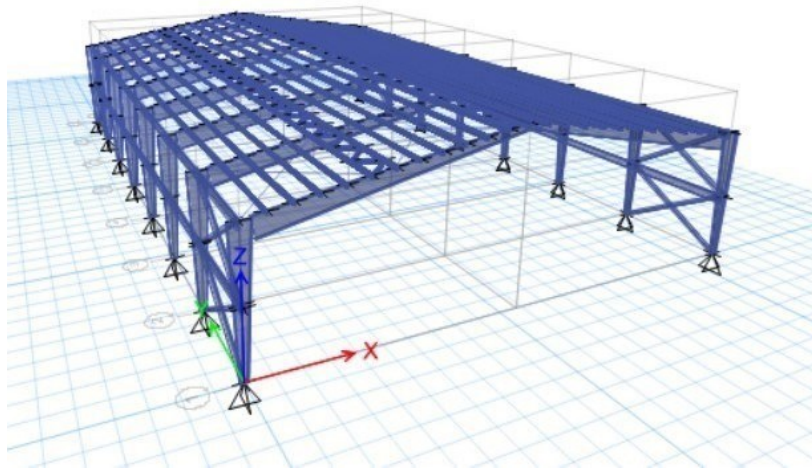


Figura 61. Vista 3D

Fuente: Propia

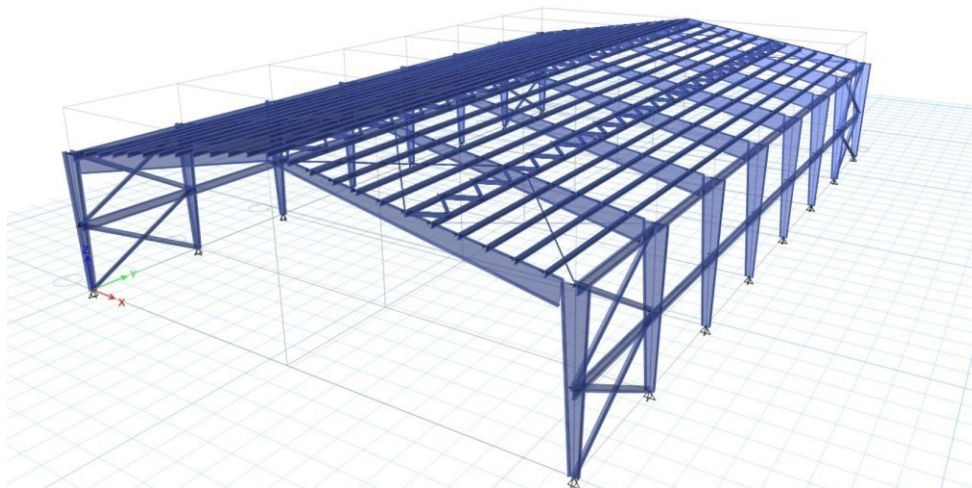


Figura 62. Vista 3D

Fuente: Propia

7. Espectro sísmico de respuesta. Nos dirigimos al menú de definición y la opción de función se debe de ingresar el espectro de respuesta calculado anteriormente, se debe cargar como un archivo en la ventana emergente.

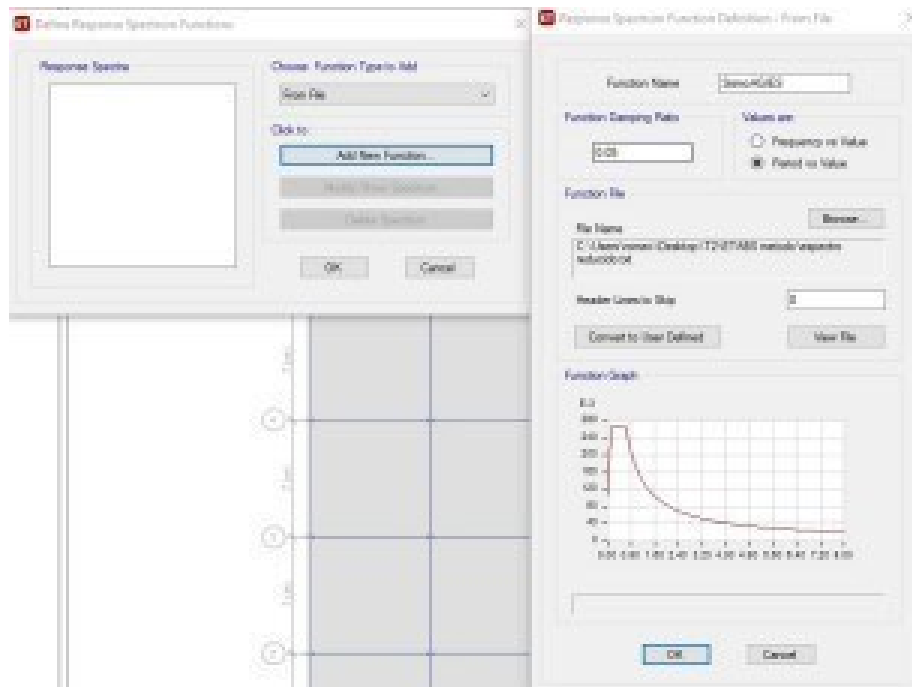


Figura 63. Espectro sísmico de respuesta

Fuente: Propia

8. Combinaciones de carga. El siguiente paso es ir al menú de definición en el comando de combinaciones de carga se debe añadir todas las combinaciones de carga estipuladas en la norma NSE2-18, se agregan hasta la combinación número 5 ya que según la norma las demás no aplican según las descripciones.

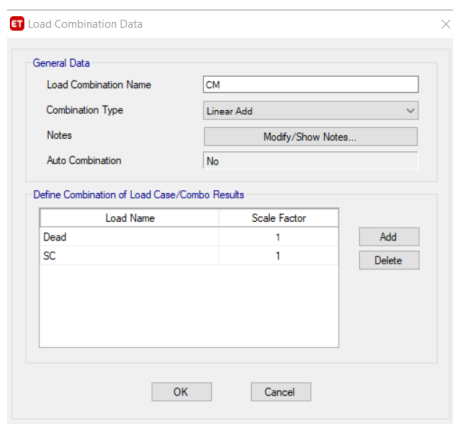


Figura 64. Asignación de combinaciones de carga

Fuente: Propia

D. Asignación de cargas a elementos

Ahora se asignan las cargas distribuidas correspondientes a las costaneras, a la ocupación y las cargas muertas establecidas y apropiadas para la estructura, una vez seleccionada la costanera en el menú de asignación se busca cargar las costanera y que esta le de una carga distribuida a la viga.

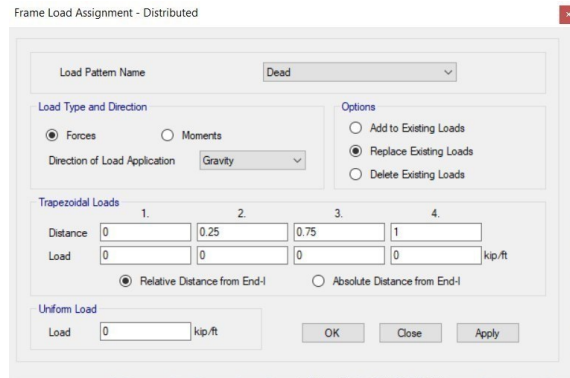


Figura 65. Asignación de cargas a costanera

Fuente: Propia

E. Procedimiento para integración de la carga sísmica

Se tomaron en consideración las características esenciales como la geología del lugar y sismología del país

Para la clasificación del nivel de sismicidad de la estructura se utilizó la Norma de Seguridad 2-18 de AGIES. Se asume que se trabaja en una clase de sitio D. Esta clase de sitio tiene los siguientes coeficientes de aceleración (AGIES, 2018)

Aceleración espectral de período 1 segundo del sismo extremo considerando en el basamento de roca de ciudad de Guatemala obtenido de NSE2-18, al igual que la ordenada espectral de período corto del sismo extremo considerado en el basamento de roca en ciudad de Guatemala.

$$S_{1r} := 0.55$$

$$S_{cr} := 1.5$$

Figura 66. Ordenada Espectral de período 1 segundo y período corto del sismo extremo

Fuente: Propia

Conociendo estos coeficientes obtenemos los coeficientes de sitio para períodos de vibración corto F_a y para períodos de vibración largos F_v obtenidos del NSE2-18

$$F_a := 1.0$$

$$F_v := 1.7$$

Figura 67. Coeficientes de sitio

Fuente: Propia

- F_a = Es el coeficiente de sitio periodos de vibración corto y se obtiene de la tabla 4.5.1 del NSE2.
- F_v = Es el coeficiente de sitio para periodos largos y se obtiene de la tabla 4.5.2. del NSE2

Seguido de la ordenada espectral del sismo extremo en el sitio de interés para estructuras con período de vibración corto con ajustes por intensidades sísmicas especiales, para un período nominal del 5 por ciento del crítico.

$$S_{cs} := S_{cr} \cdot F_a \cdot N_a = 1.5$$

$$S_{1s} := S_{1r} \cdot F_v \cdot N_v = 0.935$$

Figura 68. ordenada espectral

Fuente: Propia

donde:

- S_{cs} = Ordenada espectral del sismo extremo en el sitio de interés para un periodo de vibración corto.
- S_{1s} = Es la ordenada espectral correspondiente a periodos de vibración de 1 segundo, ambos para un amortiguamiento nominal de %5 del critico.
- N_a y N_v = Son factores que se aplican por la proximidad

Luego se debe conocer el factor de importancia de la estructura el cual depende de la categoría de riesgo. Se establece que la estructura es de categoría III, ya que no esta delimitada en la descripción de las categorías I,II Y IV, de la tabla 3.1.7.1 del NSE1-18. El factor de importancia es determinado por la tabla 3.1.7.1 del código NSE 1-18

El índice de sismicidad obtenido del NSE2-18

$$I_o := 4.2$$

Figura 69. índice de sismicidad

No.	Municipio	Departamento	Amenaza sísmica			Velocidad básica del viento (kph)
			I _o	S _{cr}	S _{1r}	
78	Guatemala	Guatemala	4.2	1.50 g	0.55 g	100

Figura 70. Tabla A

Fuente: AGIES

- S_{1r} = 0.55 segundos
- S_{cr} = 1.50 segundos
- S_{1r} = Ordenada espectral del período 1 segundo del sismo extremo considerado en el basamento de roca de ciudad de Guatemala (NSE2-18 Tabla A)

- S_{cr} = Ordenada espectral del período corto del sismo extremo considerado en el basamento de roca de ciudad de Guatemala (NSE2-18 Tabla A)

Períodos de vibración de transición obtenidos de NSE2-18 Con la información anterior recopilada se calcula el espectro de respuesta de diseño. Para desarrollar la curva se utiliza un T cada 1 segundos. Esta se desarrolló en el programa Mathcad. Utilizando las siguientes fórmulas en el programa. El Cálculo del espectro también se puede realizar en el programa Etabs. El cálculo del cortante basal y las correcciones para corte y deriva utilizan valores encontrados con el modelo ETABS que será descrito a continuación. El resumen de la memoria de cálculo se encuentra en los anexos del presente documento

$$T_s := \frac{S_{1s}}{S_{cs}} = 0.623$$

$$T_0 := 0.2 \cdot T_s = 0.125$$

Figura 71. Período de vibración

Fuente: Propia

- T_s = Período que separa los períodos cortos de los largos (NSE2-18, tabla 4.5.4-1)
- T_0 = Período que define el inicio de la meseta de períodos cortos (NSE2-18, tabla 4.5.4-1)

F. Probabilidad nominal de ocurrencia de los sismos de diseños

Estos parámetros determina la posibilidad de ocurrencia de un sismo de diseño la NSE-2 sección 4.5.5-1 nos indica los valores de acuerdo a nivel de protección sísmica y la probabilidad de ocurrencia del mismo. El factor K_d utilizado es de 0.66, es decir un sismo ordinario de %10 de probabilidad en 50 años.

Nivel de sismo	Factor K_d
Sismo ordinario %10 de probabilidad en 50 años	0.66
Sismo severo %5 de probabilidad en 50 años	0.80
Sismo extremo %2 de probabilidad en 50 años	1.00
Sismo mínimo	0.55

Cuadro 3

Factores K_d de acuerdo al nivel de sismo categoría de riesgo

G. Espectros genéricos probables

Para generar un espectro de diseño es necesario generar la función $S_a(T)$ para cualquier periodo de vibración T, están dados por las siguientes ecuaciones:

- $S_a(T) = S_{cd} (0.4 + 0.6T/T_0) = 4.979$ (AGIES, 2018a)

- $TSa(T) = Scd = 0.944$ (AGIES, 2018a)
- $Sa(T) = S1d/T = 0.581$ (AGIES, 2018a)

H. Componente vertical del sismo de diseño

La componente vertical esta dada en la norma NSE 2-18.

- $Svd = 0.20 \times Scd = 0.378$

I. Aceleración máxima del suelo (AMS)

La aceleración máxima del suelo correspondiente al sismo de diseño a partir de espectros genéricos, dada en la norma NSE2-18

- $Svd = 0.40 \times Scd = 0.189$

J. Tipología de la estructura

En esta sección clasificaremos la edificación conforme a sus propiedades, materiales y detallado todo esto según la norma NSE3.

El sistema de resistencia lateral en el sentido corto utilizaremos marcos de baja ductilidad en función a lo que nos brinda la norma de acero de AGIES NSE7, el período fundamental de vibración obtenido fue de 0.44

Y en el sentido largo , riostras concéntricas de baja ductilidad o riostras ordinarias como lo menciona el AISC.

Sistema de resistencia lateral	Sección de referencia	Parámetros sísmicos			Limitaciones Estructurales del sistema, incluyendo altura (m)					
		R	Ω_o	C_u	Nivel de Protección Sísmica					
		B	C	D	E	F ¹³				
SISTEMA DE MARCOS E1										
E1-AD	Marcos AD	AISC 341-16 CAPÍTULO F	8	3	5.5	NL	NL	NL	NL	NL
E1-AD2	Marcos tipo armadura	AISC 341-16 CAPÍTULO E	7	3	5.5	NL	NL	50	30	NP
E1-DI	Marcos DI	AISC 341-16 CAPÍTULO E	4.5	3	4	NL	NL	12 ^[a]	NP ^{[a][b]}	NP ^[a]
E1-BD	Marcos BD	AISC 341-16 CAPÍTULO E	3.5	3	3	NL	NL	20 ^[a]	NP ^{[a][b]}	NP ^{[a][b]}
E11-AD	Marcos compuestos acero-concreto, AD	AISC 341-16 CAPÍTULO G	8	5	5.5	NL	NL	NL	NL	NL
E11-DI	Marcos compuestos acero-concreto, DI	AISC 341-16 CAPÍTULO G	5	3	4.5	SL	50	NP	NP	NP
E11-BD	Marcos compuestos acero-concreto, BD	AISC 341-16 CAPÍTULO G	3	2.5	3	50	NP	NP	NP	NP
E3-RED	Riostras Excéntricas AD	AISC 341-16 CAPÍTULO F	8	2	4	NL	NL	50	50	30
E3-RCD	Riostras Concéntricas AD	AISC 341-16 CAPÍTULO F	8	2	5	NL	NL	50	50	30
E3-RO	Riostras Concéntricas BD	AISC 341-16 CAPÍTULO F	3.25	2	3.25	NL	NL	12 ^[c]	12 ^[c]	NP

Figura 72. Sistemas de resistencia lateral

Fuente: AGIES

- Sistema estructural = Marcos a momento de baja ductilidad

- $R = 3.5$
- $\Omega R = 3$
- $C_d = 3$

- Sistema estructural = Marcos arriostrados de baja ductilidad
- $R = 3.5$
- $\Omega R = 3$
- $C_d = 3$

K. Espectros sísmicos

Con los parámetros, valores y modificadores anteriores se obtienen los siguientes espectros de diseño en función de las ecuaciones mencionadas anteriormente.

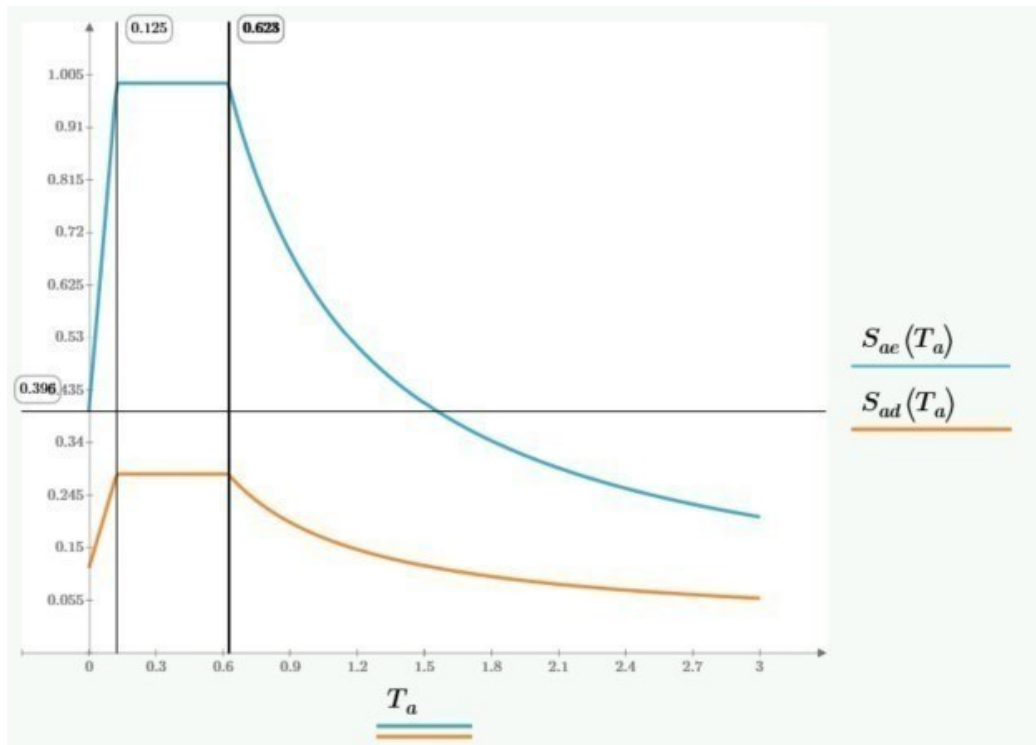


Figura 73. Espectros elásticos y espectro reducido

Fuente: Propia

L. Procedimiento para realizar el cálculo matricial

Para el presente trabajo de investigación se planteó la elaboración de calculo matricial para un marco en 2D para obtener desplazamientos, reacciones y derivas. El marco está conformado por 4 elementos, 2 vigas principales y 2 columnas, la longitud de cada viga es de 19 metros y la longitud de las columnas de 12 metros. Para las fuerzas consistentes se trabajo con el siguiente caso, y como

tenemos fuerzas entre los nodos se busco asignar las fuerzas a los nodos. A partir de obtener las fuerzas en los nodos se analiza las estructura por medio de los nodos el cual es el concepto de la matriz de rigidez. Al realizar estos calculo se logra obtener los desplazamientos y reacciones del marco 2D. El resto de calculo matricial se encontrara anexado a este documento.

Cada elemento se trabajó como un elemento viga-barra, como fundamento teórico se sabe que cada nodo de cada elemento posee 3 grados de libertad. Para el calculo de los nodos se asumió que las columnas se encuentran articuladas y en el nodo 2 y 4 se asume que las vigas están empostradas. Para cada elemento se planteó la matriz de transformación con fuerzas axiales, cortantes y momentos. El método matricial requiere asignar cada barra elástica de la estructura una matriz de rigidez, llamada matriz de rigidez elemental que dependerá de sus condiciones de enlace extremo llamada articulación o nodos, la forma de la barra y las constantes elásticas del material de la barra que incluye el modulo de elasticidad.

Este método esta diseñado para realizar análisis computarizado o cualquier estructura incluyendoo estructuras estáticamente indeterminadas.(Hibbeler, 2012)

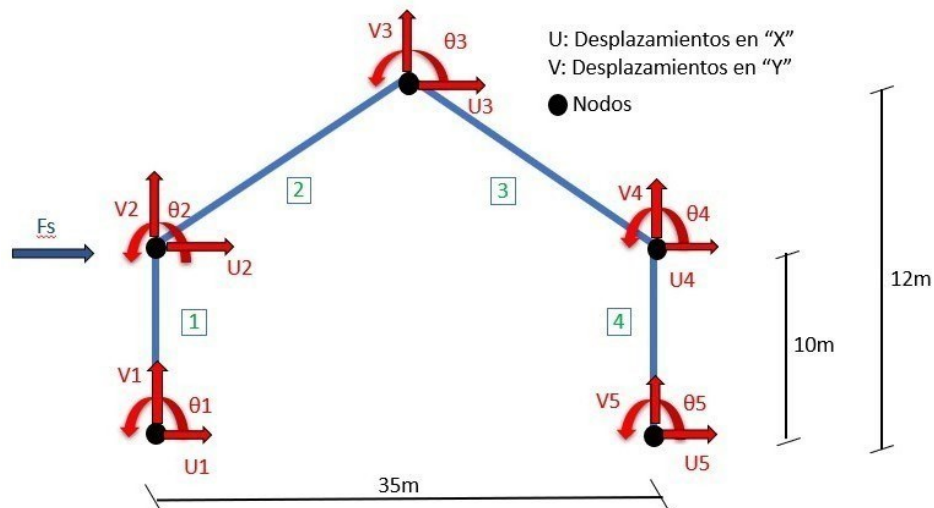


Figura 74. DCL de desplazamientos matriz de rigidez
Fuente: Propia

Cada matriz K se emplea a nivel de una barra sola, para así obtener su matriz de rigidez local. En el método de rigidez las deformaciones en los nodos se comparten entre las barras que llegan a dicho nodo, las deformaciones en el interior de las barras se definen en función de los grados de libertad de los nodos.

Para el elemento barra-viga la matriz propuesta es la siguiente

Un nodo donde se unen 2 barras que sera una unión rígida, el ángulo formado por las dos barras dependerá del elemento que se este trabajando, ya que para los elementos columna no requerirá utilizar un ángulo como para los elementos viga. Para una barra unida rigidamente en sus dos extremos la matriz de rigidez elemental que representa adecuadamente su comportamiento viene dado por:

$$k' := E \cdot \begin{bmatrix} \frac{A}{L} & 0 & 0 & -\frac{A}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12 \cdot I}{L^3} & \frac{6 \cdot I}{L^2} & 0 & -\frac{12 \cdot I}{L^3} & \frac{6 \cdot I}{L^2} \\ 0 & \frac{6 \cdot I}{L^2} & \frac{4 \cdot I}{L} & 0 & -\frac{6 \cdot I}{L^2} & \frac{2 \cdot I}{L} \\ -\frac{A}{L} & 0 & 0 & \frac{A}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12 \cdot I}{L^3} & -\frac{6 \cdot I}{L^2} & 0 & \frac{12 \cdot I}{L^3} & -\frac{6 \cdot I}{L^2} \\ 0 & \frac{6 \cdot I}{L^2} & \frac{2 \cdot I}{L} & 0 & -\frac{6 \cdot I}{L^2} & \frac{4 \cdot I}{L} \end{bmatrix}$$

Figura 75. Elemento barra-viga

Fuente: Propia

Donde

L, A, I son las magnitudes geométricas (longitud, área y momento de inercia) E la constante de elasticidad longitudinal o módulo de Young

- L = magnitud geométrico de longitud
- A = magnitud de área
- I = magnitud de momento de inercia
- E = constante de elasticidad longitudinal

Luego se propuso la matriz de transformación

$$T := \begin{bmatrix} c & s & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -s & c & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & c & s & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -s & c & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

Figura 76. Matriz de transformación

Fuente: Propia

Luego al obtener la Matriz de transformación y K, se procedió obtener la matriz de coordenadas

globales del elemento, esto se obtuvo calculando la matriz transpuesta de la matriz de transformación para luego multiplicarla por la matriz k del elemento barra-viga, y así se obtuvieron los valores de desplazamiento de el primer elemento K1

$$k_1 := T^T \cdot k' \cdot T = \begin{bmatrix} 5.61577 & 0 & -1.10518 \cdot 10^3 & -5.61577 & 0 & -1.10518 \cdot 10^3 \\ 0 & 1.47358 \cdot 10^3 & 0 & 0 & -1.47358 \cdot 10^3 & 0 \\ -1.10518 \cdot 10^3 & 0 & 2.9 \cdot 10^5 & 1.10518 \cdot 10^3 & 0 & 1.45 \cdot 10^5 \\ -5.61577 & 0 & 1.10518 \cdot 10^3 & 5.61577 & 0 & 1.10518 \cdot 10^3 \\ 0 & -1.47358 \cdot 10^3 & 0 & 0 & 1.47358 \cdot 10^3 & 0 \\ -1.10518 \cdot 10^3 & 0 & 1.45 \cdot 10^5 & 1.10518 \cdot 10^3 & 0 & 2.9 \cdot 10^5 \end{bmatrix} \begin{matrix} U1 \\ V1 \\ \theta1 \\ U2 \\ V2 \\ \theta2 \end{matrix}$$

Figura 77. Matriz K1 del elemento

Fuente: Propia

Cada matriz de rigidez de cada elemento sera de 6x6 debido a los grados de libertad. Cada matriz de cada elemento se debe agrupar antes de sumarse con las matrices de los demás elementos como se puede observar en la siguiente imagen.

$$k1 := \begin{bmatrix} 5.61577 & 0 & -(1.10518 \cdot 10^3) & -5.61577 & 0 & -(1.10518 \cdot 10^3) & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1.47358 \cdot 10^3 & 0 & 0 & -(1.47358 \cdot 10^3) & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -(1.10518 \cdot 10^3) & 0 & 2.9 \cdot 10^5 & 1.10518 \cdot 10^3 & 0 & 1.45 \cdot 10^5 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -5.61577 & 0 & 1.10518 \cdot 10^3 & 5.61577 & 0 & 1.10518 \cdot 10^3 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -(1.47358 \cdot 10^3) & 0 & 0 & 1.47358 \cdot 10^3 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -(1.10518 \cdot 10^3) & 0 & 1.45 \cdot 10^5 & 1.10518 \cdot 10^3 & 0 & 2.9 \cdot 10^5 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{matrix} U1 \\ V1 \\ \theta1 \\ U2 \\ V2 \\ \theta2 \\ U3V3 \\ \theta3 \\ U4V4 \\ \theta4 \\ U5V5 \\ \theta5 \end{matrix}$$

Figura 78. Matriz global únicamente con elemento K1

Fuente: Propia

Se plantea una matriz para cada elemento cabe mencionar que cada elemento posee 3 grados de libertad esto nos indica que la matriz global de rigidez del marco en 2D sera de 15x15.

$$K = \begin{bmatrix} 5.616 & 0 & -1.105 \cdot 10^3 & -5.616 & 0 & -1.105 \cdot 10^3 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1.474 \cdot 10^3 & 0 & 0 & -1.474 \cdot 10^3 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -1.105 \cdot 10^3 & 0 & 2.9 \cdot 10^5 & 1.105 \cdot 10^3 & 0 & 1.45 \cdot 10^5 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -5.616 & 0 & 1.105 \cdot 10^3 & 91.583 & 1.067 \cdot 10^3 & -802.296 & -91.583 & -38.176 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -1.474 \cdot 10^3 & 0 & 91.583 & 1.485 \cdot 10^3 & 334.04 & -91.583 & 334.04 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -1.105 \cdot 10^3 & 0 & 1.45 \cdot 10^5 & 1.967 \cdot 10^3 & 334.04 & 4.5 \cdot 10^5 & 38.176 & -334.04 & 7.998 \cdot 10^4 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -802.296 & -91.583 & 38.176 & 3.29 \cdot 10^5 & 2.864 \cdot 10^3 & 5.842 \cdot 10^4 & -3.21 \cdot 10^4 & -2.772 \cdot 10^3 & 5.838 \cdot 10^4 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -91.583 & -11.409 & -334.04 & 2.864 \cdot 10^3 & 5.805 \cdot 10^4 & 5.106 \cdot 10^5 & -2.772 \cdot 10^3 & -5.604 \cdot 10^4 & 5.109 \cdot 10^5 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -38.176 & 334.04 & 7.998 \cdot 10^4 & 5.842 \cdot 10^4 & 5.106 \cdot 10^5 & 6.415 \cdot 10^5 & -5.838 \cdot 10^4 & -5.109 \cdot 10^5 & 3.128 \cdot 10^5 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -3.21 \cdot 10^4 & -2.772 \cdot 10^3 & -5.838 \cdot 10^4 & 3.211 \cdot 10^4 & 2.772 \cdot 10^3 & -5.728 \cdot 10^4 & -5.599 & 0 & 1.103 \cdot 10^3 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -2.772 \cdot 10^3 & -5.604 \cdot 10^4 & -5.109 \cdot 10^5 & 2.772 \cdot 10^3 & 5.751 \cdot 10^5 & -5.109 \cdot 10^5 & 0 & -1.472 \cdot 10^3 & 0 & 1.449 \cdot 10^5 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 5.838 \cdot 10^4 & 5.109 \cdot 10^5 & 3.128 \cdot 10^5 & -5.728 \cdot 10^4 & -5.109 \cdot 10^5 & 6.545 \cdot 10^5 & -1.103 \cdot 10^3 & 0 & -1.103 \cdot 10^3 & 1.449 \cdot 10^5 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -5.599 & 0 & -1.103 \cdot 10^3 & 5.599 & 0 & -1.103 \cdot 10^3 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1.472 \cdot 10^3 & 0 & 0 & 1.472 \cdot 10^3 & 0 & 1.472 \cdot 10^3 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1.103 \cdot 10^3 & 0 & 1.449 \cdot 10^5 & -1.103 \cdot 10^3 & 0 & 2.897 \cdot 10^5 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{matrix} U1 \\ V1 \\ \theta1 \\ U2 \\ V2 \\ \theta2 \\ U3 \\ V3 \\ \theta3 \\ U4 \\ V4 \\ \theta4 \\ U5 \\ V5 \\ \theta5 \end{matrix}$$

Figura 79. Matriz de global

Fuente: Propia

M. Comparativo métodos tradicional y método modelado etabs

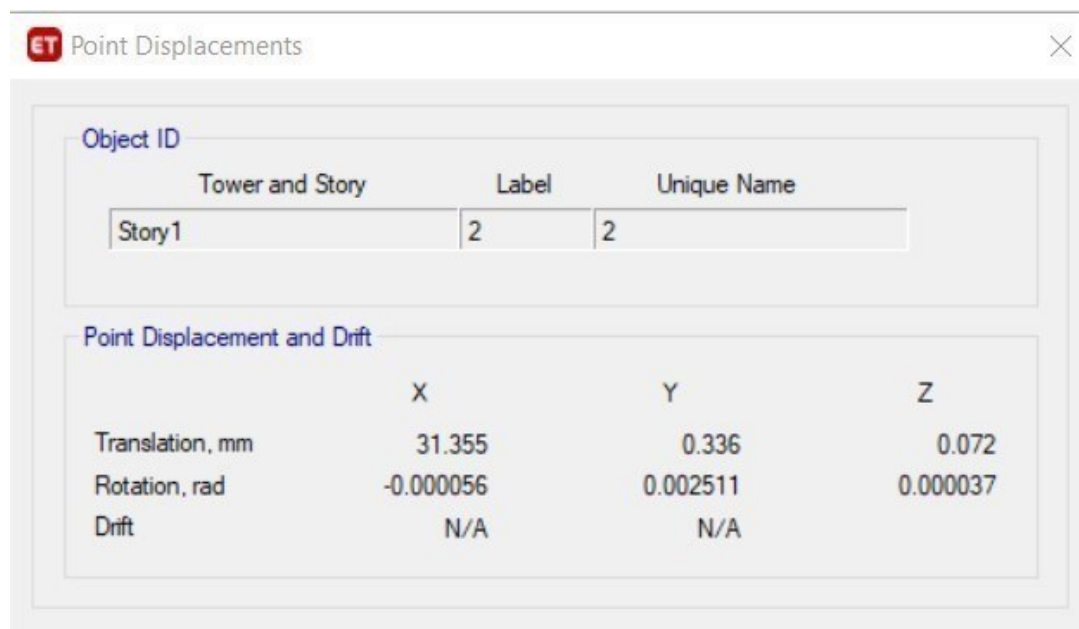
El análisis de la estructura realizara con ayuda del software Etabs 16. El software realiza el análisis utilizando el método de las rigideces, el cual es un análisis de tipo lineal, del que obtendremos fuerzas como desplazamientos.

1. Desplazamientos. Parte de los resultados que se desean comparar son los desplazamientos obtenidos por el software y los desplazamientos calculados de manera tradicional por medio del método de las rigideces realizando el cálculo manual,

Para calcular el vector de desplazamientos por medio del método de las rigideces, fue necesario obtener un vector de reacciones del marco 2D y multiplicarlo por la matriz inversa de la matriz global de rigideces del marco 2D.

Para formar el vector de reacciones, se tomo todas las fuerzas que reciben los nodos del marco 2D, como se puede observar en la Figura 81, luego se cálculo la matriz inversa de la matriz global de rigidez que se observa en la Figura 86

Al realizar la comparación de desplazamiento en el eje x del marco a momento realizando el método de las rigideces de manera manual, se obtuvo un desplazamiento ligeramente distinto al programa etabs. Ya que el desplazamiento en mathcad fue de 35.459



Object ID	Tower and Story	Label	Unique Name
	Story1	2	2

Point Displacement and Drift	X	Y	Z
Translation, mm	31.355	0.336	0.072
Rotation, rad	-0.000056	0.002511	0.000037
Drift	N/A	N/A	

Figura 80. Desplazamientos por sismo en X

Fuente: Propia

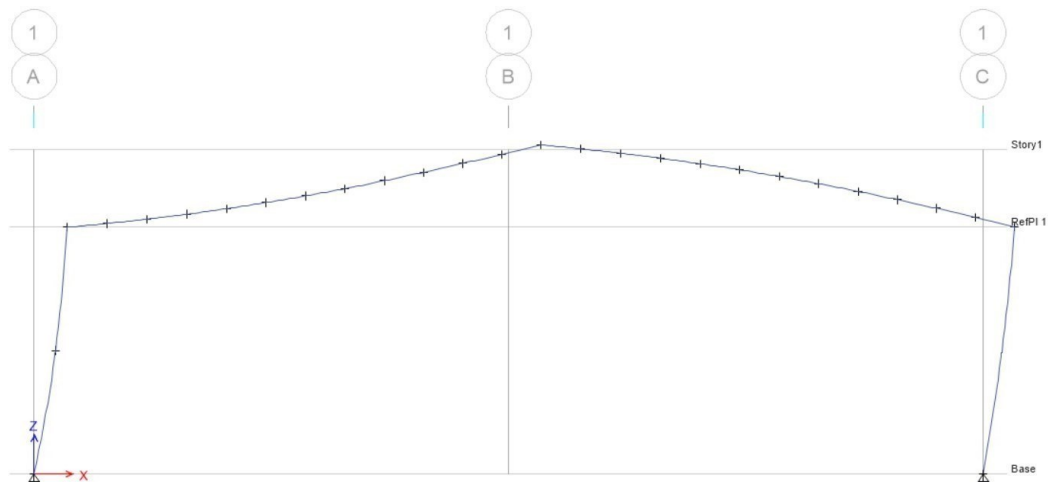


Figura 81. Desplazamientos por sismo en X

Fuente: Propia

Desplazamientos obtenidos en Etabs VS Desplazamientos obtenido por cálculo manual Reacciones obtenidos de etabs VS desplazamientos obtenidos por cálculo manual

2. Comparación de tiempo. Para la comparación de tiempo entre el método tradicional y realizado con Etabs, se llevó una cronología diaria de cuánto tomó realizar los cálculos y chequeos en hojas de cálculo anexados a este trabajo, y el tiempo que tomó hacer el modelo en el software etabs.



Figura 82. Comparación tiempo de diseño tradicional vs Etabs

Fuente: Propia

3. Comparación de resultados. Se debe tomar en cuenta que en el diseño de etabs todos los elementos deben estar debidamente conectados.

El resultado de derivas en etabs fue de 0.0082 mientras que el resultados de derivas mediante el método matricial fue de 0.0048, esta diferencia se puede deber a que al momento de realizar el análisis matricial se consideró solo un marco, cuando en el programa etabs no devolvió las derivas

de toda la estructura. Para verificación de derivas, para que la estructura no se desplace más allá de los límites permisibles, la deriva elástica se consigue tomando la deriva ultima y dividirla sobre el factor Cd que se obtienen de la norma Agies 7.5 Los límites que impone la norma NSE7.5 nos indica que el límite de deriva es de 0.025, esto es debido a que la estructura no tendrá elementos no estructurales adheridos a ella, básicamente la lámina si causa un tipo de desplazamiento, y se tomó en consideración que la estructura no posee muros de corte de mampostería. La deriva elástica se verificó por medio del programa etabs el cual se debe mencionar que el programa realiza el análisis dentro del rango elástico. Se puede observar que tanto en el diseño etabs como el matricial se cumplió con no superar la deriva elástica de 0.0082 En el eje Y el periodo de vibración fue de 0.94 el factor de modificación de respuesta la norma AGIES de acero nos indica que es de 3.25.

El cortante basal cambia ya que se tiene más sismo que los marcos a momentos el cortante basal calculado de la manera tradicional se divide entre la cantidad de marcos y así obtener la magnitud de sismo en dirección del eje x el cual fue de 1.76.

Las derivas que se obtuvieron se encuentran dentro de los límites tolerables entre 0.001 y 0.003 en las direcciones X-X e Y-Y, no excedieron las derivas máximas limitadas según el NSE 7.5 Para el programa etabs el cortante basal se divide entre 2 por que son 2 ejes de resistencia lateral que actúan en esa dirección.

El sismo Y actúa en el eje largo, las riostras como son de doble altura, de acuerdo al AISC el sismo en y produce una fuerza perpendicular causada por las riostras, esta fuerza debe ser un 10 por ciento de la capacidad de las riostras, como son doble altura entonces debe ser ese 10 por ciento por 2

Verificación de derivas en el eje X			
Método tradicional		Etabs	
$\Delta_{ult} =$	0.025	$\Delta_{ult} =$	0.034
$\Delta_{elastica} =$	0.0077	$\Delta_{elastica} =$	0.0082

Figura 83. Momentos

Fuente: Propia

Verificación de derivas en el eje Y			
Método tradicional		Etabs	
$\Delta_{ult} =$	0.025	$\Delta_{ult} =$	0.034
$\Delta_{elastica} =$	0.0077	$\Delta_{elastica} =$	0.0082

Figura 84. Análisis ventajas y desventajas método tradicional

Fuente: Propia

Cuadro de ventajas vs Desventajas uso del programa Etabs

Ventajas	Desventajas
El programa cuenta con plantillas para hacer el modelado de una manera amigable	El costo de tener una licencia para la utilización de este software de diseño estructural es elevado, más si se desea utilizar en Guatemala.
Se puede realizar un análisis completo y exhaustivo si se hace correctamente	Se requiere tener conocimientos previos de manejo de software computarizado.
Brinda un detalle en tiempo real en 2D y 3D del modelado, generando así vistas a criterio y consideración del ingeniero calculista.	El programa no diseña cimentaciones lo cual, hace necesario la utilización de otros programas de apoyo de diseño.
Se pueden aplicar múltiples casos de carga por funciones en el dominio del tiempo lineales y no lineales en cualquier dirección	Para lograr integrarse a otros productos de diseño como autodesk, requiere de módulos de interface
El programa puede realizar cálculos precisos de coordenadas de masa (x_m, y_m); y de coordenadas de centros de rigideces (x_t, y_t)	Se requiere tener conocimientos previos de manejo de software computarizado.

Figura 85. Análisis ventajas y desventajas Etabs

Fuente: Propia

VIII. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

El tipo de estructura que se diseño es una nave industrial de acero, esta estructura tiene una luz de 35 metros entre columnas por lo que el tipo de perfil a utilizar para el diseño de la estructura fue columnas acarteladas. Estas columnas deben ser capaces de resistir los momentos en dirección X. La resistencia por a cargas laterales se da por flexión y cortante en vigas y columnas. En dirección Y el sistema de arriostramiento lateral conjunto con las vigas conectoras le brinda estabilidad suficiente a la estructura en el eje longitudinal, es decir en los 42 metros que posee la estructura.

Los elementos que se encuentran con mayor esfuerzo son las costaneras y las vigas principales, esto se debe a que las cargas muertas como las sobrepuestas, se aplican sobre las costaneras y estas las transmiten a las vigas principales. En la dirección de marcos arriostrados, los angulares son los elementos diagonales que su función principal fue la de proveer la resistencia necesaria para soportar las cargas sísmicas, ya que las cargas sísmicas actúan de manera bidireccional, las riostras pasan de trabajar de tensión a compresión. Los marcos a momento la principal fuente de ductilidad proviene de la formación de rótulas plásticas. La fuerza crítica es de compresión en las riostras, esto se debe a las cargas sísmicas en esa dirección

En el marco a momento la conexión entre vigas y columnas se realizó con conexiones rígidas. Esto es para darle estabilidad ante cargas laterales que se dan por flexión y cortante en vigas y columnas. La principal fuente de ductilidad proviene de la formación de rótulas plásticas en las vigas

La manera que se asegura la formación de rótulas plásticas en las vigas fue utilizando secciones de patines reducidos, al realizar el diseño de las regiones donde se formarán rótulas plásticas ayuda a que no se produzca un fallo por fractura o por inestabilidad.

Al realizar el cálculo por medio de diseño de rigideces y el diseño por capacidad predominó el diseño por rigideces esto se puede deber a que el diseño por capacidad realizamos una jerarquía en la resistencia de los componentes que conforman la estructura, evitando la ocurrencia de fallas frágiles. La manera en la que se diseñaron los elementos fue para disipar la energía en forma dúctil.

Como uno de los objetivos principales de este trabajo de graduación es realizar un predimensionamiento y diseño estructural de una nave industrial utilizando los códigos de diseño correspondientes. Al realizar el predimensionamiento de elementos se trabajó con los códigos de diseño ASCE7-16 para establecer las cargas, momentos y cortes que recibiría la estructura y AISC 360-16 para realizar los chequeos pertinentes para así poder escoger un perfil inicial el cual mientras se fue avanzando en el proceso de diseño se fue optimizando la estructura. La estructura cumple con las evaluaciones, las cuales son detalladas en el presente trabajo de investigación.

Al momento de realizar el diseño bajo las especificaciones gravitacionales y sismo-resistentes, utilizamos las Normas de Seguridad Estructural, revisadas y aprobadas por la asociación Guatemalteca De Ingeniería Estructural y Sísmica. La clasificación que se le dio a la estructura fue de categoría III es decir de uso ordinario esto es debido a que la carga de ocupación no superaba las 300 personas y que cumpliera con el factor K_d con el sismo. Es muy importante tomar en consideración los aspectos sísmicos al momento de diseño ya que como se sabe Guatemala se encuentra en una zona de alta sismicidad. Los aspectos sísmicos se calcularon por medio de mathcad para poder realizar el espectro de respuesta correspondiente al país, y poder cargarlo al programa etabs, ya que el software a pesar de tener múltiples códigos de diseño cargados, cuenta con una versión antigua de las normas de seguridad estructural, y se sabe que conforme avanzan los años este tipo de bibliografías se mantienen en constante evolución. Por ese motivo se trabajó con los códigos de

diseño más recientes.

Debido a la baja importancia de esta obra el sistema utilizado para esta estructura fue de marcos a momento de baja ductilidad, esto es debido a que el acero de por sí es un material dúctil, y si se le quiere incrementar la ductilidad a una estructura provocaría conflictos en presupuesto de construcción ya que se tendrían que utilizar perfiles con mayores peraltes. Al momento de diseñar una estructura se debe optimizar los perfiles sin necesidad de poner en riesgo la estructura y a sus ocupantes. El sistema utilizado para la dirección Y se eligió marcos arriostrados concéntricamente, ya que al arriostrar estas generan un soporte a las columnas cuando reciban sismo en esa dirección y al igual que para los marcos a momento se utiliza de baja ductilidad para eficientizar las secciones y costos.

Al momento de realizar el método de las rigideces los resultados que se obtuvieron en desplazamientos, reacciones y derivas a comparación de los resultados obtenidos en el modelo etabs las diferencias de datos finales están dentro del rango del %1 al %5, esto se debe a que en el proceso de realizar el cálculo matricial existe la posibilidad, esto se debe a que etabs genera más de 2 nodos por elemento viga-barra, se debe considerar que la fuerza sísmica tiene una excentricidad en etabs, la cual en el método tradicional no se consideró.

El programa etabs es eficiente para el análisis y diseño estructural, como se comprobó en el modelo realizado. Y a pesar que es una herramienta de gran ayuda se debe entender que cualquier error al momento de ingresar datos, estos mismos se reflejarán en los resultados por lo tanto no se le debe ver como un programa únicamente para introducir datos, es importante tomarse el tiempo para realizar la geometría, planta, elevaciones, distribución de cargas gravitacionales y sísmicas, con criterios propios, para así evitar errores de cálculo. El monitoreo del proceso es decir chequeos constantes en las diferentes fases del Análisis y diseño estructural. (geometría, cargas gravitacionales y estáticas) nos genera confianza y certeza en el programa.

IX CONCLUSIONES

El presente trabajo pretende establecer una guía para el análisis y diseño de naves industriales, que sirva para estudiantes que estén interesados en realizar un proyecto de esta índole. Se sabe que en el área de la ingeniería estructural cada proyecto es distinto, por lo que no se puede establecer un criterio general, sino un procedimiento que contenga las referencias necesarias para que cada persona que lo consulte, identifique y haga los cambios necesarios.

Se realizó un predimensionamiento de elementos para la estructura basándonos en las guías de diseño ASCE 7-16, el manual de acero de construcción, y aplicando correctamente las normas AGIES.

Dentro del análisis, se elaboró un modelo computacional basado en elementos finitos. Para ello se utilizó el programa Etabs, el cual permite delimitar propiedades de los materiales como sus dimensiones. Basándose en las ecuaciones de la norma NSE 2-18 del AGIES se desarrolló el espectro de diseño para ciudad de Guatemala y se aplicaron las combinaciones de cargas correspondientes.

Se utilizó el método de rigideces para el cálculo de un marco en 2D, y así obtener sus desplazamientos y reacciones.

Se realizó un comparativo entre trabajar con metodologías tradicionales y con ayuda del software de diseño, se puede afirmar que el software de diseño puede disminuir considerablemente el tiempo en el que un ingeniero diseñe una estructura.

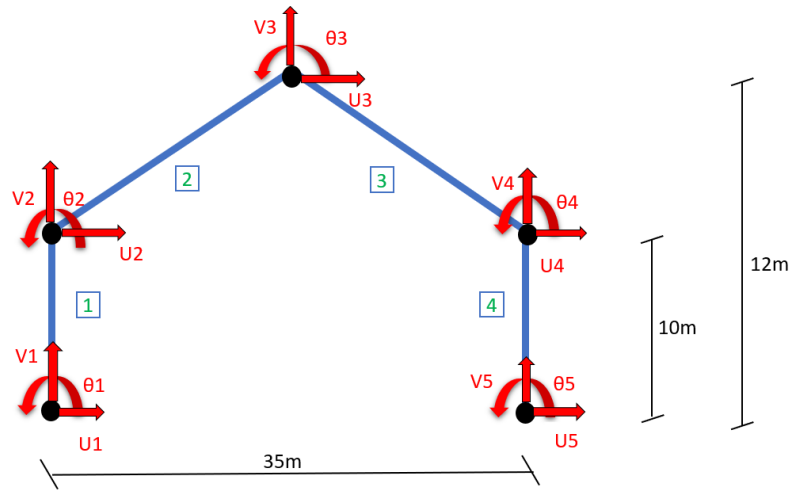
X RECOMENDACIONES

- Es recomendable siempre realizar los diseños paralelos en programas desarrollados en Excel o Mathcad, esto brindara seguridad de que el diseño se chequeo tanto en software como en hojas de cálculo desarrolladas.
- Durante el proceso que llevó la elaboración de este trabajo, a pesar que el tema es común en el área de la ingeniería estructural, hay muy bibliografía específica para diseñar naves industriales paso a paso.
- Se recomienda que antes de usar este tipo de programas de diseño estructural, se realice un curso para entender el funcionamiento del software y como aplicar los distintos parámetros de códigos estructurales que se usan en estos análisis y diseño.
- La normas y guías de diseño son bibliografías que se mantienen en constante evolución por lo que es recomendable trabajar con las guías de diseño recientes.
- El programa Etabs debe ser de apoyo para los ingenieros estructurales ya que por ningún motivo se elimina el criterio del ingeniero estructural.

XL BIBLIOGRAFÍA

- 529, A. (2014). Norma ASTM529.
- 572, A. (2014). Norma ASTM572.
- A36, A. (2014). ASTM36.
- AGIES. (2018a). *Demandas Estructurales y Condiciones de sitio*. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. <https://books.google.com.gt/books?id=FK7MgrytR6EC>
- AGIES. (2018b). *Diseño De Edificaciones de Acero*. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. <https://books.google.com.gt/books?id=FK7MgzytR6EC>
- AGIES. (2018c). *Diseño estructural de edificaciones*. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica.
- AISC. (2015). Steel Construction manual.
- AISC360-16. (2016). *Specification for Structural Steel Buildings*. American Institute Of Steel Construction. <https://www.aisc.org/Specification-for-Structural-Steel-Buildings-ANSIAISC-360-16-1>
- ASCE. (2017). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Others Structures*. American Society Of Civil Engineers. <https://books.google.com.gt/books?id=FK7MgzytR6EC>
- ASTM. (2014). Norma ASTM 992.
- Computers & Structures, I. (2021). Software de análisis estructural Etabs. Consultado el 29 de mayo de 2021, desde <https://www.csiespana.com/software/5/etabs#submenu-top>
- Council, I. C. (2017). *International Building Code*. International Code Council Inc. www.iccsafe.org
- Hibbeler, R. (2012). *Análisis Estructural*. Pearson Education.
- Jack C. McCormac, S. F. C. (2012). *Diseño de Estructuras de Acero*. Pearson Education. <http://www.alfaomega.com.mx>
- Montajes, C. (2020). Costo del acero estructural. <https://www.estructurasmetalicascolombia.com/estructuras-metalicas/costo-del-acero-estructural>
- Vida y éxito, G. (2021). Los parque industriales están evolucionando para satisfacer las necesidades actuales del mercado. <https://www.vidayexito.net/negocios/los-parques-industriales-estevolucionando-para-satisfacer-las-necesidades-actuales-del-mercado/>

XII ANEXOS



MATRICES DE RIGIDEZ

ELEMENTO I. ORDEN: U1 V1 θ_1 U2 V2 θ_2

$\alpha := \frac{\pi}{2}$ $c := \cos(\alpha)$ $s := \sin(\alpha)$

$c := 0$ $L := 393.60$ $Wu := \frac{0.961}{12}$

DATOS

UNIDADES: FUERZA KLB, LONGITUD IN

$E := 29000$ $A := 20$ $I := 984$

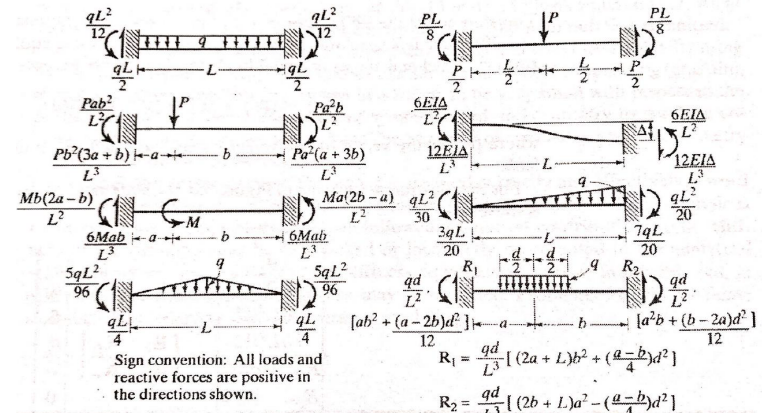
$$T := \begin{bmatrix} c & s & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -s & c & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \frac{A}{L} & 0 & 0 & \frac{-A}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12 \cdot I}{L^3} & \frac{6 \cdot I}{L^2} & 0 & \frac{12 \cdot I}{L^3} & \frac{6 \cdot I}{L^2} \\ 0 & \frac{6 \cdot I}{L^2} & \frac{4 \cdot I}{L} & 0 & \frac{-6 \cdot I}{L^2} & \frac{2 \cdot I}{L} \end{bmatrix}$$

$L_v := 59.48 \text{ ft} = 18.13 \text{ m}$ LARGO DE LA VIGA UTILIZANDO PENDIENTE DE %25

$wu_1 := 1.4 \cdot w_{DL} = 0.717 \frac{1}{\text{ft}} \cdot \text{kip}$

$wu_2 := (1.2 \cdot w_{DL}) + (0.5 \cdot w_{LL}) = 0.723 \frac{1}{\text{ft}} \cdot \text{kip}$

$wu := (1.2 \cdot w_{DL}) + (1.6 \cdot w_{LL}) = 0.961 \frac{1}{\text{ft}} \cdot \text{kip}$



$$\begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & c & s & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -s & c & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

$$k' := E \cdot \begin{bmatrix} - & L^2 & L & - & L^2 & L \\ \frac{-A}{L} & 0 & 0 & \frac{A}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12 \cdot I}{L^3} & -\frac{6 \cdot I}{L^2} & 0 & \frac{12 \cdot I}{L^3} & -\frac{6 \cdot I}{L^2} \\ 0 & \frac{6 \cdot I}{L^2} & \frac{2 \cdot I}{L} & 0 & -\frac{6 \cdot I}{L^2} & \frac{4 \cdot I}{L} \end{bmatrix}$$

$$k_1 := T^T \cdot k' \cdot T = \begin{bmatrix} 5.61577 & 0 & -1.10518 \cdot 10^3 & -5.61577 & 0 & -1.10518 \cdot 10^3 \\ 0 & 1.47358 \cdot 10^3 & 0 & 0 & -1.47358 \cdot 10^3 & 0 \\ -1.10518 \cdot 10^3 & 0 & 2.9 \cdot 10^5 & 1.10518 \cdot 10^3 & 0 & 1.45 \cdot 10^5 \\ -5.61577 & 0 & 1.10518 \cdot 10^3 & 5.61577 & 0 & 1.10518 \cdot 10^3 \\ 0 & -1.47358 \cdot 10^3 & 0 & 0 & 1.47358 \cdot 10^3 & 0 \\ -1.10518 \cdot 10^3 & 0 & 1.45 \cdot 10^5 & 1.10518 \cdot 10^3 & 0 & 2.9 \cdot 10^5 \end{bmatrix} \begin{matrix} U1 \\ V1 \\ \theta1 \\ U2 \\ V2 \\ \theta2 \end{matrix}$$

$$k_1 := \begin{bmatrix} 5.61577 & 0 & -(1.10518 \cdot 10^3) & -5.61577 & 0 & -(1.10518 \cdot 10^3) & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1.47358 \cdot 10^3 & 0 & 0 & -(1.47358 \cdot 10^3) & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -(1.10518 \cdot 10^3) & 0 & 2.9 \cdot 10^5 & 1.10518 \cdot 10^3 & 0 & 1.45 \cdot 10^5 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -5.61577 & 0 & 1.10518 \cdot 10^3 & 5.61577 & 0 & 1.10518 \cdot 10^3 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -(1.47358 \cdot 10^3) & 0 & 0 & 1.47358 \cdot 10^3 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -(1.10518 \cdot 10^3) & 0 & 1.45 \cdot 10^5 & 1.10518 \cdot 10^3 & 0 & 2.9 \cdot 10^5 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{matrix} U1 \\ V1 \\ \theta1 \\ U2 \\ V2 \\ \theta2 \\ U3 \\ V3 \\ \theta3 \\ U4 \\ V4 \\ \theta4 \\ U5 \\ V5 \\ \theta5 \end{matrix}$$

ELEMENTO 2. ORDEN: U2 V2 θ_2 U3 V3 θ_3

$$\alpha := \text{atan}\left(\frac{2}{17.5}\right) = 0.114$$

$$L := \frac{712}{\cos(\alpha)}$$

$$c := \cos(\alpha) \quad s := \sin(\alpha)$$

$$T := \begin{bmatrix} c & s & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -s & c & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & c & s & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -s & c & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

$$k' := E \cdot \begin{bmatrix} \frac{A}{L} & 0 & 0 & \frac{-A}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12 \cdot I}{L^3} & \frac{6 \cdot I}{L^2} & 0 & \frac{-12 \cdot I}{L^3} & \frac{6 \cdot I}{L^2} \\ 0 & \frac{6 \cdot I}{L^2} & \frac{4 \cdot I}{L} & 0 & \frac{-6 \cdot I}{L^2} & \frac{2 \cdot I}{L} \\ \frac{-A}{L} & 0 & 0 & \frac{A}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{-12 \cdot I}{L^3} & \frac{6 \cdot I}{L^2} & 0 & \frac{12 \cdot I}{L^3} & \frac{-6 \cdot I}{L^2} \\ 0 & \frac{6 \cdot I}{L^2} & \frac{2 \cdot I}{L} & 0 & \frac{-6 \cdot I}{L^2} & \frac{4 \cdot I}{L} \end{bmatrix}$$

	U2	V2	θ_2	U3	V3	θ_3	
$k_2 := T^T \cdot k' \cdot T =$	798.916	91.198	-37.855	-798.916	-91.198	-37.855	U2
	91.198	11.353	331.231	-91.198	-11.353	331.231	V2
	-37.855	331.231	$1.593 \cdot 10^5$	37.855	-331.231	$7.964 \cdot 10^4$	θ_2
	-798.916	-91.198	37.855	798.916	91.198	37.855	U3
	-91.198	-11.353	-331.231	91.198	11.353	-331.231	V3
	-37.855	331.231	$7.964 \cdot 10^4$	37.855	-331.231	$1.593 \cdot 10^5$	θ_3

	U1V1 θ_1	U2	V2	θ_2	U3	V3	θ_3	U4V4 θ_4 U5V5 θ_5		
$k_2 :=$	0	0	0	0	0	0	0	0	U1	
	0	0	0	0	0	0	0	0	V1	
	0	0	0	0	0	0	0	0	θ_1	
	0	0	0	802.296	91.583	-38.176	-802.296	-91.583	-38.176	U2
	0	0	0	91.583	11.409	334.04	-91.583	-11.409	334.04	V2
	0	0	0	-38.176	334.04	$1.6 \cdot 10^5$	38.176	-334.04	$7.998 \cdot 10^4$	θ_2
	0	0	0	-802.296	-91.583	38.176	802.296	91.583	38.176	U3
	0	0	0	-91.583	-11.409	-334.04	91.583	11.409	-334.04	V3
	0	0	0	-38.176	334.04	$7.998 \cdot 10^4$	38.176	-334.04	$1.6 \cdot 10^5$	θ_3
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	U4
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	V4
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	θ_4
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	U5
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	V5
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	θ_5

OBTENIENDO LA MATRIZ GLOBAL DE RIGIDEZ

$$K := k1 + k2 + k3 + k4$$

	U1	V1	$\theta 1$	U2	V2	$\theta 2$	U3	V3	$\theta 3$	U4	V4	$\theta 4$	U5
$K =$	5.616	0	$-1.105 \cdot 10^3$	-5.616	0	$-1.105 \cdot 10^3$	0	0	0	0			
	0	$1.474 \cdot 10^3$	0	0	$-1.474 \cdot 10^3$	0	0	0	0	0			
	$-1.105 \cdot 10^3$	0	$2.9 \cdot 10^5$	$1.105 \cdot 10^3$	0	$1.45 \cdot 10^5$	0	0	0	0			
	-5.616	0	$1.105 \cdot 10^3$	807.912	91.583	$1.067 \cdot 10^3$	-802.296	-91.583	-38.176	0			
	0	$-1.474 \cdot 10^3$	0	91.583	$1.485 \cdot 10^3$	334.04	-91.583	-11.409	334.04	0			
	$-1.105 \cdot 10^3$	0	$1.45 \cdot 10^5$	$1.067 \cdot 10^3$	334.04	$4.5 \cdot 10^5$	38.176	-334.04	$7.998 \cdot 10^4$	0			
	0	0	0	-802.296	-91.583	38.176	$3.29 \cdot 10^4$	$2.864 \cdot 10^3$	$5.842 \cdot 10^4$	$-3.21 \cdot 10^4$			
	0	0	0	-91.583	-11.409	-334.04	$2.864 \cdot 10^3$	$5.605 \cdot 10^4$	$5.106 \cdot 10^5$	$-2.772 \cdot 10^3$			
	0	0	0	-38.176	334.04	$7.998 \cdot 10^4$	$5.842 \cdot 10^4$	$5.106 \cdot 10^5$	$6.415 \cdot 10^6$	$-5.838 \cdot 10^4$			
	0	0	0	0	0	0	$-3.21 \cdot 10^4$	$-2.772 \cdot 10^3$	$-5.838 \cdot 10^4$	$3.211 \cdot 10^4$			
	0	0	0	0	0	0	$-2.772 \cdot 10^3$	$-5.604 \cdot 10^4$	$-5.109 \cdot 10^5$	$2.772 \cdot 10^3$			
	0	0	0	0	0	0	$5.838 \cdot 10^4$	$5.109 \cdot 10^5$	$3.128 \cdot 10^6$	$-5.728 \cdot 10^4$			
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-5.599			
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0			
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	$1.103 \cdot 10^3$...		

$K_{xx} :=$	$2.9 \cdot 10^5$	$1.105 \cdot 10^3$	0	$1.45 \cdot 10^5$	0	0	0	0	0	0	0
	$1.105 \cdot 10^3$	807.912	91.583	$1.067 \cdot 10^3$	-802.296	-91.583	-38.176	0	0	0	0
	0	91.583	$1.485 \cdot 10^3$	334.04	-91.583	-11.409	334.04	0	0	0	0
	$1.45 \cdot 10^5$	$1.067 \cdot 10^3$	334.04	$4.5 \cdot 10^5$	38.176	-334.04	$7.998 \cdot 10^4$	0	0	0	0
	0	-802.296	-91.583	38.176	$3.29 \cdot 10^4$	$2.864 \cdot 10^3$	$5.842 \cdot 10^4$	$-3.21 \cdot 10^4$	$-2.772 \cdot 10^3$	$5.838 \cdot 10^4$	0
	0	-91.583	-11.409	-334.04	$2.864 \cdot 10^3$	$5.605 \cdot 10^4$	$5.106 \cdot 10^5$	$-2.772 \cdot 10^3$	$-5.604 \cdot 10^4$	$5.109 \cdot 10^5$	0
	0	-38.176	334.04	$7.998 \cdot 10^4$	$5.842 \cdot 10^4$	$5.106 \cdot 10^5$	$6.415 \cdot 10^6$	$-5.838 \cdot 10^4$	$-5.109 \cdot 10^5$	$3.128 \cdot 10^6$	0
	0	0	0	0	$-3.21 \cdot 10^4$	$-2.772 \cdot 10^3$	$-5.838 \cdot 10^4$	$3.211 \cdot 10^4$	$2.772 \cdot 10^3$	$-5.728 \cdot 10^4$	$1.103 \cdot 10^3$
	0	0	0	0	$-2.772 \cdot 10^3$	$-5.604 \cdot 10^4$	$-5.109 \cdot 10^5$	$2.772 \cdot 10^3$	$5.751 \cdot 10^4$	$-5.109 \cdot 10^5$	0
	0	0	0	0	$5.838 \cdot 10^4$	$5.109 \cdot 10^5$	$3.128 \cdot 10^6$	$-5.728 \cdot 10^4$	$-5.109 \cdot 10^5$	$6.545 \cdot 10^6$	$1.449 \cdot 10^5$
	0	0	0	0	0	0	0	$1.103 \cdot 10^3$	0	$1.449 \cdot 10^5$	$2.897 \cdot 10^5$

DESPLAZAMIENTOS Y REACCIONES

Vector de fuerzas

$$L := \frac{393.370}{\cos\left(\text{atan}\left(\frac{2}{17.5}\right)\right)} = 395.931$$

$$W_y := W_u \cdot \cos(0.1137) = 0.08$$

$$w_{u1} := 1.4 \cdot w_{DL} = 0.717 \frac{1}{ft} \cdot kip$$

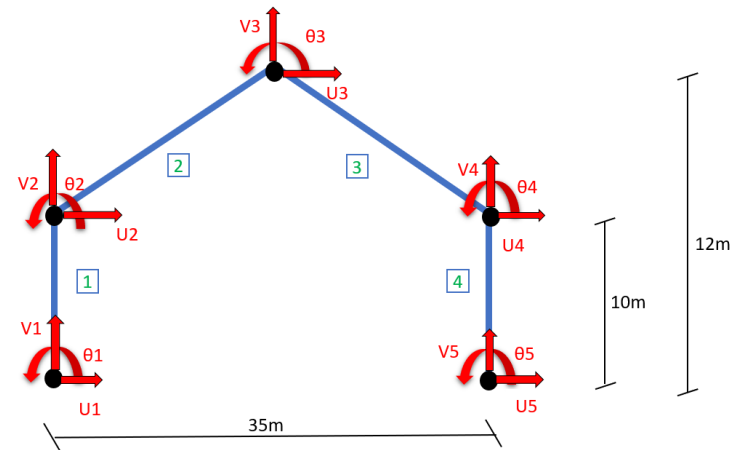
$$w_{u2} := (1.2 \cdot w_{DL}) + (0.5 \cdot w_{LL}) = 0.723 \frac{1}{ft} \cdot kip$$

$$w_u := (1.2 \cdot w_{DL}) + (1.6 \cdot w_{LL}) = 0.961 \frac{1}{ft} \cdot kip$$

$$D = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ \theta_1 \\ u_2 \\ v_2 \\ \theta_2 \\ u_3 \\ v_3 \\ \theta_3 \\ u_4 \\ v_4 \\ \theta_4 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ \theta_5 \end{bmatrix}$$

$$R = \begin{bmatrix} R_{x1} \\ R_{y1} \\ 0 \\ F_s \\ \frac{-W_u \cdot L}{2} \\ -W_y \cdot L^2 \\ 12 \\ 0 \\ -W_u \cdot L \\ 0 \\ 0 \\ -W_u \cdot L \\ 0 \\ 2 \\ \frac{W_y \cdot L^2}{2} \\ 12 \\ R_{x5} \\ R_{y5} \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$R_c := \begin{bmatrix} 0 \\ 2 \\ \frac{-W_u \cdot L}{2} \\ -W_y \cdot L^2 \\ 12 \\ 0 \\ -W_u \cdot L \\ 0 \\ 0 \\ -W_u \cdot L \\ 2 \\ \frac{W_y \cdot L^2}{2} \\ 12 \\ 0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 2 \\ -15.854 \\ -1.039 \cdot 10^3 \\ -31.707 \\ 0 \\ -15.854 \\ 1.039 \cdot 10^3 \\ 0 \end{bmatrix}$$



$$Kxx := \begin{bmatrix} 2.9 \cdot 10^5 & 1.105 \cdot 10^3 & 0 & 1.45 \cdot 10^5 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 1.105 \cdot 10^3 & 807.912 & 91.583 & 1.067 \cdot 10^3 & -802.296 & -91.583 & -38.176 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 91.583 & 1.485 \cdot 10^3 & 334.04 & -91.583 & -11.409 & 334.04 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 1.45 \cdot 10^5 & 1.067 \cdot 10^3 & 334.04 & 4.5 \cdot 10^5 & 38.176 & -334.04 & 7.998 \cdot 10^4 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -802.296 & -91.583 & 38.176 & 3.29 \cdot 10^4 & 2.864 \cdot 10^3 & 5.842 \cdot 10^4 & -3.21 \cdot 10^4 & -2.772 \cdot 10^3 & 5.838 \cdot 10^4 & 0 \\ 0 & -91.583 & -11.409 & -334.04 & 2.864 \cdot 10^3 & 5.605 \cdot 10^4 & 5.106 \cdot 10^5 & -2.772 \cdot 10^3 & -5.604 \cdot 10^4 & 5.109 \cdot 10^5 & 0 \\ 0 & -38.176 & 334.04 & 7.998 \cdot 10^4 & 5.842 \cdot 10^4 & 5.106 \cdot 10^5 & 6.415 \cdot 10^6 & -5.838 \cdot 10^4 & -5.109 \cdot 10^5 & 3.128 \cdot 10^6 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -3.21 \cdot 10^4 & -2.772 \cdot 10^3 & -5.838 \cdot 10^4 & 3.211 \cdot 10^4 & 2.772 \cdot 10^3 & -5.728 \cdot 10^4 & 1.103 \cdot 10^3 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -2.772 \cdot 10^3 & -5.604 \cdot 10^4 & -5.109 \cdot 10^5 & 2.772 \cdot 10^3 & 5.751 \cdot 10^4 & -5.109 \cdot 10^5 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 5.838 \cdot 10^4 & 5.109 \cdot 10^5 & 3.128 \cdot 10^6 & -5.728 \cdot 10^4 & -5.109 \cdot 10^5 & 6.545 \cdot 10^6 & 1.449 \cdot 10^5 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1.103 \cdot 10^3 & 0 & 1.449 \cdot 10^5 & 2.897 \cdot 10^5 \end{bmatrix}$$

$$Kxx^{-1} = \begin{bmatrix} 7.051 \cdot 10^{-6} & -9.071 \cdot 10^{-4} & -6.206 \cdot 10^{-8} & -2.931 \cdot 10^{-7} & -9.014 \cdot 10^{-4} & -2.43 \cdot 10^{-5} & 1.296 \cdot 10^{-6} & -8.984 \cdot 10^{-4} & 2.646 \cdot 10^{-7} & 1.415 \cdot 10^{-6} & 2.713 \cdot 10^{-6} \\ -9.071 \cdot 10^{-4} & 0.283 & 9.096 \cdot 10^{-5} & -3.459 \cdot 10^{-4} & 0.282 & 0.006 & -3.017 \cdot 10^{-4} & 0.281 & -1.586 \cdot 10^{-4} & -3.512 \cdot 10^{-4} & -8.946 \cdot 10^{-4} \\ -6.206 \cdot 10^{-8} & 9.096 \cdot 10^{-5} & 6.785 \cdot 10^{-4} & -5.69 \cdot 10^{-7} & 1.667 \cdot 10^{-4} & 1.348 \cdot 10^{-5} & -7.563 \cdot 10^{-7} & 1.652 \cdot 10^{-4} & 1.244 \cdot 10^{-7} & -7.164 \cdot 10^{-7} & -2.705 \cdot 10^{-7} \\ -2.931 \cdot 10^{-7} & -3.459 \cdot 10^{-4} & -5.69 \cdot 10^{-7} & 3.222 \cdot 10^{-6} & -3.45 \cdot 10^{-4} & 4.75 \cdot 10^{-6} & -2.923 \cdot 10^{-7} & -3.454 \cdot 10^{-4} & 6.796 \cdot 10^{-7} & -1.543 \cdot 10^{-7} & 1.392 \cdot 10^{-6} \\ -9.014 \cdot 10^{-4} & 0.282 & 1.667 \cdot 10^{-4} & -3.45 \cdot 10^{-4} & 0.282 & 0.006 & -2.963 \cdot 10^{-4} & 0.281 & -2.348 \cdot 10^{-4} & -3.458 \cdot 10^{-4} & -8.961 \cdot 10^{-4} \\ -2.43 \cdot 10^{-5} & 0.006 & 1.348 \cdot 10^{-5} & 4.75 \cdot 10^{-6} & 0.006 & 0.002 & -5.511 \cdot 10^{-5} & 0.005 & 6.681 \cdot 10^{-4} & -5.509 \cdot 10^{-5} & 6.747 \cdot 10^{-6} \\ 1.296 \cdot 10^{-6} & -3.017 \cdot 10^{-4} & -7.563 \cdot 10^{-7} & -2.923 \cdot 10^{-7} & -2.963 \cdot 10^{-4} & -5.511 \cdot 10^{-5} & 3.235 \cdot 10^{-6} & -2.899 \cdot 10^{-4} & 7.145 \cdot 10^{-7} & 2.925 \cdot 10^{-6} & -3.593 \cdot 10^{-7} \\ -8.984 \cdot 10^{-4} & 0.281 & 1.652 \cdot 10^{-4} & -3.454 \cdot 10^{-4} & 0.281 & 0.005 & -2.899 \cdot 10^{-4} & 0.28 & -2.333 \cdot 10^{-4} & -3.395 \cdot 10^{-4} & -8.968 \cdot 10^{-4} \\ 2.646 \cdot 10^{-7} & -1.586 \cdot 10^{-4} & 1.244 \cdot 10^{-7} & 6.796 \cdot 10^{-7} & -2.348 \cdot 10^{-4} & 6.681 \cdot 10^{-4} & 7.145 \cdot 10^{-7} & -2.333 \cdot 10^{-4} & 6.808 \cdot 10^{-4} & 6.957 \cdot 10^{-7} & 5.401 \cdot 10^{-7} \\ 1.415 \cdot 10^{-6} & -3.512 \cdot 10^{-4} & -7.164 \cdot 10^{-7} & -1.543 \cdot 10^{-7} & -3.458 \cdot 10^{-4} & -5.509 \cdot 10^{-5} & 2.925 \cdot 10^{-6} & -3.395 \cdot 10^{-4} & 6.957 \cdot 10^{-7} & 3.231 \cdot 10^{-6} & -3.235 \cdot 10^{-7} \\ 2.713 \cdot 10^{-6} & -8.946 \cdot 10^{-4} & -2.705 \cdot 10^{-7} & 1.392 \cdot 10^{-6} & -8.961 \cdot 10^{-4} & 6.747 \cdot 10^{-6} & -3.593 \cdot 10^{-7} & -8.968 \cdot 10^{-4} & 5.401 \cdot 10^{-7} & -3.235 \cdot 10^{-7} & 7.028 \cdot 10^{-6} \end{bmatrix}$$

$$Dx := Kxx^{-1} \cdot Rc = \begin{bmatrix} 0.00073 \\ 0.38 \\ -0.01116 \\ -0.00435 \\ 0.38701 \\ -0.11492 \\ 0.00449 \\ 0.39619 \\ -0.03228 \\ 0.00456 \\ -0.00379 \end{bmatrix}$$

Pulgadas

$$Kxx \cdot Dx = Rc$$

$$Dx = kxx^{-1} \cdot R$$

Reacciones

$$Dx := \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0.00124 \\ 0.35827 \\ -0.01245 \\ -0.00521 \\ 0.36702 \\ -0.13695 \\ 0.00548 \\ 0.37827 \\ -0.03588 \\ 0.0056 \\ 0 \\ 0 \\ -0.00424 \end{bmatrix}$$

$$D = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ \theta 1 \\ u 2 \\ v 2 \\ \theta 2 \\ u 3 \\ v 3 \\ \theta 3 \\ u 4 \\ v 4 \\ \theta 4 \\ 0 \\ 0 \\ \theta 5 \end{bmatrix}$$

$$K \cdot Dx = \begin{bmatrix} 2.376 \\ 18.346 \\ 0.103 \\ 1.996 \\ -17.637 \\ -1.289 \cdot 10^3 \\ 1.188 \\ -35.085 \\ 2.788 \\ -1.941 \\ -18.44 \\ 1.301 \cdot 10^3 \\ -3.618 \\ 52.815 \\ 0.344 \end{bmatrix}$$

$$Rc := \begin{bmatrix} 0 \\ 2 \\ \frac{-Wu \cdot L}{2} \\ 2 \\ \frac{-Wy \cdot L^2}{12} \\ 0 \\ -Wu \cdot L \\ 0 \\ 0 \\ \frac{-Wu \cdot L}{2} \\ 0 \\ \frac{Wy \cdot L^2}{2} \\ 12 \\ 0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 2 \\ -15.854 \\ -1.039 \cdot 10^3 \\ -31.707 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ -15.854 \\ 1.039 \cdot 10^3 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$R = \begin{bmatrix} R_{x1} \\ R_{y1} \\ 0 \\ F_s \\ \frac{-Wu \cdot L}{2} \\ \frac{-Wy \cdot L^2}{12} \\ 0 \\ -Wu \cdot L \\ 0 \\ 0 \\ \frac{-Wu \cdot L}{2} \\ \frac{Wy \cdot L^2}{12} \\ R_{x5} \\ R_{y5} \\ 0 \end{bmatrix}$$

INTEGRACIÓN DE LA CARGA SÍSMICA

- LUGAR: CIUDAD DE GUATEMALA
- USO: ESTRUCTURA PARA USOS MÚLTIPLES

CLASIFICACIÓN MÍNIMA: **ORDINARIA (CATEGORÍA III)** (NSE I-18 TABLA 3.1.7.1, PÁG 20)

$$A_{bp} := (42 \text{ m} \cdot 35 \text{ m}) = 1470 \text{ m}^2 \quad \text{ÁREA BRUTA DE PISO}$$

FACTOR DE OCUPACIÓN POR CARGA

$$F_{CO} := 45 \text{ m}^2 \quad \text{FACTOR DE CARGA DE OCUPACIÓN X PERSONA (NSE I-18 TABLA 3.1.7.1, PÁG 20)}$$

$$C_o := \frac{A_{bp}}{F_{CO}} = 32.667 \quad \text{PERSONAS EN LA ESTRUCTURA (NSE I-18 TABLA 3.1.7-1)}$$

if ($C_o > 300$, “Importante”, “Ordinaria”) = “Ordinaria”

DADO A QUE LA CARGA DE OCUPACIÓN ES MENOR A 300, SE CLASIFICA COMO CATEGORÍA II:
OBRAS ORDINARIAS

ASPECTOS SÍSMICOS (NSE 2-18, CAPÍTULO 4)

$$I_o := 4.2 \quad \text{ÍNDICE DE SISMICIDAD (NSE 2-18 4.2.1, F 4.5-1 & TABLA A-1, PÁG 89)}$$

- NIVEL DE PROTECCIÓN SÍSMICA: **D** (NSE 2-18 TABLA 4.2.2.1, PÁG 32)

10% DE PROBABILIDAD DE EXCEDER EL SISMO DE DISEÑO EN 50 AÑOS

- CLASE DE SITIO: **D (PERFIL DE SUELO FIRME)** (NSE 2-18 TABLA AI, PÁG 48)

$$S_{1r} := 0.88 \quad \text{ORDENADA ESPECTRAL DE PERÍODO I SEGUNDO DEL SISMO EXTREMO CONSIDERADO EN EL BASAMENTO DE ROCA DE CIUDAD DE GUATEMALA (NSE 2-18 TABLA AI, PÁG 94)}$$

$$S_{cr} := 1.43 \quad \text{ORDENADA ESPECTRAL DE PERÍODO CORTO DEL SISMO EXTREMO CONSIDERADO EN EL BASAMENTO DE ROCA EN CIUDAD DE GUATEMALA (NSE 2-18 TABLA AI, PÁG 94)}$$

AJUSTES POR CLASE DE SITIO E INTENSIDADES SISMICAS ESPECIALES

$F_a := 1.0$ COEFICIENTE DE SITIO PARA PERÍDOS DE VIBRACIÓN CORTOS (NSE 2-18 TABLA 4.5-1, PÁG 37)

$F_v := 1.0$ COEFICIENTE DE SITIO PARA PERÍDOS DE VIBRACIÓN LARGOS (NSE 2-18 TABLA 4.5-2, PÁG 37)

- FUENTE SÍSMICA: **TIPO B, FALLA DE MIXCO A 7 KILÓMETROS APROXIMADAMENTE** (NSE 2-18, TABLA 4.6.2-1, PÁG. 41)

$N_a := 1$ COEFICIENTE POR PROXIMIDAD DE LAS AMENZAS ESPECIALES PARA PERÍDOS DE VIBRACIÓN CORTOS (NSE 2-18 TABLA 4.6.2-2, PÁG 42)

$N_v := 1$ COEFICIENTE POR PROXIMIDAD DE LAS AMENZAS ESPECIALES PARA PERÍDOS DE VIBRACIÓN LARGOS (NSE 2-18 TABLA 4.6.2-2, PÁG 42)

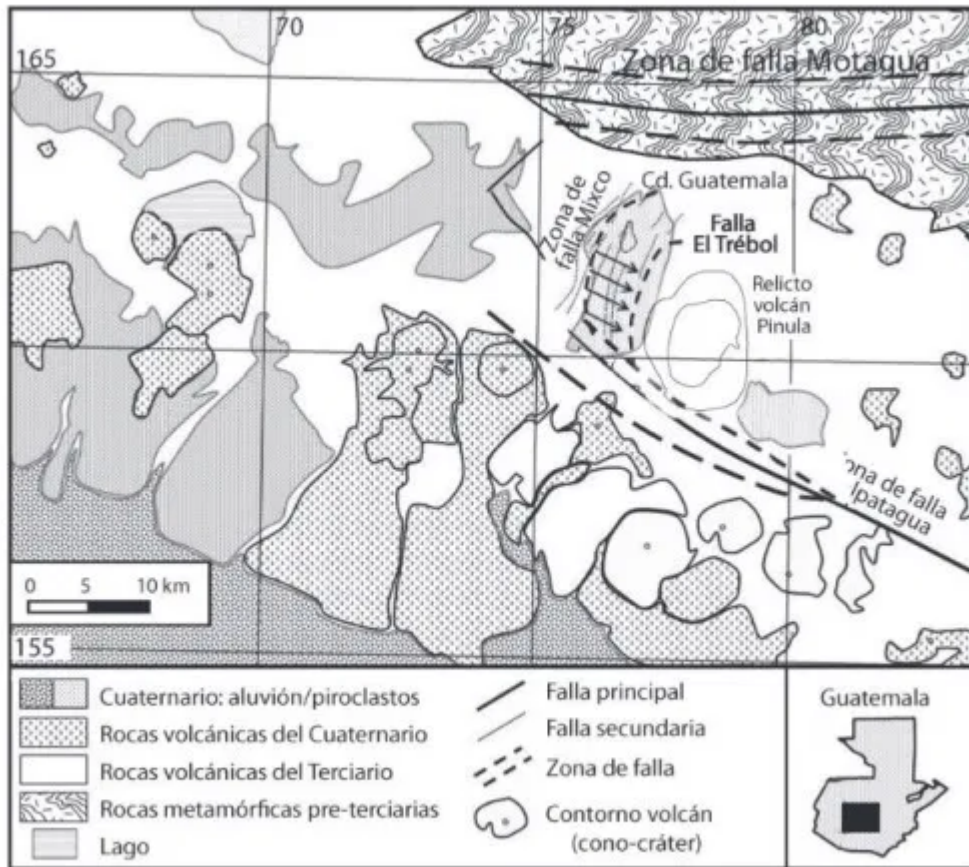


Fig. 3: Modelo tectónico que interpreta la estructura del valle de Guatemala, mediante un *pull apart basin*, limitado al oeste por la falla de Mixco.

$S_{cs} := S_{cr} \cdot F_a \cdot N_a = 1.43$ ORDENADA ESPECTRAL DEL SISMO EXTREMO EN EL SITIO DE INTERÉS PARA ESTRUCTURAS CON PERÍODO DE VIBRACIÓN CORTO CON AJUSTES POR INTENSIDADES SÍSMICAS ESPECIALES, PARA UN PERÍODO NOMINAL DE 5 % DEL CRÍTICO

$S_{1s} := S_{1r} \cdot F_v \cdot N_v = 0.88$ ORDENADA ESPECTRAL DEL SISMO EXTREMO EN EL SITIO DE INTERÉS PARA ESTRUCTURAS CON PERÍODO DE VIBRACIÓN DE UN SEGUNDO CON AJUSTES POR INTENSIDADES SÍSMICAS ESPECIALES, PARA UN PERÍODO NOMINAL DE 5% DEL CRÍTICO

PERÍODOS DE VIBRACIÓN DE TRANSICIÓN NSE 2-18 4.5.4

$T_s := \frac{S_{1s}}{S_{cs}} = 0.615$ PERÍODO QUE SEPARA LOS PERÍODOS CORTOS DE LOS LARGOS (NSE 2-18 4.5.4-1)

$T_0 := 0.2 \cdot T_s = 0.123$ PERÍODO QUE DEFINE EL INICIO DE LA MESERA DE PERÍODOS CORTOS (NSE 2-18 4.5.4-1)

PROBABILIDAD NOMINAL DE OCURRENCIA DE LOS SISMOS DE DISEÑO

$K_d := 0.66$ FACTOR NOMINAL DE PROBABILIDAD DE OCURRENCIA DEL SISMO DE DISEÑO (NSE 2-18 TABLA 4.5.5-1, PÁG 38)

$S_{cd} := K_d \cdot S_{cs} = 0.944$ PARÁMETROS DEL ESPECTRO CALIBRADOS A LA PROBABILIDAD DE OCURRENCIA DEL SISMO EN DISEÑO (NSE 2-18 4.5.5-1 Y 4.5.5-2)

$S_{1d} := K_d \cdot S_{1s} = 0.581$

ESPECTROS GENÉRICOS PROBABLES

$T := 1$

$S_{a1} := S_{cd} \cdot \left(0.4 + 0.6 \cdot \frac{T}{T_0} \right) = 4.979$ (Ec. NSE 2-18 4.5.6-3)

$S_{a2} := S_{cd} = 0.944$ (Ec. NSE 2-18 4.5.6-1)

$S_{a3} := \frac{S_{1d}}{T} = 0.581$ (Ec. NSE 2-18 4.5.6-2)

NOTA: SI SCR ES MAYOR QUE 1.5, SE PUEDE REDUCIR EL ESPECTRO SEGÚN 2.1.5

$AMS_d := 0.4 \cdot S_{cd} = 0.378$ ACELERACIÓN MÁXIMA DEL SUELO CORRESPONDIENTE AL SISMO DE DISEÑO A PARTIR DE ESPECTROS GENÉRICOS (NSE 2-18 4.5.8-1)

$S_{vd} := 0.2 \cdot S_{cd} = 0.189$ COMPONENTE VERTICAL DEL SISMO (NSE 2-18 4.5.9-1). SE DEBE SUMAR A LA CARGA MUERTA EN LA COMBINACIÓN CRA.

SISTEMA ESTRUCTURAL X

- TIPO DE ESTRUCTURA: **EI-DB** MARCOS A MOMENTO DE ACERO DE BAJA DUCTILIDAD (NSE 7.5-18 TABLA 4.3.3-1, AISC 341-16 E, PÁG 16)

$R := 3.5$ FACTOR DE MODIFICACIÓN DE RESPUESTA SÍSMICA. SE APLICA PARA REDUCIR EL ESPÉCTRO SÍSMICO ELÁSTICO QUE REPRESENTA LA AMENAZA SÍSMICA EN EL SITIO. SU VALOR DEPENDE DE LAS CARACTERÍSTICAS GENÉRICAS DEL SISTEMA ESTRUCTURAL SELECCIONADO. (NSE 3-18 1.5.2 & NSE 7.5-18 T. 4.3.3-1)

$\Omega_0 := 3$ FACTOR DE INCREMENTO DE RESISTENCIA. SE USA PARA AUMENTAR LA RESISTENCIA ELÁSTICA DE CIERTOS COMPONENTES CRÍTICOS DE UNA ESTRUCTURA. (NSE 3-18 1.5.3 & NSE 7.5-18 T. 4.3.3-1)

$C_d := 3$ FACTOR DE INCREMENTO DEL DESPLAZAMIENTO ELÁSTICO. SE UTILIZA PARA AMPLIFICAR EL DESPLAZAMIENTO EN QUE INCURRE EL MODELO ESTRUCTURAL COMO RESULTADO DEL ANÁLISIS ELÁSTICO PARA MODELAR EL DESPLAZAMIENTO POST-ELÁSTICO. (NSE 7.5-18 T. 4.3.3-1)

$\rho_b := 1.2$ FACTOR BASE DE INCREMENTO DE CORTANTE BASAL (NSE 3-18 1.10.1, PÁG 38)

$\rho' := 1$ FACTOR DE INCREMENTO POR IRREGULARIDADES VERTICALES (NSE 3-18 1.9.3, PÁG 36)

$\rho := \rho_b \cdot \rho' = 1.2$ FACTOR DE FALTA DE REDUNDANCIA. CASTIGA LA CARENCIA DE REDUNDANCIA ESTRUCTURAL O LA PRESENCIA DE ASPECTOS IRREGULARES EN LA EDIFICACIÓN (NSE 3-18 E 1.10.1-1)

PERÍODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN

$$h_n := 12 \quad \text{ALTURA NOMINAL DE LA ESTRUCTURA}$$

$$K_T := 0.047 \quad x := 0.90 \quad (\text{NSE 3-18 2.1.6 OPCIÓN 5, PÁG 46})$$

$$T_a := K_T \cdot h_n^x = 0.44 \quad \text{PERÍODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN (NSE 3-18 E 2.1.6-1)}$$

EL PERÍODO FUNDAMENTAL DE ESTA ESTRUCTURA SE UBICA ASÍ DENTRO DEL ESPECTRO

$$T_0 = 0.123 \quad T_a = 0.44 \quad T_s = 0.615 \quad \text{SE UBICA FUERA DE LA MESETA}$$

ESPECTROS

$$S_a := \text{if} \left(T_a < T_0, S_{cd} \cdot \left(0.4 + 0.6 \cdot \frac{T_a}{T_0} \right), \text{if} \left(T_a \leq T_s, S_{cd}, \frac{S_{1d}}{T_a} \right) \right) = 0.944 \quad \text{ORDENADA DEL ESPECTRO ELÁSTICO (NSE 2-18 4.5.6)}$$

EL ESPECTRO ELÁSTICO SE DEFINE CON LAS SIGUIENTE FUNCIÓN

$$T_a := 0, 0.01 \dots 3$$

$$S_{ae}(T_a) := \text{if} \left(T_a < T_0, S_{cd} \cdot \left(0.4 + 0.6 \cdot \frac{T_a}{T_0} \right), \text{if} \left(T_a \leq T_s, S_{cd}, \frac{S_{1d}}{T_a} \right) \right)$$

ESPECTRO DE DISEÑO ASÍ

$$S_{ad}(T_a) := \frac{\text{if} \left(T_a < T_0, S_{cd} \cdot \left(0.4 + 0.6 \cdot \frac{T_a}{T_0} \right), \text{if} \left(T_a \leq T_s, S_{cd}, \frac{S_{1d}}{T_a} \right) \right)}{R}$$

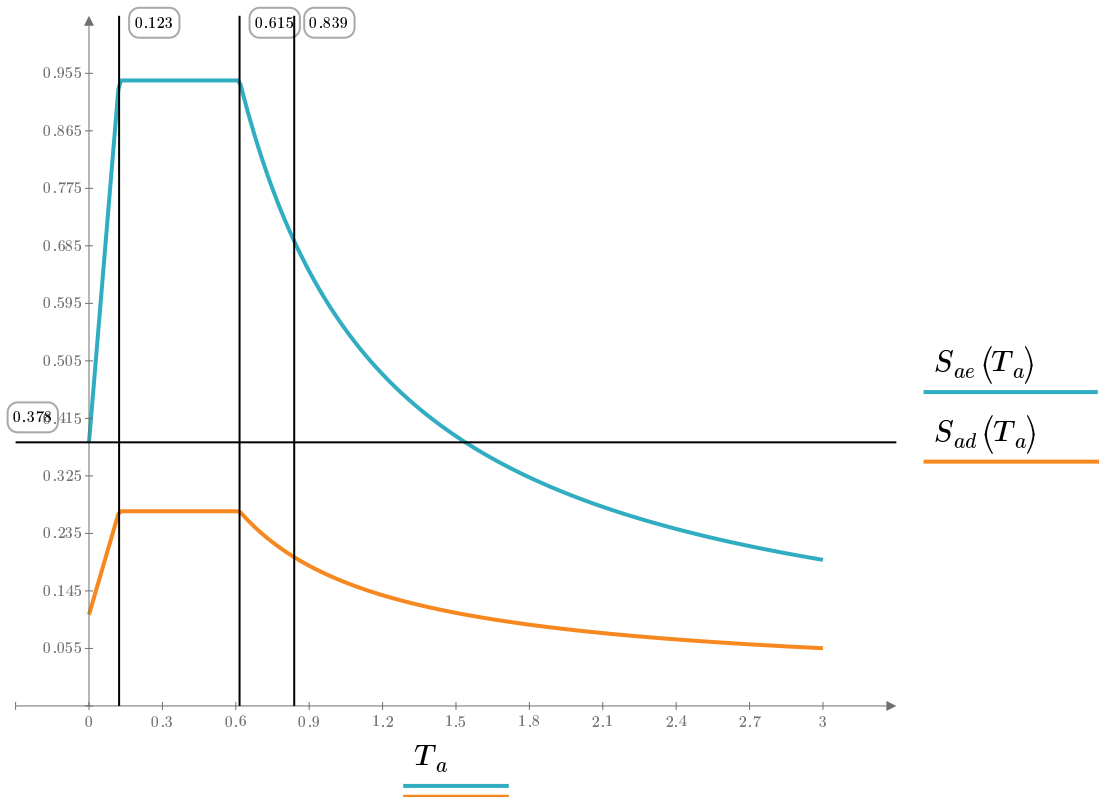
$$C_s := \max\left(\frac{S_a}{R}, 0.044 \cdot S_{cd}, 0.01\right) = 0.27$$

COEFICIENTE SÍSMICO AL LÍMITE DE CEDENCIA
(NSE 3-18 E 2.1.3-1, 2.1.4-1)

if ($S_{1r} \geq 0.6$, “Aplica lo siguiente”, “No aplica lo siguiente”) = “Aplica lo siguiente”

if ($C_s \geq \frac{0.75 \cdot K_d \cdot S_{1r}}{R}$, “Cumple”, “No Cumple”) = “Cumple”

AMBOS ESPECTROS SE SOBREPONEN EN LA SIGUIENTE GRÁFICA



$$W_s := (65 \text{ tonnef}) \cdot 1.67 = 108.55 \text{ tonnef} \quad \text{Peso sísmico efectivo (NSE 3-18 1.11.3 pag. 41)}$$

$$W_s := 108 \text{ tonnef} \quad \text{PENDIENTE SACAR PESO TOTAL DEL SOFTWARE}$$

$$E := W_s \cdot C_s = 29.123 \text{ tonnef} \quad \text{CORTANTE BASAL ESTÁTICO}$$

$$S_{x1} := 28 \text{ tonnef} \quad \text{CORTANTE BASAL OBTENIDO DE ANÁLISIS CON SOFTWARE}$$

$$S_{y1} := 30 \text{ tonnef} \quad \text{CORTANTE BASAL OBTENIDO DE ANÁLISIS CON SOFTWARE}$$

$$F_{cx1} := \frac{E}{S_{x1}} = 1.04 \quad F_{cy1} := \frac{E}{S_{y1}} = 0.971 \quad \text{FACTORES DE CALIBRACIÓN}$$

DENTRO DEL SOFTWARE SE APLICA LOS ANTERIORES FACTORES PARA OBTENER LOS CORTANTES CALIBRADOS

$$S_{x2} := S_{x1} \cdot F_{cx1} = 29.123 \text{ tonnef} \quad S_{y2} := S_{y1} \cdot F_{cy1} = 29.123 \text{ tonnef}$$

ESTOS CORTANTES AHORA SON IGUALES AL CORTANTE ESTÁTICO $E = 29.123 \text{ tonnef}$

SI LA ESTRUCTURA NO TIENE IRREGULARES EN PLANTA (NSE 3-18 1.8), NI IRREGULARIDADES EN ELECCIÓN (NSE 3-18 1.9) SE PUEDE CALIBRAR AL 85% ASÍ

$$F_{cx2} := \frac{E}{S_{x1}} = 1.04 \quad F_{cy2} := \frac{E}{S_{y1}} = 0.971 \quad \text{FACTORES DE CALIBRACIÓN}$$

$$S_{x3} := S_{x1} \cdot F_{cx2} = 29.123 \text{ tonnef} \quad S_{y3} := S_{y1} \cdot F_{cy2} = 29.123 \text{ tonnef}$$

MIENTRAS MÁS IRREGULAR ES LA GEOMETRÍA Y LA APLICACIÓN DE CARGAS DE UNA ESTRUCTURA, MAS MODOS DE VIBRACIÓN PRESENTA UNA ESTRUCTURA Y MAYOR ES LA DIFERENCIA ENTRE EL CORTANTE ESTÁTICO Y EL CORTANTE MODAL.

SE DEBE VERIFICAR LAS DERIVAS LATERALES SEGÚN NSE 7.5-18 TABLA 6.2-1 (PÁG 25), CON EL SISMO SIN CALIBRAR NI MAYORAR NI COMBINAR CON OTRAS CARGAS.

$$h_{sx} := 3 \quad \text{ALTURA A LA QUE SE VERIFICA LA DERIVA}$$

$$\Delta_U := 0.02 \cdot h_{sx} = 0.06 \quad \text{DERIVA LATERAL ÚLTIMA PERMITIDA (NSE 7.5-18 TABLA 6.2-1)}$$

$$\Delta_{cP} := \frac{\Delta_U}{C_d} = 0.02 \quad \text{DERIVA LATERAL AL LÍMITE DE CEDENCIA PERMITIDA (NSE 2-18 Ec. 4.3.4-1)}$$

NO ES HABITUAL DISEÑAR CON EL SISMO ESTÁTICO, SIN EMBARGO SIEMPRE SE DEBE CALCULAR PARA CALIBRAR EL CORTANTE MODAL. EN NSE 3-18 1.11.5 SE INDICA LOS CASOS EN QUE PUEDE USAR EL CORTE ESTÁTICO PARA EL DISEÑO COMO TAL. PARA APLICAR LA CARGA SÍSMICA ESTÁTICA SE DEBE DISTRIBUIR EL CORTANTE BASAL A LO ANCHO Y ALTO DE LA ESTRUCTURA SEGÚN LO INDICADO EN NSE 3-18 2.2 Y 2.3.

$$V_B := C_s \cdot W_s = 29.123 \text{ tonnef} \quad \text{Cortante basal al límite de cedencia}$$

SISTEMA ESTRUCTURAL Y

- TIPO DE ESTRUCTURA: **E3-DB** MARCOS ARRIOSTRADOS CONCENTRICAMENTE DE ACERO DE BAJA DUCTILIDAD (NSE 7.5-18 TABLA 4.3.3-1, AISI SC 340-16 E, PÁG 16)

$R := 3.2$ FACTOR DE MODIFICACIÓN DE RESPUESTA SÍSMICA. SE APLICA PARA REDUCIR EL ESPECTRO SÍSMICO ELÁSTICO QUE REPRESENTA LA AMENAZA SÍSMICA EN EL SITIO. SU VALOR DEPENDE DE LAS CARACTERÍSTICAS GENÉRICAS DEL SISTEMA ESTRUCTURAL SELECCIONADO. (NSE 3-18 1.5.2 & NSE 7.5-18 T. 4.3.3-1)

$\Omega_0 := 3$ FACTOR DE INCREMENTO DE RESISTENCIA. SE USA PARA AUMENTAR LA RESISTENCIA ELÁSTICA DE CIERTOS COMPONENTES CRÍTICOS DE UNA ESTRUCTURA. (NSE 3-18 1.5.3 & NSE 7.5-18 T. 4.3.3-1)

$C_d := 3$ FACTOR DE INCREMENTO DEL DESPLAZAMIENTO ELÁSTICO. SE UTILIZA PARA AMPLIFICAR EL DESPLAZAMIENTO EN QUE INCURRE EL MODELO ESTRUCTURAL COMO RESULTADO DEL ANÁLISIS ELÁSTICO PARA MODELAR EL DESPLAZAMIENTO POST-ELÁSTICO. (NSE 7.5-18 T. 4.3.3-1)

$\rho_b := 1.2$ FACTOR BASE DE INCREMENTO DE CORTANTE BASAL (NSE 3-18 1.10.1, PÁG 38)

$\rho' := 1$ FACTOR DE INCREMENTO POR IRREGULARIDADES VERTICALES (NSE 3-18 1.9.3, PÁG 36)

$\rho := \rho_b \cdot \rho' = 1.2$ FACTOR DE FALTA DE REDUNDANCIA. CASTIGA LA CARENCIA DE REDUNDANCIA ESTRUCTURAL O LA PRESENCIA DE ASPECTOS IRREGULARES EN LA EDIFICACIÓN (NSE 3-18 E 1.10.1-1)

PERÍODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN

$h_n := 10$ ALTURA NOMINAL DE LA ESTRUCTURA

$K_T := 0.049$ $x := 0.75$ (NSE 3-18 2.1.6 OPCIÓN I, PÁG 46)

$T_a := K_T \cdot h_n^x = 0.276$ PERÍODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN (NSE 3-18 E 2.1.6-1)

EL PERÍODO FUNDAMENTAL DE ESTA ESTRUCTURA SE UBICA ASÍ DENTRO DEL ESPECTRO

$T_0 = 0.123$ $T_a = 0.276$ $T_s = 0.615$ SE UBICA FUERA DE LA MESETA

ESPECTROS

$$S_a := \text{if} \left(T_a < T_0, S_{cd} \cdot \left(0.4 + 0.6 \cdot \frac{T_a}{T_0} \right), \text{if} \left(T_a \leq T_s, S_{cd}, \frac{S_{1d}}{T_a} \right) \right) = 0.944$$

EL ESPECTRO ELÁSTICO SE DEFINE CON LAS SIGUIENTE FUNCIÓN

ORDENADA DEL ESPECTRO ELÁSTICO
(NSE 2-18 4.5.6)

$$T_{ay} := 0, 0.01 \dots 3$$

$$S_{ae}(T_{ay}) := \text{if} \left(T_{ay} < T_0, S_{cd} \cdot \left(0.4 + 0.6 \cdot \frac{T_{ay}}{T_0} \right), \text{if} \left(T_{ay} \leq T_s, S_{cd}, \frac{S_{1d}}{T_{ay}} \right) \right)$$

Y EL ESPECTRO DE DISEÑO ASÍ

$$S_{ad}(T_{ay}) := \frac{\text{if} \left(T_{ay} < T_0, S_{cd} \cdot \left(0.4 + 0.6 \cdot \frac{T_{ay}}{T_0} \right), \text{if} \left(T_{ay} \leq T_s, S_{cd}, \frac{S_{1d}}{T_{ay}} \right) \right)}{R}$$

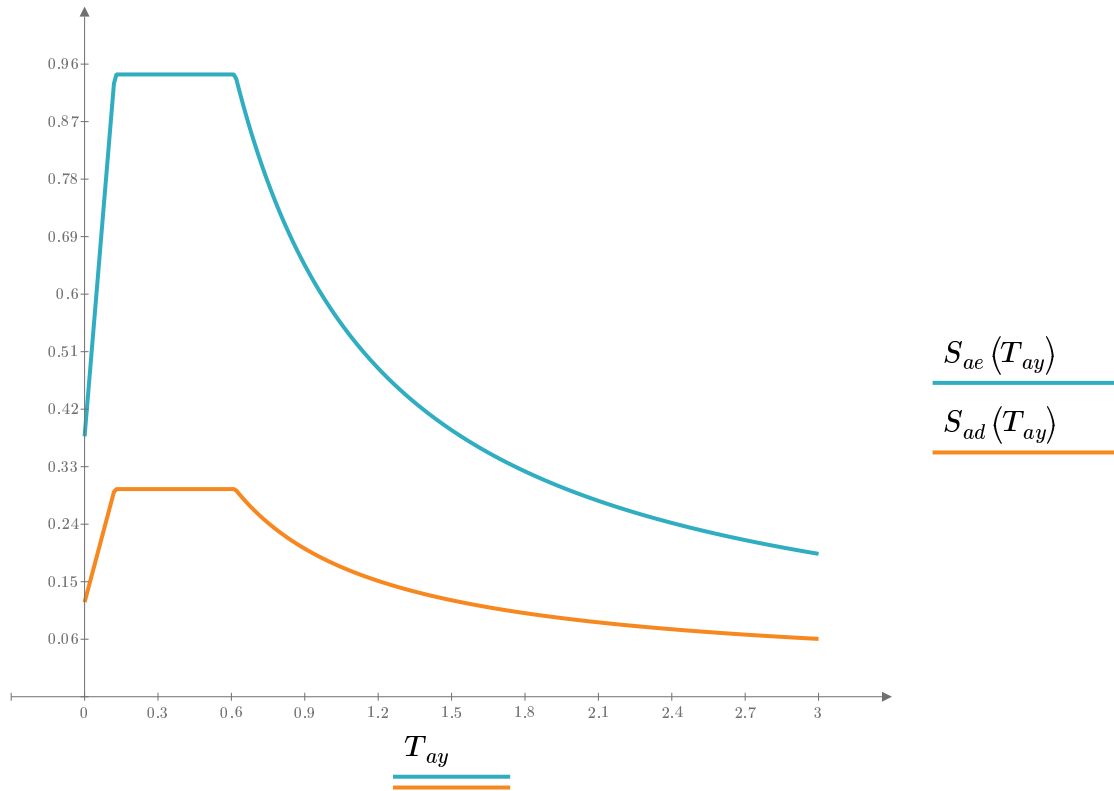
$$C_s := \max \left(\frac{S_a}{R}, 0.044 \cdot S_{cd}, 0.01 \right) = 0.295$$

COEFICIENTE SÍSMICO AL LÍMITE DE CEDENCIA
(NSE 3-18 E 2.1.3-1, 2.1.4-1)

$\text{if} (S_{1r} \geq 0.6, \text{“Aplica lo siguiente”}, \text{“No aplica lo siguiente”}) = \text{“Aplica lo siguiente”}$

$\text{if} \left(C_s \geq \frac{0.75 \cdot K_d \cdot S_{1r}}{R}, \text{“Cumple”}, \text{“No Cumple”} \right) = \text{“Cumple”}$

AMBOS ESPECTROS SE SOBREPONEN EN LA SIGUIENTE GRÁFICA



$W_s := 30 \text{ tonnef}$

PENDIENTE DE LO QUE DE EL ETABS

$E := W_s \cdot C_s = 8.848 \text{ tonnef}$

CORTANTE BASAL ESTÁTICO

$S_{x1} := 40 \text{ tonnef}$

CORTANTE BASAL OBTENIDO DE ANÁLISIS CON SOFTWARE

$S_{y1} := 36 \text{ tonnef}$

CORTANTE BASAL OBTENIDO DE ANÁLISIS CON SOFTWARE

$$F_{cx1} := \frac{E}{S_{x1}} = 0.221$$

$$F_{cy1} := \frac{E}{S_{y1}} = 0.246$$

FACTORES DE CALIBRACIÓN

DENTRO DEL SOFTWARE SE APLICA LOS ANTERIORES FACTORES PARA OBTENER LOS CORTANTES CALIBRADOS

$$S_{x2} := S_{x1} \cdot F_{cx1} = 8.848 \text{ tonnef} \quad S_{y2} := S_{y1} \cdot F_{cy1} = 8.848 \text{ tonnef}$$

ESTOS CORTANTES AHORA SON IGUALES AL CORTANTE ESTÁTICO $E = 8.848 \text{ tonnef}$

SI LA ESTRUCTURA NO TIENE IRREGULARES EN PLANTA (NSE 3-18 I.8), NI IRREGULARIDADES EN ELECCIÓN (NSE 3-18 I.9) SE PUEDE CALIBRAR AL 85% ASÍ

$$F_{cx2} := \frac{0.85 \cdot E}{S_{x1}} = 0.188 \quad F_{cy2} := \frac{0.85 \cdot E}{S_{y1}} = 0.209 \quad \text{FACTORES DE CALIBRACIÓN}$$

$$S_{x3} := S_{x1} \cdot F_{cx2} = 7.521 \text{ tonnef} \quad S_{y3} := S_{y1} \cdot F_{cy2} = 7.521 \text{ tonnef}$$

MIENTRAS MÁS IRREGULAR ES LA GEOMETRÍA Y LA APLICACIÓN DE CARGAS DE UNA ESTRUCTURA, MAS MODOS DE VIBRACIÓN PRESENTA UNA ESTRUCTURA Y MAYOR ES LA DIFERENCIA ENTRE EL CORTANTE ESTÁTICO Y EL CORTANTE MODAL.

SE DEBE VERIFICAR LAS DERIVAS LATERALES SEGÚN NSE 7.5-18 TABLA 6.2-1 (PÁG 25), CON EL SISMO SIN CALIBRAR NI MAYORAR NI COMBINAR CON OTRAS CARGAS.

$$h_{sx} := 3 \quad \text{ALTURA A LA QUE SE VERIFICA LA DERIVA}$$

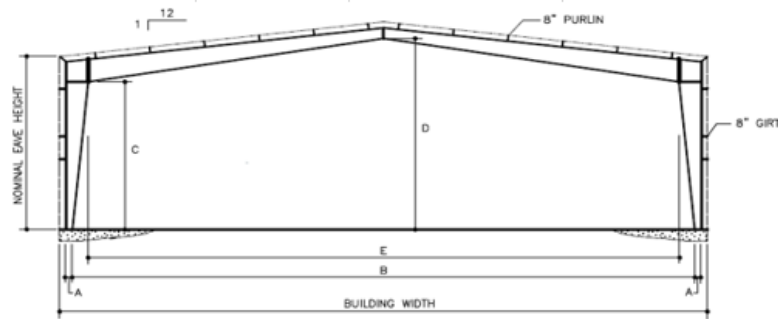
$$\Delta_U := 0.02 \cdot h_{sx} = 0.06 \quad \text{DERIVA LATERAL ÚLTIMA PERMITIDA (NSE 7.5-18 TABLA 6.2-1)}$$

$$\Delta_{cP} := \frac{\Delta_U}{C_d} = 0.02 \quad \text{DERIVA LATERAL AL LÍMITE DE CEDENCIA PERMITIDA (NSE 2-18 Ec. 4.3.4-1)}$$

NO ES HABITUAL DISEÑAR CON EL SISMO ESTÁTICO, SIN EMBARGO SIEMPRE SE DEBE CALCULAR PARA CALIBRAR EL CORTANTE MODAL. EN NSE 3-18 I.11.5 SE INDICA LOS CASOS EN QUE PUEDE USAR EL CORTANTE ESTÁTICO PARA EL DISEÑO COMO TAL. PARA APLICAR LA CARGA SÍSMICA ESTÁTICA SE DEBE DISTRIBUIR EL CORTANTE BASAL A LO ANCHO Y ALTO DE LA ESTRUCTURA SEGÚN LO INDICADO EN NSE 3-18 2.2 Y 2.3.

NAVE INDUSTRIAL							
Instalaciones	10	psf	50	kg/m ²			
Lámina	2	psf	10	kg/m ²			
Sobrecarga	12	psf	60	kg/m²			
Carga viva	10	psf	50	kg/m ²	Según NSE2-2018	Para techos livianos de lámina	
Carga ceniza	5	psf	25	kg/m ²			
Carga viento	16	psf	80	kg/m ²	Según NSE7.5-2018		25 kg/m ² ASCE
DIMENSIONES							
Ancho	114.8	ft	35	m	1377.95		
Largo	137.76	ft	42	m	1653.54		
Altura hombro	32.8	ft	10	m	393.7		
Altura al centro	39.36	ft	12	m	472.44		
A	16	in					
B	1152	in					
C	246	in					
D	302	in					
E	1132	in					
(B-E)/2	10	in					
H=	288	in					
E=	29000	ksi					
FY=	36	ksi					

COLUMNA			
d inicial	14	in	
d final	38	in	
bf (ancho patin)	7	in	*Ancho del patin
tf	0.5	in	*Espesor patin
tw	0.38	in	*Espesor Alma
θ(grados)	3.49		
VIGA			
d inicial	14	in	
d final	38	in	
bf	5.5	in	*Ancho del patin
tf	0.5	in	*Espesor patin
tw	0.25	in	*Espesor Alma



LIMITACIONES:

- El ancho de los patines debe cumplir con:

$$b_f \geq \frac{h}{7}, \text{ a lo largo de cada longitud no embreizada}$$

- La esbeltez del alma, sin rigidizantes o con rigidizantes a $a/h > 1.5$, debe cumplir con:

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{0.40E}{F_y} \leq 260$$

- La esbeltez del alma, con rigidizantes a $a/h < 1.5$, debe cumplir con:

$$\frac{h}{t_w} \leq 12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

LIMITACIONES:

- Esfuerzo mínimo de fluencia especificado: $F_y < 55 \text{ ksi}$
- Las secciones armadas deben ser homogéneas: no híbridas $F_{yw} = F_{yf}$
- El acartelamiento es lineal.
- El ángulo del acartelamiento se encuentra entre 0° y 15° .
- El espesor de los patines es mayor que el espesor del alma
- La relación de esbeltez de los patines debe cumplir con:

$$\frac{b_f}{2t_f} < 18$$

Parámetros de la guía de diseño de AISC

UBICACIÓN	Peralte		Peralte sin espesor de		Altura del alma dividido espesor del alma				Espesor patin mayor al alma	
	d(in)	h(in)	h/tw	bf>h/7	h/tw<0.4E/FY	h/tw<260	h/tw<12raiz(e/fy)	tf>tw		
APOYO	0.00	14	13	34.667	VERDADERO	VERDADERO	VERDADERO	VERDADERO	VERDADERO	
L/4	98.43	20	19	50.667	VERDADERO	VERDADERO	VERDADERO	VERDADERO	VERDADERO	
L/2	196.85	26	25	66.667	VERDADERO	VERDADERO	VERDADERO	VERDADERO	VERDADERO	
3L/4	295.28	32	31	82.667	VERDADERO	VERDADERO	VERDADERO	VERDADERO	VERDADERO	
L	393.70	38	37	98.667	VERDADERO	VERDADERO	VERDADERO	VERDADERO	VERDADERO	

UBICACIÓN	d(in)	h(in)	h/tw	bf>h/7	h/tw<0.4E/FY	h/tw<260	h/tw<12raiz(e/fy)	tf>tw
APOYO	0	14	13	52	VERDADERO	VERDADERO	VERDADERO	VERDADERO
L/4	172.24375	20	19	76	VERDADERO	VERDADERO	VERDADERO	VERDADERO
L/2	344.4875	26	25	100	VERDADERO	VERDADERO	VERDADERO	VERDADERO
3L/4	516.73125	32	31	124	VERDADERO	VERDADERO	VERDADERO	VERDADERO
L	688.975	38	37	148	VERDADERO	VERDADERO	VERDADERO	VERDADERO

Parametros sismicos	
Ubicacion=	Ciudad de Guatemala
Clase de sitio=	D
Categoria de obra=	Ordinaria
Scr, S1r =	1.43 0.88
Fa, Fv =	1 1
Na, Nv =	1 1
Kd =	0.66 0.66
Scd, S1d =	0.94 0.5808
Ts=	0.62 s
To =	0.12 s
Ta, dirección X	0.33 s

$$S_a(T) = S_{cd} \quad \text{cuando } T_0 \leq T \leq T_s \quad (4.5.6-2)$$

(Continuación) Tabla A-1 – Listado de amenaza sísmica y velocidad básica del viento por municipio para la República de Guatemala

No.	Municipio	Departamento	I _o	Suelo Tipo A			Suelo Tipo B			Suelo Tipo C			Suelo Tipo D			Suelo Tipo E			Velocidad básica del viento (Km/h)
				S _{cr}	S _{1r}	T _L	S _{cr}	S _{1r}	T _L	S _{cr}	S _{1r}	T _L	S _{cr}	S _{1r}	T _L	S _{cr}	S _{1r}	T _L	
76	Guanagazapa	Escuintla	4.2	1.68	0.51	3.58	1.68	0.57	3.06	1.80	0.74	3.09	1.77	1.16	3.84	1.59	1.92	3.90	110
77	Guastatoya	El Progreso	4.1	1.16	0.43	3.48	1.38	0.48	3.43	1.87	0.71	2.90	1.63	1.19	3.48	1.31	1.65	3.75	100
78	Guatemala	Guatemala	4.1	1.28	0.47	2.48	1.43	0.52	2.43	1.53	0.68	2.69	1.43	0.88	3.26	1.28	1.66	3.49	100

ETABS, propiedades dinámicas de la estructura

Eje - X Sistemas de marcos ordinarios a momento			
Sa(T) =	0.94		
R =	3.5		*Norma Agies 7.5 Tabla 4.3.3-
Cd =	3.25		
Cs = Sa(T)/R =	0.27		
Ws = PP + Sc	69.09	ton	*Norma Agies 3 Tabla 1.11.3
Vb = Cs*Ws	18.631	ton	Corten Basal/sismo de la est
Δult=	0.0250		Δ=deriva
Δelastica = Δult/Cd	0.0077		* Agies 7.5 Tabla3.2.1-Derivas

Revisión de derivas eje X

Desplazamiento (δ)	2 cm		
H	1000 cm		
Δ = δ/H	0.0020	Elástica Programa	VERDADERO 26%

Eje - Y Sistemas de marcos arriostrado concéntricamente			
Sa(T) =	0.94		
R =	3.25		*Norma Agies 7.5 Tabla 4.3.3-
Cd =	3.25		
Cs = Sa(T)/R =	0.29		
Ws = PP + Sc	69.09	ton	*Norma Agies 3 Tabla 1.11.3
Vb = Cs*Ws	20.064	ton	Corten Basal/sismo de la est
Δult=	0.0250		Δ=deriva
Δelastica = Δult/Cd	0.0077		* Agies 7.5 Tabla3.2.1-Derivas

Revisión de derivas eje Y

Desplazamiento (δ)	0.021 cm	SACADO DEL ETABS (Deformed shape sismo Y)	
H	1000 cm		
Δ = δ/H	0.000021	Elástica Programa	VERDADERO 0%

Tabla 4.3.3-1 — Coeficientes de Respuesta Post-elástica y limitaciones para sistemas de resistencia lateral en acero

Sistema de resistencia lateral	Sección de referencia	Parámetros sísmicos			Limitaciones Estructurales del sistema, incluyendo altura (m)					
		R	Ω _p	C _d	Nivel de Protección Sísmica					
					B	C	D	E	F ⁽¹⁾	
SISTEMA DE MARCOS E1										
E1-AD	Marcos AD	AISC 341-16 CAPÍTULO E	8	3	5.5	NL	NL	NL	NL	NL
E1-AD2	Marcos tipo armadura	AISC 341-16 CAPÍTULO E	7	3	5.5	NL	NL	50	30	NP
E1-DI	Marcos DI	AISC 341-16 CAPÍTULO E	4.5	3	4	NL	NL	12 ^[a]	NP ^{[a][b]}	NP ^[a]

Factor de modificación de respuesta para sistemas arriostrados concéntricamente según AGIES

SISTEMA COMBINADO E3

E3-RED	Riostras Excéntricas AD	AISC 341-16 CAPÍTULO F	8	2	4	NL	NL	50	50	30
E3-RCD	Riostras Concéntricas AD	AISC 341-16 CAPÍTULO F	6	2	5	NL	NL	50	50	30
E3-RO	Riostras Concéntricas BD	AISC 341-16 CAPÍTULO F	3.25	2	3.25	NL	NL	12 ^[c]	12 ^[c]	NP

Diseño de Costanera

Sección	H, in	B, in	t, in	D, in	R, in	w, in	w/t	Se, in ³	Ix, in ⁴	Iy, in ⁴	rx, in	ry, in	ro	Cw	xo, in	A, in ²	J
C 2"x8"x1/16"	8.00	2.00	0.06	0.63	0.19	1.50	24.00	1.76	7.05	0.38	2.99	0.69	3.31	5.09	-1.25	0.79	1.03E-03
Luz libre, m=	6.00																
Luz libre, ft=	19.68																
Fy, ksi=	33.00																
E, ksi=	29,500.00																
G, ksi=	11,600.00																
Y kip/in ³ =	0.00028																

EMBRIZAMIENTO	L, in	Cb	FLEXION												
			σ_t , ksi	σ_{ey} , ksi	F_e , ksi	F_e , ksi (cond. 1)	F_e , ksi (cond. 2)	F_e , ksi (condq. 3)	F_c , ksi	ϕMn LTB, ksi	ϕMn Fluencia, ksi	ϕMn , ksi usar			
Ninguno	236.16	1.14	4.45	2.49	5.62	33.00	0	-23.12	0.00	5.62	1.00	5.62	9.91	55.24	9.91
L/2	118.08	1.30	13.65	9.94	22.47	33.00	0	21.71	1.00	22.47	0.00	21.71	38.25	55.24	38.25
L/3	78.72	1.45	29.00	22.37	54.79	33.00	0	30.53	1.00	54.79	0.00	30.53	53.80	55.24	53.80
L/4	59.04	1.52	50.49	39.77	101.05	33.00	1	33.34	0.00	101.05	0.00	33.00	58.14	55.24	55.24

CORTE

$V_n =$	$A_w F_v$	$A_w F_v$	F_v , ksi (cond 1)	F_v , ksi (cond 2)	F_v , ksi (cond 3)
	$h t$	$h t$	19.80	0.00	0.35
	$h = 7.50$	in			
	$t = 0.06$	in			
	$A_w = 0.47$	in ²			
	$h/t = 120.00$				
	$k_v = 5.34$				
	$\sqrt{E}k_v/F_y = 69.09$				
	$1.51\sqrt{E}k_v/F_y = 104.33$				
	$\mu = 0.30$				
	$F_v, usar = 9.89$	ksi			
	$\phi = 0.95$				
	$\phi V_n = 4.40$	kips			

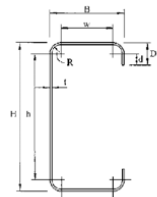


TABLE C3.4.1.2
Safety Factors, Resistance Factors, and Coefficients for Single Web Channel and C-Sections

Support and Flange Conditions	Load Cases	C	Cr	C _N	C _b	USA and Mexico ASD [RF] ϕ_x	Canada LRFD ϕ_x	Limits		
Fastened to Support	Stiffened or Partially Stiffened Flanges	End	4	0.14	0.35	0.02	1.75	0.85	R/4 ≤ 9	
	One-Flange Loading or Reaction	Interior	13	0.23	0.14	0.01	1.65	0.90	R/2 ≤ 5	
Unfastened	Stiffened or Partially Stiffened Flanges	End	25	0.08	0.12	0.048	1.75	0.85	R/2 ≤ 12	
	One-Flange Loading or Reaction	Interior	20	0.10	0.08	0.031	1.75	0.85	R/4 ≤ 12	
Unfastened	Stiffened or Partially Stiffened Flanges	End	4	0.14	0.35	0.02	1.85	0.80	0.70	R/1 ≤ 5
	One-Flange Loading or Reaction	Interior	13	0.23	0.14	0.01	1.65	0.90	0.80	R/1 ≤ 5
Unfastened	Stiffened or Partially Stiffened Flanges	End	13	0.32	0.05	0.04	1.65	0.90	0.80	R/1 ≤ 3
	One-Flange Loading or Reaction	Interior	24	0.32	0.15	0.001	1.90	0.80	0.65	R/1 ≤ 3
Unfastened	Stiffened or Partially Stiffened Flanges	End	4	0.40	0.65	0.03	1.80	0.85	0.70	R/1 ≤ 2
	One-Flange Loading or Reaction	Interior	13	0.32	0.10	0.01	1.80	0.85	0.70	R/1 ≤ 1
Unfastened	Stiffened or Partially Stiffened Flanges	End	2	0.11	0.37	0.01	2.00	0.75	0.65	R/1 ≤ 1
	Two-Flange Loading or Reaction	Interior	13	0.47	0.25	0.04	1.90	0.80	0.65	R/1 ≤ 1

$$P_n = C_1^2 F_y \sin^2 \theta \left(1 - C_2 \frac{R}{\sqrt{t}} \right) \left(1 + C_3 \frac{R}{\sqrt{t}} \right) \left(1 - C_4 \frac{R}{\sqrt{t}} \right) \quad (\text{Eq. C3.4.1-1})$$

where:
 P_n = Nominal web crippling strength [resistance]
 C_1 = Coefficient from Table C3.4.1-1, C3.4.1-2, C3.4.1-3, C3.4.1-4, or C3.4.1-5
 t = Web thickness
 F_y = Design yield stress as determined in accordance with Section A7.1
 θ = Angle between plane of web and plane of bearing surface, $45^\circ \leq \theta \leq 90^\circ$
 C_2 = Inside bend radius coefficient from Table C3.4.1-1, C3.4.1-2, C3.4.1-3, C3.4.1-4, or C3.4.1-5
 R = Inside bend radius
 C_3 = Bearing length coefficient from Table C3.4.1-1, C3.4.1-2, C3.4.1-3, C3.4.1-4, or C3.4.1-5
 N = Bearing length [3/4 in. (19 mm) minimum]
 C_4 = Web slenderness coefficient from Table C3.4.1-1, C3.4.1-2, C3.4.1-3, C3.4.1-4, or C3.4.1-5
 h = Flat dimension of web measured in plane of web

Alternatively, for an end-one-flange loading condition on a C- or Z-section, the nominal web crippling strength [resistance], P_n , with an overhang on one side, shall be permitted to be calculated as follows, except that P_n shall not be larger than the interior-one-flange loading condition:

$$P_n = \alpha P_n \quad (\text{Eq. C3.4.1-2})$$

where
 P_n = Nominal web crippling strength [resistance] of C and Z-sections with overhang(s)

$$\alpha = \frac{1.34(L_o/h)^{0.25}}{0.009(h/t) + 0.3} \leq 1.0 \quad (\text{Eq. C3.4.1-3})$$

where
 L_o = Overhang length measured from edge of bearing to the end of the member

P_n = Nominal web crippling strength [resistance] with end one-flange loading as calculated by Eq. C3.4.1-1 and Tables C3.4.1-2 and C3.4.1-3

Eq. C3.4.1-2 shall be limited to $0.5 \leq L_o/h \leq 1.5$ and $h/t \leq 154$. For L_o/h or h/t outside these limits, $\alpha = 1$.

Web members in bending for which h/t is greater than 200 shall be provided with means of transmitting concentrated loads or reactions directly into the web(s).

P_n and P_n shall represent the nominal strength [resistance] for load or reaction for one

APLASTAMIENTO

$\phi P_n =$	0.73	kips
$C =$	4.00	
$t =$	0.06	in
$F_y =$	33.00	ksi
$\sin \theta =$	1.00	
$CR =$	0.14	
$R =$	0.19	in
$CN =$	0.35	
$N =$	2.00	in
$Ch =$	0.02	
$h =$	7.50	in
$R/t =$	3.00	
$\phi =$	0.80	

DISEÑO ANGULARES A COMPRESIÓN, CAP E AISC360-16

La resistencia de compresión nominal, P_n , debe ser determinada basada en el estado límite de pandeo por flexión:

$$P_n = F_c A_g \quad (E3-1)$$

La tensión de pandeo por flexión, F_{cr} , se determina como sigue:

(a) Cuando $\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (or $\frac{F_y}{F_c} \leq 2.25$)

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{E} \right) F_y \quad (E3-2)$$

(b) Cuando $\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (or $\frac{F_y}{F_c} > 2.25$)

$$F_{cr} = 0.877 F_e \quad (E3-3)$$

F_e = tensión de pandeo elástico determinada de acuerdo con la Ecuación E3-4, según lo especificado en Anexo 7, Sección 7.2.3 (b), o de acuerdo con un análisis de pandeo elástico, cuando es aplicable, kgf/cm² (MPa).

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2} \quad (E3-4)$$

Marcos Ordinarios Concentricos (OCBF)			
SECCIÓN	L8X8X1/2		
	29000	ksi	
Fy =	55	ksi	
r =	2.49	In ³	Radio de giro
Ag	7.84	In ²	Area Gruesa
K*I=	273.48	in	
KL/r=	109.83	<200	VERDADERO
KL/r=	154.37		E5-1
KL/r=	169.29		E5-2
KL/r=, usar	169.29	<200	VERDADERO
Fe=	9.99	ksi	E3-4
Fcr=	5.49	ksi	E3-2
Fcr=	8.76	ksi	E3-3
4.71√ E/Fy=	108.15		
Fcr,usar=	8.76	ksi	
ΦPn=	61.80	kip	CAPACIDAD
Pu	15	kip	DEMANDA
D/C	24%	Resistencia	la da el programa
Tensión max Esperada a compresión AISC 341-16			
T=	Ry Fy Ag		
Ry=	1.5		ida de la Tabla A3.1
T=	646.8		
Compresión max esperada AISC 341-16			
P=	1.1 Fcr Ag		
Ry Fy =	82.5		
KL/r=, usar	169.29		Relacion Esbeltez
Fe=	9.99	ksi	E3-4
4.71√ E/(RyFy)=	88.31		
Fcr=	2.60		E3-2
Fcr=	8.76		E3-3
Fcr,usar=	8.76		
P=	75.5349	kip	E3.1

16.1-86 DISEÑO DE MIEMBROS EN COMPRESIÓN [CAP E]
cuando $b/t \leq 0.71 \sqrt{E/F_y}$

E5. ÁNGULOS SIMPLE EN COMPRESIÓN

La resistencia nominal de compresión, P_n , para ángulos simples debe ser el menor valor basado en los estados límites de pandeo por flexión de acuerdo con la Sección E3 o la Sección E7, según corresponda, o para el pandeo flexo-torsional de acuerdo con la Sección E4. El pandeo flexo-torsional no necesita ser considerado cuando $b/t \leq 0.71 \sqrt{E/F_y}$ o $0.71 \sqrt{E/F_y}$.

Los efectos de la excentricidad en ángulos simples pueden ser despreciados y así evaluarse como un miembro cargado axialmente, mediante el uso de una de las razones de esbeltez efectivas especificadas en las Secciones E5(a) o E5(b), las que deben cumplir las disposiciones siguientes:

- (1) Los miembros comprimidos, deben estar cargados a través de la misma ala en sus extremos;
- (2) Los miembros deben estar conectados por soldadura o por lo menos con dos pernos;
- (3) No existen cargas transversales intermedias.
- (4) L/r determinado según esta Sección no debe ser mayor que 200.
- (5) Para ángulos con alas distintas, la razón entre el ala más larga y la ala más corta debe ser menor a 1.7.

Ángulos simples que no cumplan con estos requisitos o con los requerimientos descritos en la Sección E5(a) o E5(b) deberán ser evaluados usando las disposiciones del Capítulo H sobre flexión combinada con carga axial

(a) Para ángulos que son miembros individuales o almas de enrejados planos con miembros adyacentes del alma, conectada al mismo lado de la plancha gusset o cordón.

(1) Para ángulos de alas iguales o ángulos de alas desiguales conectado en la mayor de las alas

(i) Cuando: $\frac{L}{r_a} \leq 80$

$$\frac{L_c}{r} = 72 + 0.75 \frac{L}{r_a} \quad (E5-1)$$

(ii) Cuando: $\frac{L}{r_a} > 80$

$$\frac{L_c}{r} = 32 + 1.25 \frac{L}{r_a} \quad (E5-2)$$

(2) Para ángulos con alas desiguales conectados a través del ala corta, L/r de las Ecuaciones E5-1 y E5-2 debe ser aumentados agregando $[4(b/b_s)^2 - 1]$, pero L/r de los miembros no debe ser menor que $0.95L/r_c$.

Fuerza perpendicular al plano de la riostra		
F=2P*%10	15.107	kip
Diseño de viga conectora W16X40		
Peq	20	kip
Mcm	2.39	kip-ft
Mcv	1.68	kip-ft
Sds=	0.94	
pu=	20	kip
Mu=	4.15732	kip-ft
Diseño del tensor		
Tu=	6	kip
Φ, diametro	0.75	in
Ag=	0.44	in ²
Fy=	36	ksi
ΦTn=ΦFyAg	14.26	
D/C=	42%	VERDADERO

4. ESFUERZOS COMBINADOS

$$Flex_Azial := \begin{cases} \text{if } \frac{P_u}{\phi P_n} \geq 0.2 \\ \left| \frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \cdot \frac{M_u}{\phi M_n} \right| \\ \text{if } \frac{P_u}{\phi P_n} < 0.2 \\ \left| \frac{P_u}{2 \cdot \phi P_n} + \frac{M_u}{\phi M_n} \right| \end{cases} = 0.39$$

$$sec := \text{match}("W16X26", perfil)_0 = 175$$

Ag	tw	tf	Fy	Fu	bf	d	Zx	E
(in ²)	(in)	(in)	(ksi)	(ksi)	(in)	(in)	(in ³)	(ksi)
Ag _{sec}	tw _{sec}	tf _{sec}	50	65	bf _{sec}	d _{sec}	Zx _{sec}	29000

$$L_B := 19.7 \text{ ft} \quad K_x := 1 \quad K_y := 1$$

$$P_u := 11.60 \text{ kip} \quad M_u := 4.16 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

1. CAPACIDAD A FLEXION

$$\phi M_n := \phi M_n(L_B) = 40.061 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

2. REVISION DE COMPACIDAD COMPRESION

$$bf_2tf < 0.56 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1$$

$$h_tw < 1.49 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0$$

3. CAPACIDAD A COMPRESION

$$KL_x := K_x \cdot L_B = 19.7 \text{ ft}$$

$$KL_y := K_y \cdot L_B$$

$$\frac{KL_x}{r_x} = 37.764$$

$$\frac{KL_y}{r_y} = 211.071$$

$$KL_r := \max\left(\frac{KL_x}{r_x}, \frac{KL_y}{r_y}\right) = 211.071$$

$$F_e := \frac{\pi^2 \cdot E}{(KL_r)^2} = 6.424 \text{ ksi}$$

$$F_{cr} := \begin{cases} \text{if } KL_r \leq 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} F_{cr} \leftarrow 0.658 \cdot F_y \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{if } KL_r > 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} F_{cr} \leftarrow 0.877 \cdot F_e \\ \quad F_{cr} \end{array} \right. \end{array} \right. \end{array} \right. \end{cases} = 5.634 \text{ ksi}$$

$$\phi = 0.9$$

$$\phi P_n := \phi \cdot F_{cr} \cdot A_g = 38.944 \text{ kip}$$

Marcos ordinarios a momento OMF			
Diseño de conexión del OMF - hombro			
Acero=	A992		
Ry=	1.5		
Mdiseño=	1.1 Ry Mp		
Mp=	Mn/Φ	Momento plastico	
Φ	0.9 Metodo LRFD		
ΦMn	445.94 kip-ft		
Mp=	495.49 kip-ft		Momento plastico
Mdiseño=	817.56 kip-ft		
Vdiseño=	1.38Vcm+0.5Vcv+1.3Veq	Cortante dis	
Vcm=	5.3 kip		
Vcv=	7.85 kip		
Vequeq=	2(1.1Ry Mp)/ Lcf kip		
Lcf=	44.87 ft		Largo de viga ac
Vequeq=	36.4411 kip		
Vdiseño=	58.6125 kip		
Pendiente=	atan(Δh/Δx)		
$atan := \left(\frac{30.18 - 22.96}{44.29} \right) = 9.34 \text{ deg}$			

Diseño de conexión del OMF - cumbrera			
Acero=	A992		
Ry=	1.5		
Mdiseño=	1.1 Ry Mp		
d final	14	in	
bf	5.5	in	*Ancho del patin
tf	0.5	in	*Espesor patin
tw	0.25	in	*Espesor Alma
Inercia X Patine	250.708	In4	
Inercia X alma	45.7708	In4	
Inercia Total	296.4792	In3	
Sx=	42.35416667	In3	Modulo seccion elastico
Zx=	48.70729167	In3	
Mp=Fy*Zx	146.121875	kip-in	Momento Plastico
Mdiseño=	241.1010938	kip-in	Momento de dise;o
Vdiseño=	1.38Vcm+0.5Vcv+1.3Veq		
Vcm=	0.42 kip		
Vcv=	0.56 kip		
Vequeq=	2(1.1Ry Mp)/ Lcf kip		
Lcf=	44.87 ft		
Vequeq=	10.7467 kip		
Vdiseño=	14.8302 kip	Cortante de dise;o	

FR Moment Connections

FR moment connections that are part of the seismic force-resisting system (SFRS) shall satisfy at least one of the following requirements:

- (a) FR moment connections shall be designed for a required flexural strength that is equal to the expected beam flexural strength, $R_y M_p$, multiplied by 1.1 and divided by α_s , where α_s = LRFD-ASD force level adjustment factor = 1.0 for LRFD and 1.5 for ASD.

The required shear strength of the connection, V_u or V_a , as applicable, shall be determined using the capacity-limited seismic load effect. The capacity-limited horizontal seismic load effect, E_{cl} , shall be determined as follows:

$$E_{cl} = 2(1.1R_y M_p) / L_{cf} \quad (E1-1)$$

where

L_{cf} = clear length of beam, in. (mm)

M_p = plastic bending moment, kip-in. (N-mm)

R_y = ratio of expected yield stress to the specified minimum yield stress, F_y

Moments and Capacities				
	M _u Moment (kip-ft)	φM _u (kip-ft)	φM _u No LTB (kip-ft)	φM _u Cb=1 (kip-ft)
Major Bending	398.7835	445.9475	445.9475	438.9283
Minor Bending	0.0028	21.8557		

Shear Design

