

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA
Facultad de Ingeniería



**Manual de diseño sismorresistente de edificaciones en acero
bajo el sistema EBF basado en las normas ANSI-AISC 360-16
Y 341-16**

Trabajo de graduación presentado por Kelly Roxana Berduo Álvarez
para optar al grado académico de Licenciado en Ingeniería Civil

Guatemala,

2019

**Manual de diseño sismorresistente de edificaciones en acero
bajo el sistema EBF basado en las normas ANSI-AISC 360-16
Y 341-16**

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA
Facultad de Ingeniería



**Manual de diseño sismorresistente de edificaciones en acero
bajo el sistema EBF basado en las normas ANSI-AISC 360-16
Y 341-16**

Trabajo de graduación presentado por Kelly Roxana Berduo Álvarez
para optar al grado académico de Licenciado en Ingeniería Civil

Guatemala,

2019

Vo.Bo.:



(f)

Ing. Feliciano Leiva Estrada

Tribunal Examinador:



(f)

Ing. Feliciano Leiva Estrada



(f)

Ing. Hugo Enrique Pallais Beteta



(f)

Ing. Otoniel Alejandro Echeverría Castellanos

Fecha de aprobación: Guatemala, 21 de enero de 2020.

Quiero agradecer al Ingeniero Feliciano Leiva, asesor de este trabajo de Graduación y en su momento Catedrático de Estructuras de Acero por haberme despertado el interés en el diseño de estructuras de acero, su orientación, enseñanza y compromiso; sin el cual no podría haberse llevado a cabo este trabajo. También agradezco al Ingeniero Roberto Godo por su apoyo durante toda la carrera y a todos los profesores que aportaron de una u otra forma a la culminación de mi carrera.

Mención honorífica a los autores de mi vida, mis padres Victor Estuardo y Sonia Mayra; los pilares de mi vida; quienes con su trabajo y ejemplo profesional hicieron posible que hoy emerja como una profesional. A mis abuelas Margarita, y especialmente Elvira; quien siempre me ha motivado a ser una mejor persona, a mi tía abuela Luca, que desde el cielo también ha guiado mis pasos. A mi hermano Kenneth, a mis tías Elvira, Aura, Carolina y a toda mi familia de quienes en algún momento recibí su apoyo. Finalmente a mis amigos Andrea, Sebastián, Romeo y Nolan por su ayuda y amistad incondicional.

Prefacio	v
Lista de figuras	xii
Listado de simbología	xiv
Abstract	xvii
1. Introducción	1
2. Justificación	3
3. Objetivos	5
3.1. Objetivo general	5
3.2. Objetivos específicos	5
4. Marco teórico	7
4.1. Acero estructural	7
4.1.1. Reseña histórica	7
4.1.2. Producción de acero	8
4.1.3. Procesos para el tratamiento de acero	8
4.1.4. Clasificación de los aceros	9
4.1.5. Perfiles de acero	11
4.1.6. Propiedades físicas	13
4.2. Criterios de diseño en acero	15
4.2.1. Diseño de los elementos en acero	15
4.2.2. Diseño de miembros a tracción	17
4.2.3. Diseño de miembros a compresión	18
4.2.4. Diseño de miembros a flexión	21
4.2.5. Diseño de miembros a corte	24
4.2.6. Diseño de miembros a flexocompresión	27
4.3. Diseño sismorresistente en acero	28
4.3.1. Filosofía del diseño sismorresistente	28

4.3.2.	Pasos a seguir para realizar un diseño sismorreistente en acero	30
4.4.	Lineamientos para el diseño de una estructura sismorresistente en acero	31
4.4.1.	Diseño de vigas	31
4.4.2.	Diseño de columnas	36
4.4.3.	Diseño de arriostramientos	40
4.4.4.	Diseño de sistema de piso	41
4.5.	Criterios para la determinación de la acción sísmica	42
4.5.1.	Zonificación sísmica	42
4.5.2.	Coefficiente de sitio	43
4.5.3.	Tipo de fuente sísmica	43
4.5.4.	Clasificación según el uso	44
4.5.5.	Probabilidad nominal de ocurrencia de los sismos de diseño	44
4.5.6.	Factor de reducción de respuesta	45
4.5.7.	Coefficiente sísmico para edificaciones	46
4.5.8.	Espectro de diseño	48
4.6.	Casos y combinaciones de carga de diseño	50
4.7.	Criterios para el análisis dinámico	51
4.7.1.	Período fundamental de la estructura	51
4.7.2.	Modos de vibración	52
4.7.3.	Cortante basal	52
4.7.4.	Torsión adicional	53
4.8.	Control de desplazamientos de la estructura	53
4.9.	Pórticos con arriostramientos excéntricos	54
4.9.1.	Características	54
4.9.2.	Desempeño estructural	55
4.9.3.	Clásificación según la disposición de los arriostramientos	55
4.9.4.	Clasificación según su nivel de desempeño sismorresistente	56
4.9.5.	Requisitos en pórticos con arriostramientos excéntricos	56
4.9.6.	Disposiciones generales	56
4.9.7.	Fuerza a corte requerida en la viga-eslabón	57
4.9.8.	Rotación plástica en la viga - eslabón	60
4.9.9.	Rigidizadores en la viga – eslabón	62
4.9.10.	Conexiones viga – eslabón con columnas	64
4.9.11.	Arriostramientos laterales en viga – eslabón	65
4.9.12.	Arriostramientos diagonales	66
4.9.13.	Vigas fuera del eslabón	66
4.9.14.	Conexiones viga – columna	68
4.9.15.	Requisitos en columnas	69
5.	Metodología	71
6.	Resultados y análisis	73
6.1.	Diagrama de Flujo 1: Pasos generales para el diseño sismorresistente	73
6.2.	Diagrama de Flujo 2: Determinación de la acción sísmica	74
6.3.	Diagrama de Flujo 3: Diseño de sistema EBF	75
6.4.	Hoja de cálculo: Edificaciones sismorresistentes AGIES 2018	76
6.5.	Hoja de cálculo 2: sistema EBF	76
6.6.	Tablas de uso	76

6.7. Ejemplo de aplicación: memoria de cálculo EBF	77
6.8. Comparación de resultados utilizando ETABS	79
7. Conclusiones	81
8. Recomendaciones	83
9. Bibliografía	85
10. Anexos	87
10.1. Manual losacero Galvadeck	87
10.2. Espectro de diseño	87
10.3. EBF hoja de cálculo	87

Lista de figuras

1.	Home insurance building	12
2.	Perfiles laminados de acero	12
3.	Diagrama típico esfuerzo deformación de tensión para un acero dulce	14
4.	Sección sometida a tracción	18
5.	Sección sometida a compresión	19
6.	Valores del coeficiente K para barras aisladas	20
7.	Sección sometida a corte	24
8.	Interacción entre carga axial y momento	27
9.	Desempeño de la estructura bajo diferentes intensidades	28
10.	Clasificación de vigas	32
11.	Perfil W	33
12.	Variaciones del esfuerzo de flexión debido a incrementos del momento alrededor del eje x	34
13.	Articulación plástica	34
14.	Miembros cortos y largos en compresión	38
15.	Representaciones de equilibrio estable, neutro e inestable	38
16.	Posiciones de equilibrio de una columna larga sujeta a axial	39
17.	Procedimiento para diseño de una columna	40
18.	Detalle de viga compuesta	42
19.	Zonificación sísmica de guatemala	43
20.	Factores para la construcción del espectro	45
21.	Ejemplos de espectros de aceleración para diseño según AGIES	46
22.	Notación tipo de carga	50
23.	Combinaciones de carga	51
24.	Factores para obtener el período de la estructura	52
25.	Derivas laterales permitidas	54
26.	ConFIGuraciones típicas para pórticos arriostrados excéntricamente	55
27.	Resumen de requerimientos de ductilidad de los miembros	56
28.	Equilibrio de fuerzas en el enlace	57
29.	Ángulo de rotación del enlace	60
30.	Longitud de enlace vs rotación máxima	62
31.	Rigidizadores en el enlace	62
32.	Rigidizadores intermedios	63

33.	Rigidizadores intermedios para enlaces de longitud $2.6 M_p/V_p < e < 5M_p/V_p$	63
34.	Detalle del enlace y conexión	64
35.	Vista frontal del arriostramiento lateral	65
36.	Esfuerzos en viga fuera del enlace	67
37.	Detalle de conexión viga-columna	68
38.	Error mostrado por ETABS 16	79

Listado de simbología

Símbolo	Definición	Referencia (AISC 360-16)
Ag	área bruta de la sección	F3.5b
Aw	área del alma	D1.4B
Ca	relación entre la resistencia y el límite elástico	D1.1
Cd	factor de amplificación de desplazamientos	D1.2a
D	diámetro de los agujeros	F5.7a
E	módulo de elasticidad del acero	D1.1
Emh	acción sísmica con sobrerresistencia	B2
Fcr	carga crítica	F1.6a
Fy	tensión mínima especificada de fluencia para el acero	A3.2
Fv	coeficiente de sitio	-
Fyv	tensión mínima especificada de fluencia para vigas	-
Fyc	tensión mínima especificada de fluencia para columnas	-
Fya	tensión mínima especificada de fluencia para arriostres	-
Fys	tensión mínima especificada de fluencia para soporte lateral	-
Fu	resistencia a tracción mínima especificada para el acero	A3.2
H	altura de piso	D2.5c
ho	distancia entre baricentro de las alas	D1.2c
I	momento de inercia	E4.5c
Iv	momento de inercia de la viga	-
Ic	momento de inercia de la columna	-
Ia	momento de inercia del arriostre	-
Is	momento de inercia del soporte lateral	-
Ix	momento de inercia respecto al eje x	F3.5b.1
Iy	momento de inercia respecto al eje y	F3.5b
K	factor de longitud de pandeo	F1.5b
L	largo de la columna	-
L	largo de la viga	-
L	largo del arriostre	-
Lb	longitud entre dos puntos que están arriostrados	D1.2a
Lc	longitud efectiva	F1.5b

Símbolo	Definición	Referencia (AISC 360-16)
Mn	momento nominal	-
Mp	momento plástico	G2.6b
Mpr	momento probable en una rótula plástica	E3.4a
Mr	resistencia a flexión requerida	D1.2c
Pc	carga axial de compresión	E3.4a
Pn	carga axial nominal	D1.4B
Pnt	resistencia a la tracción axial nominal	E4.5c
Pr	carga axial requerida	E3.4a
Pu	carga axial requerida LRFD	D1.1
Py	carga axial de fluencia	D1.1
R	factor de reducción de respuesta	F4.4d
Rn	resistencia nominal	A3.2
Ru	resistencia axial requerida LRFD	-
Ry	relación entre tensión de fluencia esperada y especificada Fy	A3.2
s	separación máxima entre rigidizadores del enlace	-
T	período de vibración fundamental de la estructura	-
t	espesor del elemento	D1.1
tw	espesor del alma	F3.5b
Ve	corte basal elástico	-
Vn	cortante nominal	F3.3
Vp	cortante plástico	F3.4a
Vr	resistencia requerida LRFD	F3.5b
Vu	cortante último	-
Vy	corte basal de fluencia	F3.5b
Z	módulo plástico de una sección	D1.2a
Δ	deriva de diseño	F3.4a
ω o α s	factor de sobrerresistencia	B2
α s	factor que depende del método empleado. LRFD o ASD	D1.2a
β	factor de ajuste por resistencia a compresión	F4.2a
θ	ángulo de deriva	K2.4b
λ hd	límite para miembros de alta ductilidad	D1.1b
λ md	límite para miembros de moderada ductilidad	D1.1b
ϕ	factor de resistencia	D1.1

Vivimos en un mundo en constante desarrollo en donde las edificaciones de acero representan gran parte de la industria de la construcción en muchos países desarrollados. Sin embargo, en Guatemala la construcción en acero es muy baja. Vivimos en un país altamente sísmico debido a esto y a lo mencionado anteriormente surge la interrogante: ¿Cómo incentivar el diseño y construcción de edificaciones sismorresistentes en acero? Respondiendo a esta interrogante surge este manual de diseño el cual permite a estudiantes de ingeniería Civil y profesionales tener una referencia de las normas y códigos más actualizados y el procedimiento para el cálculo de marcos arriostrados excéntricamente.

El manual consta de tres partes. La primera es una introducción a los conceptos necesarios para entender el diseño de los marcos arriostrados excéntricamente. La segunda consiste en el reconocimiento y aplicación de las normas vigentes para poder diseñar este tipo de estructuras. La tercera parte consiste en el modelado de la estructura y comparación de la misma utilizando el software ETABS.

We live in a world in constant development where steel buildings represent a large part of the construction industry in many developed countries. However, in Guatemala, the steel construction is not. We live in a highly seismic country due to this and to the aforementioned, the question arises: How to encourage the design and construction of seismic resistant steel buildings? Answering this question arises this design manual which allows civil engineering students and professionals to have a reference of the most up-to date standards, codes and its procedures for calculating eccentrically braced frames.

The manual consists of three parts. The first is an introduction to the concepts necessary to understand the design of eccentrically braced frames. The second consists in the recognition and application of the current norms to be able to design this type of structures. The third part consists of modeling the structure and comparing it using ETABS software.

Los pórticos a momento pueden exhibir una respuesta dúctil y estable, sin embargo, son estructuras relativamente flexibles. Los pórticos con arriostramiento concéntrico se caracterizan por tener una elevada rigidez lateral pero las riostras pueden verse afectadas por el pandeo. Es por ello que surgen los pórticos excéntricos, un sistema esencialmente híbrido en donde las riostras se disponen de forma tal de generar una excentricidad en la viga donde se inducen esfuerzos de corte y momentos elevados. A esta zona se le conoce como link o enlace, se diseñan para disipar energía en forma estable mientras que los demás elementos se diseñan para responder en el rango elástico.

Guatemala es un país altamente sísmico por lo que el diseño de las estructuras debe contemplar las acciones y criterios sísmicos normalizados ya que de esto depende el correcto funcionamiento de las estructuras.

Este manual se realizó con el propósito de tener más alternativas y una guía a la hora de realizar un diseño sismorresistente en estructuras de acero. Para la elaboración de este manual se consultaron diversas bibliografías, principalmente el manual sísmico tercera edición de AISC, los códigos 341-16 y 360-16 de AISC y las normas de seguridad estructural establecidas para Guatemala, AGIES NSE2-18, NSE3-18, NSE7.5-18.

Se recopilaron los lineamientos para realizar un diseño adecuado, se elaboraron diagramas de flujo con el objetivo de resumir los pasos más importantes, se elaboraron hojas de cálculo utilizando Mathcad para facilitar los cálculos ya que muchas veces son procesos iterativos, por último, se realizó un ejemplo de aplicación, el cual también se modeló utilizando el software ETABS 17 con el objetivo de que sirva como ayuda a la hora de realizar el diseño de un pórtico EBF.

Hoy en día existe una gran demanda de las estructuras de acero para todo tipo de construcción debido a su gran capacidad resistente, así como la facilidad de la fabricación e instalación, la armonía en cuanto a la fuerza y el peso por unidad, la resistencia a todo tipo de desastres o movimientos sísmicos ya que el bajo peso propio le permite tener mejores propiedades frente a las solicitaciones sísmicas.

Los avances en la ingeniería civil han llevado a estructuras más seguras y resistentes a menor costo. En este sentido existen algunos tipos de estructuración en acero que no se usan con frecuencia en Guatemala y que podrían ser bastante ventajosos dado el carácter sísmico de nuestro país.

Vivimos en una zona altamente sísmica estamos en el extremo occidental de la placa Caribe, que se mueve hacia el oriente y las placas de Norte América y Cocos que halan hacia occidente. El contacto entre las placas de Cocos y el Caribe es de tipo convergente, en el cual la placa de cocos se mete por debajo de la placa del caribe, este es un fenómeno conocido como subducción. Es un proceso que da origen a una gran cantidad de temblores y formación de volcanes. A su vez estos procesos generan deformaciones produciendo fallas secundarias como Jalpatagua, Mixco, Santa Catarina Pinula entre otras. (Insivumeh,2018)

Los marcos arriostrados excéntricamente EBF (por sus siglas en inglés) en los cuales al menos una de las diagonales se conecta de forma excéntrica a la viga para dejar un segmento corto llamado enlace. Es un sistema que posee una rigidez en el rango elástico comparable a la de marcos concéntricos y una excelente ductilidad y disipación de energía en el rango inelástico y si la estructura presentara daños estos serían más fáciles de localizar y en ocasiones la reparación resulta ser más sencilla.

Por estas razones el conocimiento de estos sistemas estructurales es de gran importancia y para esto se plantea la elaboración de un manual de diseño sismorresistente de edificaciones en acero bajo el sistema EBF basado en las normas ANSI-AISC 360-16 Y 341-16 con el cual los estudiantes e ingenieros puedan instruirse y documentarse para diseñar una edificación de esta índole.

3.1. Objetivo general

Elaborar un manual de diseño sismorresistente de edificaciones en acero bajo el sistema EBF basado en las normas ANSI-AISC 360-16 Y 341-16.

3.2. Objetivos específicos

- Establecer la filosofía y pasos a seguir para realizar el diseño sismorresistente de una edificación en acero.
- Recopilar los lineamientos técnicos para el diseño chequeo sismorresistente de los elementos de una edificación en acero bajo el sistema EBF.
- Esquematizar los pasos a seguir para el diseño sismorresistente de edificaciones en acero bajo el sistema EBF utilizando diagramas de flujo.
- Programar hoja de cálculo para el diseño sismorresistente de una estructura de acero y sus elementos bajo el sistema EBF.
- Generar aplicaciones, como ejemplos de diseño de edificaciones regulares en acero bajo el sistema EBF del uso de este manual.
- Comparar los resultados obtenidos utilizando el software ETABS.

4.1. Acero estructural

4.1.1. Reseña histórica

El primer metal que usaron los seres humanos probablemente fue algún tipo de aleación de cobre tal como el bronce el cual está hecho a base de cobre, estaño y algunos otros aditivos, los avances más importantes en el desarrollo de los metales se han dado en la fabricación y uso del hierro y de su aleación llamada acero. En la actualidad el hierro y el acero comprenden casi el 95 % en tonelaje de todos los metales que se producen en el mundo. Con certeza no se sabe cuándo fue la primera vez que se utilizó el hierro sin embargo los arqueólogos encontraron una daga y un brazalete de hierro en la Gran Pirámide de Egipto y afirman que la edad era de por lo menos 5000 años. (McCormac [1]).

Según la teoría clásica sobre la primera producción de hierro en el mundo, hubo un incendio forestal en el Monte Ida en la antigua Troya lo que es actualmente Turquía cerca del mar Egeo, se cree que el terreno era rico en depósitos ferrosos y el calor del fuego produjo de forma primitiva el hierro al cual se le pudo dar varias formas al martillarlos. Sin embargo, hay muchos historiadores que creen que el hombre aprendió a usar el hierro que cayó a la Tierra en forma de meteoritos. El hierro de los meteoritos está combinado con níquel por lo cual resulta un metal más duro. Se cree que los primeros pobladores forjaron este material para convertirlo en armas y ciertas herramientas.

El uso del hierro ha tenido una gran influencia en el avance de la civilización desde los tiempos remotos y la seguirá teniendo en los siglos venideros. La fabricación de los materiales ferrosos en la edad moderna fue impulsada por el avance tecnológico que permitió la instalación de hornos, el primero de los cuales se erigió en Gleiwitz Alemania en 1742 lográndose un notable incremento en la capacidad productiva del hierro forjado y la fundición.

El acero se define como una combinación de hierro y pequeñas cantidades de carbono generalmente menos del 1% y pequeños porcentajes de otros elementos. Aunque se ha fabricado acero desde hace 2000 o 3000 años, no existió un método de producción económico sino hasta la mitad del siglo XIX. (McCormac [1]).

El primer proceso para producir acero en grandes cantidades fue bautizado en honor de Sir Henry Bessemer de Inglaterra. Recibió una patente inglesa para su proceso en 1856, pero no la pudo obtener en Estados Unidos ya que se demostró que William Kelly de Kentucky había producido acero mediante el mismo proceso 7 años antes que Bessemer solicitara su patente inglesa. William Kelly recibió la patente, pero se usó el nombre de Bessemer para el proceso.

El primer puente de este material se construyó en Shropshire, Inglaterra con luces de 33 m sobre el río Severn. Asimismo, el hierro fue usado inicialmente para construir naves industriales, cubiertas, cúpulas y conforme el tiempo se fue perfeccionando y se implementó en el funcionamiento de los elevadores y se usó en edificaciones de varios niveles. (Callister y Callister [2])

4.1.2. Producción de acero

La producción de acero y fundiciones de hierro actualmente se basa en la aplicación de dos procesos siderúrgicos diferentes que son:

- El alto horno con reducción en el convertidor al oxígeno
- La reducción directa con hornos eléctricos

Los dos tratamientos son de colada continua y la diferencia radica en que en el alto horno el tratamiento se lleva a cabo utilizando coque como combustible y agente reductor, mientras que en la reducción directa los minerales de hierro se llevan al estado líquido mediante el uso de la energía eléctrica la cual permite elevar la temperatura en el horno hasta poder alcanzar el punto de fusión. De esta forma se reduce en una sola operación al estado final de lingotes. (Callister y Callister [2])

4.1.3. Procesos para el tratamiento de acero

Dentro de los tratamientos en lingotes está el tratamiento térmico de templado y de recocido. El templado implica un calentamiento del metal a temperaturas por encima de los 500 grados centígrado, para después enfriarlo rápidamente poniéndolo en contacto con líquidos o sólidos fríos. Este proceso logra incrementar la capacidad de resistencia, pero disminuye la ductilidad. (Callister y Callister [2])

El recocido o revenido consiste en un recalentamiento del acero normalizado o endurecido por el templado y luego es enfriado a diferentes velocidades. Con este proceso se recuperan algunas de las propiedades mecánicas que fueron alteradas por los procesos anteriores. El recocido recupera parte de la ductilidad perdida debido al templado y se obtienen aceros de gran resistencia y ductilidad aceptable. Luego de que es sometido a los tratamientos térmicos los productos reciben otro tipo de tratamiento entre los cuales se puede mencionar:

- Trefilado
- Forjado
- Laminación en frío o caliente
- Extrusión
- Embutición
- Plegado

Dentro de los procesos más conocidos está el laminado en frío el cual consiste en hacer pasar los lingotes a través de trenes de laminación formado por rodillos cilíndricos que giran en sentidos opuesto a igual velocidad y dan la forma a pesar de que su nombre indica en frío el proceso no se realiza a temperatura ambiente sino inferior a los 500 grados centígrado. Este proceso incrementa la resistencia del metal, pero en estudio de laboratorio se ha demostrado que hay una disminución de los esfuerzos cedentes a compresión. (Callister y Callister [2])

4.1.4. Clasificación de los aceros

Los aceros estructurales disponibles en perfiles estructurales laminados en caliente, placas y barras pueden clasificarse como aceros con carbono, aceros de alta resistencia y baja aleación (HSLA), aceros HSLA resistentes a la corrosión, aceros de baja aleación enfriados y templados, y aceros de aleación enfriados y templados.

En los Estados Unidos la American Society for Testing and Materials (ASTM) desarrolla y mantiene los estándares de los materiales relevantes para estos aceros. Los requerimientos generales para garantizar los aceros estructurales son cubiertos bajo las especificaciones ASTM 6. Los aceros estructurales son referidos por las designaciones ASTM, que consisten en el prefijo de la letra A seguido por uno, dos o tres dígitos numéricos. Por ejemplo, ASTM A514 se refiere al material que es normado por el número estándar A514 y que aparece en el Annual book of ASTM standards. (Vinnakota [3])

Aceros con carbono

Los aceros con carbono contienen menos de 1.7% de Carbono, 1.65% de Manganeso, 0.60% de silicio y 0.60% de cobre. Si se incrementa el porcentaje de carbono se eleva el

esfuerzo de fluencia y la dureza, pero se reduce la ductilidad y afecta de manera adversa la propiedad de soldabilidad. El manganeso mejora la resistencia y disminuye la ductilidad mientras que el silicio beneficia a la resistencia. El azufre y el fósforo tienen efectos perjudiciales sobre la resistencia, en especial la ductilidad. Los aceros con carbono tienen las siguientes deficiencias:

- Baja resistencia a la fluencia
- Poca resistencia a la corrosión atmosférica

Los aceros con carbono pueden subdividirse en cuatro categorías basadas en el contenido de carbono:

- Aceros con bajo carbono menos de 0.15 % C
- Aceros dulces 0.15 % a 0.29 % C
- Aceros al medio carbono 0.30 % a 0.59 % C
- Aceros al alto carbono 0.60 % a 1.7 % C

Los aceros estructurales con carbono quedan en la categoría de los aceros dulces. (Vinnakota [3])

ASTM A36 o acero estructural con carbono

Era uno de los aceros más utilizados en construcciones de edificios y puentes. El contenido de carbono varía entre 0.25 % y 0.29 %, es la especificación de material preferido para los perfiles M, S, HP, C, MC, MT, ST, y L, así como placas.

El acero A36 tiene un esfuerzo de fluencia mínimo de 36ksi, excepto para placas de más de 8 pulgadas de espesor para las cuales el esfuerzo de fluencia mínimo es de 32ksi. Es el único acero que puede obtenerse en espesores mayores de 8 pulgadas. El esfuerzo último de tensión de este tipo de acero varía de 58 a 80 ksi para efectos de cálculos de diseño se utiliza el valor mínimo especificado de 58 ksi. (Vinnakota [3])

Aceros de alta resistencia y baja aleación (HSLA)

Por lo general, se conocen como aceros de alta resistencia, contienen cantidades moderadas de elementos de aleación diferentes del carbono. Algunos de estos elementos son cromo, cobalto, cobre, manganeso, molibdeno, níquel, vanadio y zirconio. El término acero baja aleación se utiliza para describir aceros cuyo contenido total de elementos de aleación no excede de 5 % de la composición total del acero. Los elementos de aleación mejoran las propiedades mecánicas, las características de fabricación y otros atributos del acero. Los aceros HSLA tienen esfuerzos de fluencia en un rango de 40 ksi a 70 ksi y algunos de los aceros de

alta resistencia ofrecen una resistencia mejorada a la corrosión. (Vinnakota [3])

Aceros ASTM A572

Son aceros de vanadio-columbio de baja aleación y alta resistencia de calidad estructural. La especificación A572 define cinco grados de acero HSLA 42, 50, 55, 60 y 65. El término grado identifica el nivel de esfuerzo de fluencia. El contenido máximo permitido por las especificaciones depende tanto del espesor de la placa como del nivel de resistencia. Estos aceros se producen para la construcción de edificios y otras estructuras ya sea soldados o atornillados, excepto para la construcción de puentes. (Vinnakota [3])

Aceros ASTM A992

Cubre solo perfiles W con el objetivo de ser utilizados en la construcción de edificios. Tiene valores mínimos especificados para F_y y F_u de 50 y 65 ksi respectivamente. Especifica un límite superior de esfuerzo de fluencia de 65 ksi, una relación máxima entre el esfuerzo de fluencia y el último en tensión de 0.85, tiene excelentes características de ductilidad y soldabilidad. (Vinnakota [3])

Aceros ASTM A588

Es un acero de intemperie de baja aleación con un punto de fluencia mínimo de 50 ksi para espesores hasta de 4 pulgadas. Este acero se produce principalmente para estructuras de construcción soldadas y atornilladas. Su resistencia a la corrosión atmosférica es cuatro veces la del acero A36. (Vinnakota [3])

4.1.5. Perfiles de acero

Los primeros perfiles estructurales fueron ángulos de hierro laminados, esto se dio en 1819 en Estados Unidos. Las vigas I de acero también se laminaron por primera vez en Estados Unidos en 1884 y en ese mismo año surgió la primera estructura reticular el edificio de la Home Insurance Company de Chicago.

Los créditos por inventar el rascacielos se le otorgó al ingeniero William LeBaron Jenney. Fue el primero en integrar estructuras metálicas a la técnica se le refería como Chicago skeleton sin embargo este no duro mucho fue demolido en 1931 fecha en que se terminó la construcción del Empire State en New York.



Figura 1: Home insurance building

(Fuente: Wikipedia)

Hasta ese momento los edificios altos en Estados Unidos se construían con muros de carga de ladrillos de varios pies de espesor. Durante los primeros años las laminadoras fabricaron sus propios perfiles y publicaron catálogos con las dimensiones, pesos y otras propiedades de esas secciones. (*First skyscraper* [4])

En 1896 la Asociación Estadounidense de Fabricantes de Acero ahora American Iron and Steel Institute hizo los primeros esfuerzos para estandarizar los perfiles. Actualmente casi todos los perfiles estructurales se encuentran estandarizados, aunque sus dimensiones exactas pueden variar un poco de laminadora a laminadora. Generalmente los miembros estructurales más convenientes son aquellos con grandes momentos de inercia en relación a sus áreas. Dentro de los de uso común de esta clase se encuentran los perfiles I, T, y C. (McCormac [1])

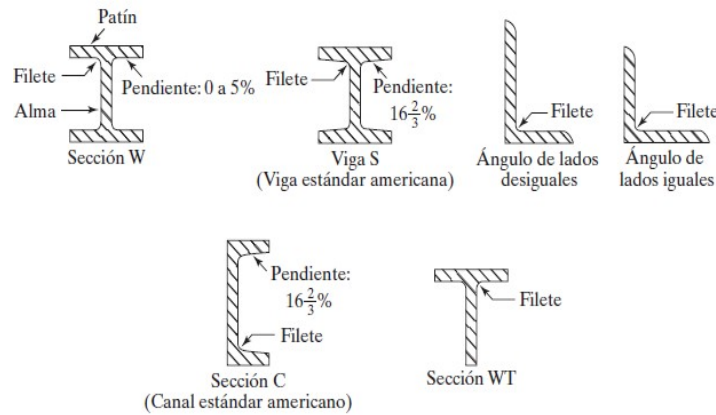


Figura 2: Perfiles laminados de acero

(Fuente: McCormac)

Los perfiles se identifican mediante el sistema descrito en el Manual AISC (Steel Construction Manual). Este sistema está estandarizado de modo que todos los molinos de acero puedan usar la misma nomenclatura para propósitos de facturación ordenes, etc. El sistema de identificación es el siguiente:

- Una W27x114 es una sección W con 27 pulgadas de peralte nominal y peso de 114 lb/pie
- Una S12x35 es una sección S con 12 pulgadas de peralte y peso de 35 lbf/pie
- Una HP12X74 es una sección con 12 pulgadas de peralte y peso de 74 lbf/pie
- Un MC18 X 58 es un canal con 18 pulgadas de peralte y peso de 58 lbf/pie que no se puede clasificar por sus dimensiones como C
- Una HSS14 X 10 X 5/8 es una sección estructural rectangular hueca de 14 pulgadas de peralte, 10 de ancho con un espesor de pared de 5/8. Pesa 93.10 lbf/pie y también se dispone de secciones HSS cuadradas y redondas
- Un L6 X 6 X ½ es un angular de lados iguales, de 6 pulgadas y ½ pulgadas de espesor (McCormac [1])

4.1.6. Propiedades físicas

Con frecuencia se llevan a cabo pruebas de rutina sobre los perfiles de acero y sobre probetas, esto con el objetivo de determinar sus propiedades físicas y su uso adecuado en estructuras. En la sección 3 de las especificaciones ASTM A370 se describen las pruebas para los elementos de acero.

Pruebas para determinas resistencia, rigidez y ductilidad

La prueba de tensión se utiliza para determinar la resistencia, la rigidez, la ductilidad y la tenacidad del material. En esta prueba se sujeta un espécimen estándar llamado probeta de acero el cual está entre las mordazas de una máquina de prueba y se someten a fuerzas de tensión hasta que ocurre la fractura. Primero, la muestra es sometida a la máquina de tal forma que se reduce el área de su sección transversal en la parte central de su longitud para localizar la zona de fractura. Luego, la muestra se marca en el sentido longitudinal mediante dos puntos conocidos como puntos de calibración.

La distancia entre los puntos con frecuencia es de 2 pulgadas u 8 pulgadas, a esta longitud también se le conoce como longitud calibrada. Luego se coloca la muestra en la máquina de prueba y se le aplica una fuerza de tensión T. Los resultados se registran en curvas de esfuerzo – deformación. (Vinnakota [3])

- **Esfuerzo** se define como la carga dividida entre el área de la sección transversal original de la probeta al inicio de la prueba o

$$f = \frac{T}{A_o} \quad (1)$$

Donde:

T = carga de tensión axial aplicada en kips, donde un kip equivale a 1,000 libras

A_o = área de sección transversal original de la muestra en pulgadas cuadradas

f = esfuerzo de tensión axial en ksi (kips por pulgada cuadrada)

- **Deformaciones** el alargamiento de la probeta tomada sobre la longitud calibrada

$$\epsilon = \frac{e}{L_o} = \frac{L - L_o}{L_o} \quad (2)$$

Donde:

L_o = la longitud calibrada original en pulgadas

L = distancia en pulgadas entre las marcas de calibre después de aplicar la carga T

e = alargamiento de la probeta en pulgadas

ε = deformación axial

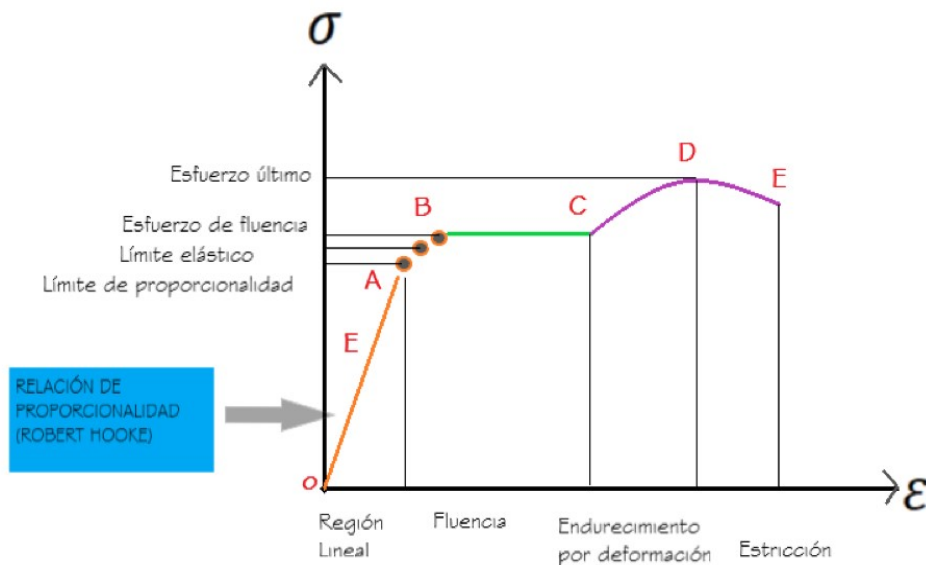


Figura 3: Diagrama típico esfuerzo deformación de tensión para un acero dulce

(Fuente: Elaboración propia)

La Figura 3 muestra las cuatro etapas o rangos de comportamiento elástico, plástico, de endurecimiento por deformación y de estricción que termina en la fractura de la probeta.

El origen O es un punto sobre la curva esfuerzo - deformación en cual, para el esfuerzo cero hay una deformación de cero. La curva es lineal hasta un nivel de esfuerzo llamado límite de proporcionalidad, de esta forma el esfuerzo es proporcional, de manera directa a la deformación aplicada por debajo del límite de proporcionalidad, y se dice que el material obedece a la ley de Hooke.

4.2. Criterios de diseño en acero

4.2.1. Diseño de los elementos en acero

El criterio consiste en la selección de secciones óptimas para cada miembro con uniones y conexiones. Para ello se pueden utilizar métodos de diseño que tomen en cuenta el comportamiento de la estructura en el rango elástico, o métodos que permitan cierta incursión de las secciones en el rango inelástico.

El método de cálculo de los estados límite o LRFD en inglés “Load Resistance Factor Design” es denominado de esta forma debido a la filosofía que utiliza para incorporar la seguridad en la estructura. Esta consiste en aumentar el valor de las cargas nominales y disminuir el valor de la resistencia esto utilizando coeficientes de seguridad establecidos por la norma **ASCE 7-16**.

Un estado límite puede ser cada situación que perjudique a la estructura, por ejemplo la fluencia o rotura de una determinada sección transversal de un elemento estructural, habrá tantos estados límite como posibles fallos puedan llegar a presentarse. Existen dos tipos de estado límite: Estado límite último y estado de servicio. (McCormac [1])

La norma **ANSI/AISC 360-16** describe un estado límite como un estado o situación en la cual la estructura deja de ser útil, debido a que esta o alguno de sus componentes no son aptos para cumplir con el uso para el que fueron proyectados o porque han alcanzado su máxima capacidad de carga.

Estado límite último

Es una situación en la que una estructura deja de servir debido a que ella como un todo o alguna de sus partes entiéndase vigas, columnas etc. alcanzan su capacidad máxima resistente. Superar cualquier estado límite último implica que el edificio puede colapsar total o parcialmente, poniendo en riesgo a las personas.

AISC 360-16 lista los capítulos donde se encuentran los estados límite que deben de ser verificados en una estructura metálica según corresponda.

- Cálculo por estabilidad - Capítulo C

- Cálculo por tracción - Capítulo D
- Cálculo por compresión - Capítulo E
- Cálculo por flexión – Capítulo F
- Cálculo por cortante - Capítulo G
- Cálculo por esfuerzos combinados Capítulo - H

Se debe verificar que ningún estado límite último sea superado esto por medio de la desigualdad B3-1 del **AISC 360-16**

$$R_u \leq \phi R_n \quad (3)$$

Donde:

R_u = Resistencia última requerida, método LRFD

R_n = Resistencia nominal

ϕ = factor de resistencia

ϕR_n = Resistencia de diseño

Las resistencias requeridas es decir momentos, cortantes, etc. Se obtiene del análisis estructural utilizando las combinaciones de carga establecidas por la norma **ASCE 7-16**.

Estado límite de servicio

Define el comportamiento, incluyendo la deflexión, el agrietamiento, los desplazamientos, la vibración y el deterioro. Se puede decir que afectan al confort y al bienestar de los usuarios o terceras personas, al correcto funcionamiento del edificio o la apariencia de la construcción. La norma **AISC 360-16** en el capítulo L establece que los siguientes estados límite de servicio deben ser tomados en cuenta.

- L1. Disposiciones genreales
- L2. Deformaciones
- L3. Desplazamientos laterales relativos
- L4. Vibración
- L5. Movimiento inducido por viento
- L6. Expansión y contracción térmica
- L7. Deslizamiento de conexiones

4.2.2. Diseño de miembros a tracción

El área bruta y neta se utilizan para calcular la resistencia a tracción de un elemento según el capítulo D de la norma **AISC360-16**

Área bruta

A_g , corresponde al área total de la sección transversal

Área neta

Según si la unión a tracción se hace con tornillos, estos hacen que exista una pérdida del material, por tanto, solo una parte del área bruta soporta el esfuerzo axial de tracción.

$$A_n = A_g - \text{Area.agujeros} \quad (4)$$

Área neta efectiva

Existe un retraso en la distribución uniforme de las tensiones de tracción esto se debe a un flujo de tensiones no uniforme que es ocasionado por las partes de la sección transversal que no están conectadas ya que estas se deforman debido al cortante.

Debido al retraso por cortante, el área neta en las uniones debe afectarse por un coeficiente que tenga en cuenta el fenómeno descrito anteriormente.

$$A_e = A_n * U \quad (5)$$

Donde:

U = Coeficiente de retraso por cortante Tabla D3.1 AISC360-16

Límites de esbeltez

Según la norma **AISC360-16** no existe límite de esbeltez máxima para miembros sometidos a tracción, pero es preferible que la razón de esbeltez L/r no exceda de 300. Cabe destacar que esto no aplica para barras o colgadores en tracción. Debido a este fenómeno el área neta debe afectarse por un coeficiente que lo tenga en cuenta, este coeficiente es el coeficiente de retraso esta especificado en la norma **AISC360-16** en la tabla D3.1, cabe destacar que este coeficiente reduce el área.

El diseño de un miembro sometido a esfuerzo axial de tracción consiste en dotar a dicho elemento de una sección transversal que impida que se presente la fluencia o la rotura del acero. Se supone que el esfuerzo axial se reparte uniformemente en la sección transversal.

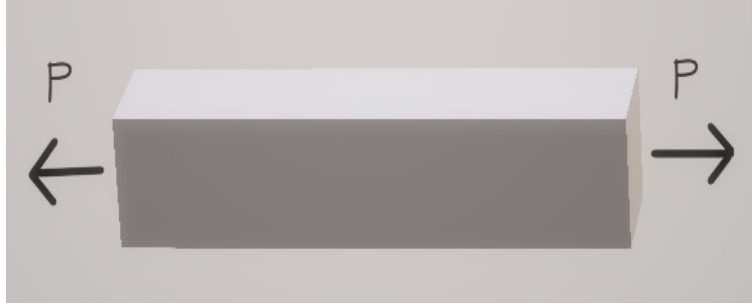


Figura 4: Sección sometida a tracción

(Fuente: Elaboración propia)

La resistencia de diseño para miembros sometidos a tracción, ϕP_n se tomará como el menor valor entre los obtenidos para los estados límites de fluencia por tracción sobre el área bruta y rotura por tracción sobre el área neta.

- Fluencia por tracción sobre el área bruta

$$P_n = F_y * A_g \quad (6)$$

$$\phi_t = 0.90$$

- Rotura por tracción sobre el área neta

$$P_u = F_u * A_e \quad (7)$$

$$\phi_t = 0.75$$

Donde:

A_e = área neta efectiva

A_g = área bruta del miembro

F_y = esfuerzo de fluencia mínimo especificado para el tipo de acero usado

F_u = resistencia a tensión mínima especificada para el tipo de acero usado

4.2.3. Diseño de miembros a compresión

El cálculo de elementos sometidos a esfuerzos axiales de compresión de estudia en el capítulo E “Diseño de miembro a compresión” de la norma **AISC 360-16**.



Figura 5: Sección sometida a compresión

(Fuente: Elaboración propia)

Para el adecuado comportamiento de los elementos a compresión se deben considerar los siguientes criterios:

- **Limitaciones en esbeltez**

Para describir el comportamiento de un miembro estructural comprimido se hace referencia a su esbeltez (λ) la cual es la relación entre la longitud efectiva y el radio de giro mínimo.

$$\lambda = \frac{KL}{r_{min}} \quad (8)$$

Donde:

K = Factor de longitud efectiva

L = Longitud del elemento a compresión

r_{min} = Radio de giro mínimo de la sección

Es importante resaltar que el valor de **K** depende de la restricción rotacional provista en los extremos de la columna y de la resistencia al desplazamiento lateral.

Es recomendable que en los elementos diseñados a compresión la esbeltez no supere el valor de 200. Este valor se basa en un criterio de ingeniería, en la economía práctica, y en el hecho de que tiene que tenerse cuidado especial para conservar la integridad de un miembro tan esbelto durante la fabricación, el flete y el montaje. (McCormac [1])

Buckled shape of column is shown by dashed line	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Theoretical <i>K</i> value	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Recommended design value when ideal conditions are approximated	0.65	0.80	1.2	1.0	2.1	2.0
End condition code						
	<p>Rotation fixed and translation fixed</p> <p>Rotation free and translation fixed</p> <p>Rotation fixed and translation free</p> <p>Rotation free and translation free</p>					

Figura 6: Valores del coeficiente K para barras aisladas

(Fuente: AISC 360-16)

■ Resistencia nominal a compresión

La resistencia a compresión del elemento dependerá de su esfuerzo crítico al pandeo. La norma **AISC 360-16** indica que la resistencia nominal a compresión $\phi_c P_n$, de un elemento sometido a compresión debe tomarse como el valor mas bajo, basado en los estados límites de pandeo por flexión, pandeo por torsión y pandeo por flexo torsión, según corresponda.

El valor del coeficiente reductor de resistencia para la compresión ϕ_c se fija en el apartado E1. “Disposiciones Generales” como 0.9.

$$P_n = F_{cr} * A_g \quad (9)$$

(E3-1 del AISC)

F_{cr} corresponde a las tensiones críticas, cuyo valor se define en función de la esbeltez relativa de la columna, usando las siguientes expresiones

$$\frac{L_c}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y} \frac{F_y}{F_e}} \leq 2.25 \rightarrow F_{cr} = [0.658 \frac{F_y}{F_e}] F_y \quad (10)$$

(E3-2 del AISC)

$$\frac{Lc}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y} \frac{F_y}{F_e}} > 2.25 \rightarrow F_{cr} = 0.877 F_e \quad (11)$$

(E3-3 del AISC)

F_e es la tensión de pandeo elástico determinada de acuerdo con la siguiente ecuación, como se especifica en el apéndice 7, sección 7.2.3(b) del AISC 360 o a través de un análisis elástico, según sea aplicable.

$$F_e = \frac{(\pi^2)E}{\left(\frac{Lc}{r}\right)^2} \quad (12)$$

(E3-4 del AISC)

Donde:

Lc es la longitud efectiva. Para el cálculo de la esbeltez del miembro debe calcularse según lo prescrito en el capítulo C o en el apéndice 7 del **AISC 360-16**, donde: r es el radio de giro.

4.2.4. Diseño de miembros a flexión

El cálculo a flexión de diversas secciones se prescribe en el capítulo F de la norma **AISC 360-16**. Los estados límite de resistencia contemplan diferentes posibilidades en el comportamiento de falla, bajo cargas factorizadas.

La verificación del estado límite a flexión se cumple si:

$$\phi b M_n \geq M_u \quad (13)$$

Donde:

M_u: Resistencia requerida

M_n: Resistencia nominal a flexión

ϕb : Factor de resistencia para flexión (0.90)

La resistencia nominal a flexión **M_n** corresponde al valor mas bajo obtenido para los siguientes estados límite:

- Fluencia de la sección

- Pandeo lateral
- Abolladura o pandeo local del ala comprimida
- Abolladura o pandeo local del alma comprimida

Una sección es compacta si la relación ancho/espesor de sus alas y alma es tal, que no se produce su abolladura o pandeo local. **AISC 360-16** fija los siguientes límites para que un elemento pueda considerarse compacto.

- Esbeltez límite para las alas:

$$\lambda = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (14)$$

- Esbeltez límite para el alma:

$$\lambda = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (15)$$

Para una sección transversal compacta la resistencia a la fluencia esta dada por la siguiente ecuación

$$M_n = F_y * Z_x \quad (16)$$

(E3-4 del AISC)

Donde:

F_y: Es la tensión de fluencia mínima especificada

Z_x: Es el módulo de sección plástico alrededor del eje x

NOTA

El valor del módulo de sección plástico esta tabulado en las tablas del Steel construction Manual edición 15.

El **AISC 360-16** establece la resistencia a pandeo lateral **M_{cr}**, en función de la longitud entre apoyos laterales, aparecen dos límites **L_p** y **L_r**.

Donde:

L_p: Es la separación máxima entre apoyos laterales, para la cual la viga es capaz de desarrollar el valor de su momento plástico **M_{pl}**

Lr: Es la distancia mínima a la que hay que disponer los apoyos laterales para que el pandeo lateral se produzca en la zona elástica.

La capacidad de pandeo lateral es afectada por la forma de la sección transversal y la longitud entre apoyos que restringen el pandeo.

La resistencia al pandeo lateral de una viga es función de la distancia a la cual se encuentran separados los arriostramientos laterales. En el apartado F2-2 del **AISC 360-16** se prescriben las ecuaciones para encontrar el momento en función de **Lb**

- Cuando $Lb \leq Lp$ el estado límite de pandeo lateral no aplica
- Cuando $Lp < Lb \leq Lr$

$$Mn = Cb[Mp - (Mp - 0.7 * Fy * Sx)(\frac{Lb - Lp}{Lr - Lp})] \leq Mp \quad (17)$$

(F2-2 del AISC)

- Cuando $Lb > Lr$

$$Mn = Fcr * Sx \leq Mp \quad (18)$$

(F2-3 del AISC)

Donde:

$$Fcr = \frac{Cb * \pi^2 * E}{(\frac{Lb}{rts^2})^2} * \sqrt{1 + 0.078 * \frac{Jc}{Sx * ho} * (\frac{Lb}{rts})^2} \quad (19)$$

(F2-4 del AISC)

Lb es la longitud entre apoyos que impiden el desplazamiento lateral del ala comprimida o arriostrado contra giro de la sección transversal

E es el módulo de elasticidad del acero 29,000ksi

J es una constante de torsión

Sx es el módulo de sección elástico alrededor del eje x

ho es la distancia entre centroides de las alas

Cb es el factor de modificación por pandeo lateral torsional

$$Cb = \frac{12.5Mmax}{2.5Mmax + 3Ma + 4Mb + 3Mc} \quad (20)$$

(F1-1 del AISC)

$$L_p = 1.76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (21)$$

(F2-5 del AISC)

$$L_r = 1.95 * r_{ts} * \frac{E}{0.7F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6.76 * \left(\frac{0.76 * F_y}{E}\right)^2}} \quad (22)$$

(F2-6 del AISC)

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y * C_w}}{S_x} \quad (23)$$

(F2-7 del AISC)

4.2.5. Diseño de miembros a corte

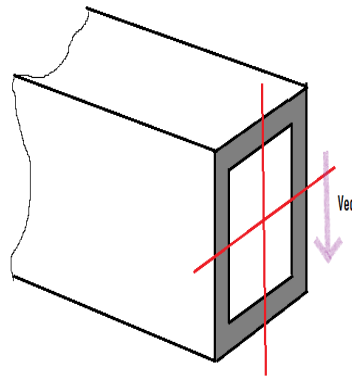


Figura 7: Sección sometida a corte

(Fuente: Elaboración propia)

El cálculo a cortante de diversas secciones se prescribe en el capítulo G de la norma **AISC 360-16**. El momento flector generalmente gobierna el diseño de vigas de acero, pero en el caso de vigas con carga concentrada y de corta longitud el esfuerzo cortante gobierna el cálculo. Casi todo el esfuerzo cortante es soportado por el alma.

La resistencia al cortante de diseño se define como:

$$\phi v * Vn \quad (24)$$

Donde:

$$\phi v = 0.90$$

La resistencia nominal a cortante para miembros con secciones I y secciones U tiene la disminución del coeficiente 0.6 y la aplicación

$$Vn = 0.6 * Fy * Aw * Cv \quad (25)$$

(G2-1 del AISC)

Donde:

Aw es el área del alma, profundidad total por el espesor del alma

Fy es tensión cedente mínima

Para almas de perfiles I laminados:

$$\frac{h}{tw} \leq 2.24 * \sqrt{\frac{kv * E}{Fy}} \rightarrow Cv = 1 \quad \phi v = 1 \quad (26)$$

(G2-2 del AISC)

Donde:

h es la distancia libre entre alas menos el radio de curvatura

Fy tensión cedente mínima

E es el módulo de elasticidad del acero

Para el resto de los perfiles I y perfiles U

$$\frac{h}{tw} \leq 1.10 * \sqrt{\frac{kv * E}{Fy}} \rightarrow Cv = 1 \quad (27)$$

(G2-3 del AISC)

NOTA

Si son perfiles armados h es la distancia libre en alas.

$$\frac{h}{tw} > 1.10 * \sqrt{\frac{kv * E}{Fy}} \rightarrow Cv = \frac{1.10 * \sqrt{\frac{kv * E}{Fy}}}{\frac{h}{tw}} \quad (28)$$

(G2-4 del AISC)

$$\frac{h}{tw} > 1.37 * \sqrt{\frac{kv * E}{Fy}} \rightarrow Cv = \frac{1.51 * kv * E}{\frac{h^2}{tw} * Fy} \quad (29)$$

(G2-5 del AISC)

Coefficiente de pandeo por cortante kv

- Almas sin rigidizadores transversales:

$$kv = 5.34 \quad (30)$$

- Almas con rigidizadores transversales:

$$kv = 5 + \frac{5}{\frac{a^2}{h}} \quad (31)$$

ó si

$$\frac{a}{h} > 3 \rightarrow kv = 5.34 \quad (32)$$

Donde:

a es la distancia libre entre rigidizadores

h es la distancia libre entre alas

4.2.6. Diseño de miembros a flexocompresión

El diseño de los elementos bajo la acción combinada de cargas axiales y momentos se prescribe en el capítulo H de la norma **AISC 360-16**. Se debe de cumplir con la siguiente ecuación para determinar que este dentro de los parámetros aceptables de demanda / capacidad.

- Cuando

$$\frac{Pr}{P_c} \geq 0.2 \rightarrow \frac{Pr}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mrx}{M_{cx}} + \frac{Mry}{M_{cy}} \right) \leq 1 \quad (33)$$

(H1-1a del AISC)

- Cuando

$$\frac{Pr}{P_c} < 0.2 \rightarrow \frac{Pr}{2P_c} + \left(\frac{Mrx}{M_{cx}} + \frac{Mry}{M_{cy}} \right) \leq 1 \quad (34)$$

(H1-1b del AISC)

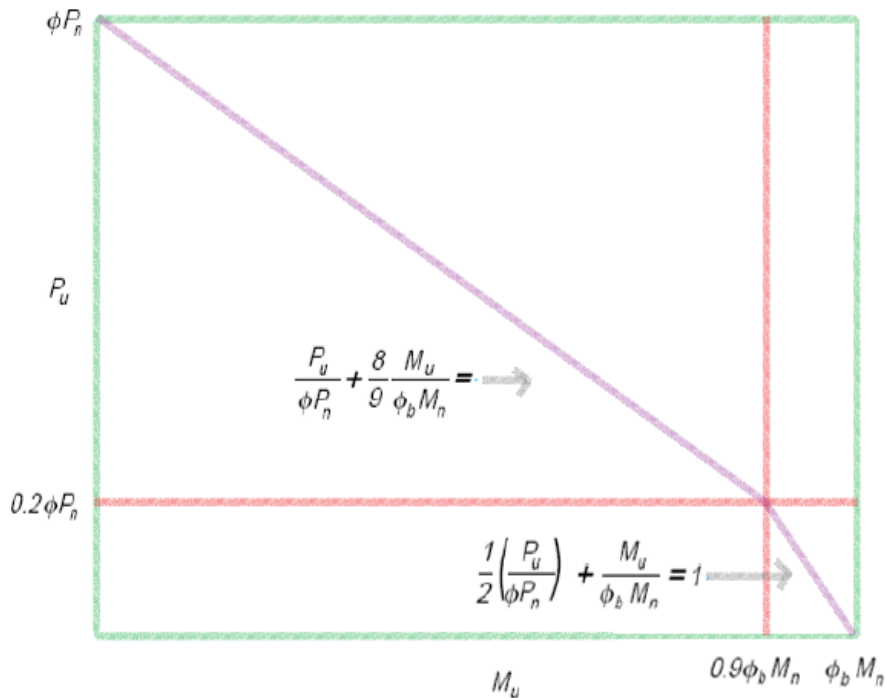


Figura 8: Interacción entre carga axial y momento

(Fuente: Elaboración propia)

4.3. Diseño sismorresistente en acero

4.3.1. Filosofía del diseño sismorresistente

La filosofía del diseño sismorresistente tiene como premisa salvaguardar la vida humana durante la ocurrencia de un sismo destructivo. El objetivo principal del diseño sismorresistente es el de analizar, diseñar y detallar las estructuras de manera que su comportamiento durante la ocurrencia del sismo como lo establecen las normas, permita que las mismas incurrieren en el rango inelástico con un desempeño adecuado.

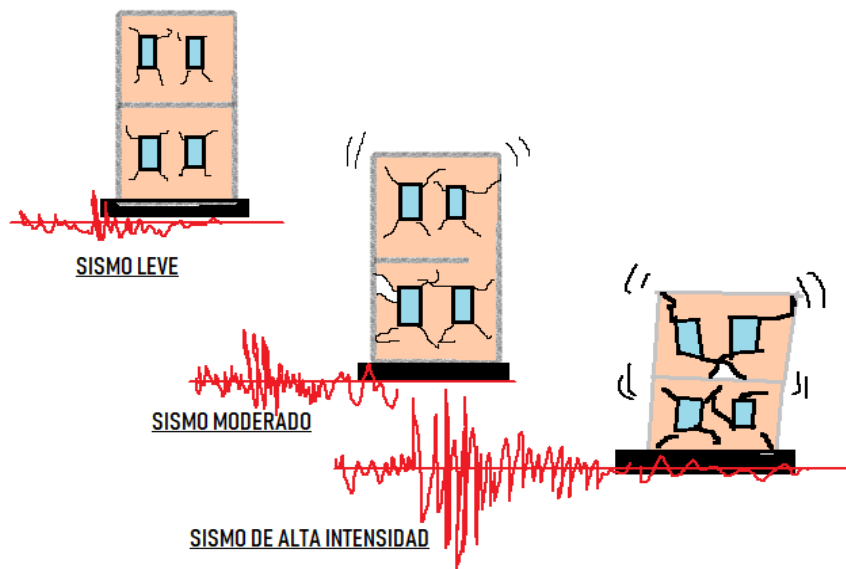


Figura 9: Desempeño de la estructura bajo diferentes intensidades

(Fuente: Elaboración propia)

La filosofía de diseño se puede resumir de la siguiente forma (Figura 9)

- **Sismo leve** es frecuente, los miembros principales de la estructura no se ven afectados, sin embargo, los elementos que no llevan carga pueden sufrir daños reparables.
- **Sismo moderado**, no es tan frecuente, los elementos principales de la estructura pueden sufrir daños reparables pero otras partes del edificio pueden sufrir daños de tal manera que incluso se necesite ser reemplazado.
- **Sismo de alta intensidad**, los miembros principales de la estructura pueden llegar a sufrir daños graves que incluso pueden llegar a ser irreparables, pero el edificio no debe colapsar.

Diseño por desempeño

- Se tiene la incertidumbre sobre el espectro de diseño aplicable ya que no existe ningún análisis que permita predecir movimientos sísmicos, ni su magnitud, ni su duración ni fecha anticipada
- Dadas las incertidumbres se justifica la razón de emplear un diseño por desempeño que permite economizar y asegurar la estructura, de la cual se hace un análisis acorde con la seguridad de los habitantes o bienes del edificio.
- El objetivo básico de un diseño por desempeño es la seguridad del edificio cuando el suelo está moviéndose por un sismo
- El sistema de resistencia a las fuerzas sísmicas se diseña sobre la base de una fuerza sísmica (espectro de diseño) este se reduce por un factor de ductilidad en prevención de un comportamiento no lineal de sus distintos componentes.

Definición del diseño por desempeño

Es una forma de plantear los criterios de aceptación para el análisis y diseño de estructuras haciendo énfasis en el comportamiento esperado, el control de daños estructurales y no estructurales y los niveles de seguridad establecidos.(Espinosa [5])

Objetivo básico del diseño por desempeño

Sismo a nivel de servicio:

Se analiza y diseña la estructura para un sismo de servicio con 50% de probabilidad de ocurrencia en los próximos 50 años. El resultado de este análisis no permite que se tenga daño alguno estructural y que la estructura permanezca de pie.(Espinosa [5])

Sismo a nivel de diseño:

Se analiza y diseña la estructura para un sismo con 67% de probabilidad del sismo máximo esperado 2% de probabilidad de ocurrencia en 50 años, el resultado del análisis permite la deformación estructural dentro de los límites aceptables que no cause riesgo indebido y la vida de los habitantes esta protegida. Algunos elementos pueden sufrir daños como fisuras o grietas.

Sismo a nivel del máximo esperado:

Análisis con el sismo máximo esperado es decir 2% de probabilidad en 50 años. La estructura va a responder con alto grado de confianza ante el sismo máximo esperado, mientras mantiene su estabilidad.

Ventajas del diseño por desempeño

- Es una evaluación más precisa de lo que se espera del comportamiento sísmico
- Diseño más económico con el que se reducen los costos de construcción (minimiza los costos a la larga durante el ciclo de vida)
- Permite que las características de diseño arquitectónico sean más factibles porque se presentan más opciones de diseño lineal y no lineal.

4.3.2. Pasos a seguir para realizar un diseño sismorreistente en acero

Según en los conocimientos obtenidos a lo largo de la carrera, prácticas profesionales, recomendaciones de AGIES se establecen los siguientes pasos para la realización de un diseño sismorreistente en acero:

- Se debe seleccionar un sistema estructural para ambas direcciones "XY" basándose en la arquitectura
- Realizar un predimensionamiento de los miembros que pertenece al sistema estructural
- Utilizando la norma NSE2-18 se determinan las cargas gravitacionales y acciones para llevar a cabo el análisis sísmico
- Modelar la estructura utilizando ETABS o cualquier software para realizar el análisis estructural.
- Comprobar que los elementos se estén comportando de forma adecuada, derivas, limitantes de estabilidad y la resistencia de los elementos.

- En caso de que no se cumpla con todos los requisitos establecidos por las normas AGIES y AISC se deberá redimensionar el o los elementos.
- Una vez se cumpla con todos los requerimientos se deben diseñar las conexiones, entre otros elementos que dependerán del sistema estructural elegido.

4.4. Lineamientos para el diseño de una estructura sismorresistente en acero

4.4.1. Diseño de vigas

Las vigas son miembros que soportan cargas transversales, se usan en posición horizontal y quedan sujetas a cargas por gravedad o verticales. Se pueden clasificar de varias maneras, según en la manera en que se apoyan, su ubicación, su función y sus propiedades físicas. (Vinnakota [3])

Según en la posición o el número de apoyos en el plano de flexión se puede clasificar de la siguiente forma:

- **Viga simplemente apoyada:** Está articulada en un extremo y tiene soporte de rodillo en el otro. (Figura a)
- **Viga en voladizo:** Está empotrada o restringida en un extremo y está libre en el otro. (Figura b)
- **Viga con saliente:** Descansa sobre dos apoyos, de tal manera que se extiende con libertad más allá del apoyo de uno o de ambos extremos. (Figura c)
- **Voladizo apoyado:** Empotrado en un extremo y tiene soporte de rodillo en el otro. (Figura d)
- **Viga doblemente empotrada:** Restringida en ambos extremos (Figura e)
- **Viga continua:** Está apoyada en tres o más soportes (Figura f)

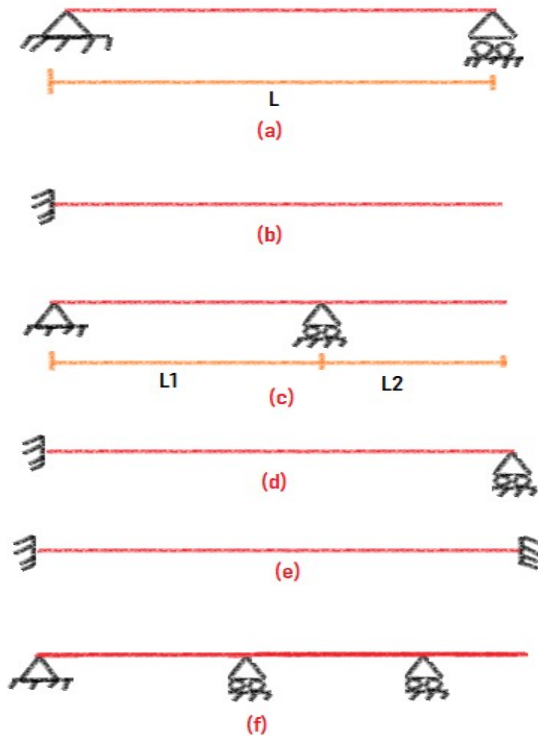


Figura 10: Clasificación de vigas

(Fuente: Elaboración propia)

Existen diversos tipos de vigas como lo son: viguetas, dinteles, vigas de fachada, largueros de puente y vigas de piso.

- **Viguetas:** Son vigas estrechamente separadas para soportar pisos y techos de edificios.
- **Dinteles:** Se colocan sobre aberturas de muros de mampostería como puertas y ventanas
- **Vigas de fachada:** Soportan paredes exteriores de edificios y también parte de las cargas de los pisos y corredores.
- **Largueros de puente:** Son vigas en los pisos de puentes que corren paralelas a la superficie de rodamiento.
- **Vigas de piso:** Son vigas más grandes que en pisos de puentes corren perpendicularmente a la superficie de rodamiento y se usan para transferir las cargas del piso.

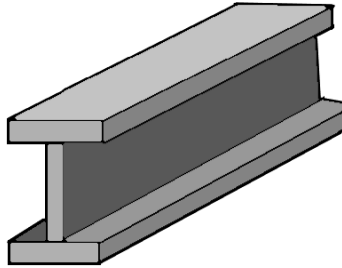


Figura 11: Perfil W

(Fuente: Elaboración propia)

AISC360-16 clasifica a los miembros en flexión con sección W como vigas o vigas armadas según la relación de esbeltez de su alma. Sin importar si se trata de un perfil rolado o armado, el miembro a flexión se trata de una viga si se cumple la siguiente condición: (Vinnakota [3])

$$\lambda_w \leq \lambda_{rw} \quad (35)$$

Donde:

$$\lambda = 5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (36)$$

Si no se cumple con la condición anterior, se trata de una viga armada.

Esfuerzos de flexión

Cuando la viga está sometido a esfuerzos de flexión, el esfuerzo en cualquier punto se puede calcular de la siguiente forma:

$$fb = \frac{Mc}{I} = \frac{M}{S} \quad (37)$$

NOTA

Aplica solo cuando el máximo esfuerzo calculado en la viga es menor que el límite elástico.

La fórmula se basa en que el esfuerzo es proporcional a la deformación unitaria.

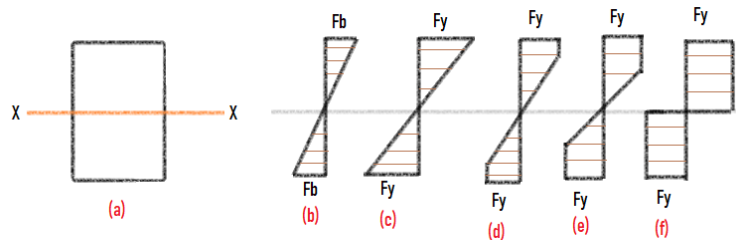


Figura 12: Variaciones del esfuerzo de flexión debido a incrementos del momento alrededor del eje x

(Fuente: Elaboración propia)

En la parte b de la Figura 11 se puede observar que cuando el momento se aplica a la viga, el esfuerzo varía linealmente desde el eje neutro hasta las fibras extremas. Si se incrementa el momento se mantendría la variación lineal de esfuerzos hasta que se alcanza la fluencia en las fibras extremas. El momento de fluencia es el momento en que inicia la fluencia en las fibras extremas de la sección.

Cuando el momento en una viga de acero dúctil se incrementa más allá del momento de fluencia, las fibras extremas se mantendrán sometidas al esfuerzo de fluencia. Este proceso continuara con las demás partes de la sección de la viga alcanzando el esfuerzo de fluencia como se muestra en las partes d y e de la Figura 11 hasta que finalmente se alcanza la distribución plástica total mostrada en f de la Figura 11.

La variación de deformación del eje neutro hacia las fibras extremas es lineal en todos los casos, cuando alcanza esta etapa se dice que se ha formado una articulación plástica ya que no puede resistirse ningún momento adicional en la sección. El momento plástico es el que producirá una plastificación completa formándose ahí mismo una articulación plástica. (McCormac [1])

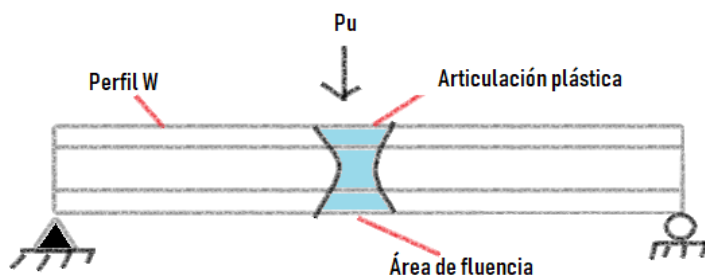


Figura 13: Articulación plástica

(Fuente: Elaboración propia)

El efecto de una articulación plástica se extiende sobre un cierto tramo a lo largo de la viga, se supone que la articulación está concentrada en una sola sección para propósitos de

análisis. Para el cálculo de deflexiones y para el diseño del soporte lateral, la longitud sobre la cual se extiende la fluencia es de gran importancia. (McCormac [1])

Para que se forme una articulación plástica es importante que la sección sea compacta, esto quiere decir que debe ser un perfil robusto, de modo que tenga capacidad de desarrollar una distribución de esfuerzos totalmente plastificada antes de que se pandee localmente. Además, deben tener soporte lateral de manera tal que se impida el pandeo lateral. (McCormac [1])

También se consideran los efectos del esfuerzo cortante, la torsión y las cargas axiales, estos pueden ser grandes como para causar la falla del miembro antes de la formación de una articulación plástica. Si un marco se carga hasta la falla, los puntos donde se concentra la rotación es decir articulación plástica son visibles al observador antes de que el colapso ocurra. (McCormac [1])

Esfuerzos cortantes en viga

Se supone que el esfuerzo cortante está distribuido de manera uniforme a través del corte de ancho b , el esfuerzo cortante horizontal, τ , en un plano longitudinal localizado a una distancia y del eje neutro de la sección.

$$\tau = \frac{qsv}{b} \quad (38)$$

Donde:

- qsv es el flujo de cortante
- b es el ancho de la viga

Para un perfil de acero laminado es más fácil calcular el esfuerzo cortante promedio sobre la base de un área de alma nominal calculada con el peralte de la viga. El esfuerzo cortante nominal de un perfil W para fines de diseño esta dado por:

$$f = \frac{V}{Aw} \quad (39)$$

La fluencia del alma representa uno de los estados límites de cortante. Tomando un esfuerzo de fluencia de cortante igual al 60 % del esfuerzo de fluencia de tensión del material, la fuerza cortante nominal de un perfil W de acero laminado, que corresponde al estado límite de fluencia es:

$$Vn = 0.6 * Fy * Aw \quad (40)$$

Refuerzo lateral de vigas

El parámetro más importante en la prevención del pandeo lateral de una viga es el espaciamiento L_b del soporte lateral. Para que el soporte sea efectivo, la rigidez y la resistencia del soporte deben ser adecuados para evitar la torsión y la deflexión lateral de la sección en los puntos reforzados.

El soporte lateral para vigas se divide en dos:

- **Soporte lateral puntual o discreto:** Los soportes laterales se proporcionan a ciertos intervalos mediante miembros como largueros, viguetas, vigas u otros elementos estructurales rigidizantes.
- **Soporte lateral continuo:** Los soportes se proporcionan de manera continua mediante elementos como una losa de concreto o una lámina acanalada de acero.

Para que los largueros sean efectivos como soportes laterales, debe provocar un punto de inflexión en la viga en el punto de conexión. Es importante asegurarse de que los largueros no se muevan en su dirección axial. En algunas ocasiones es difícil juzgar si los miembros conectados y otras partes de la estructura en realidad proporcionan soporte lateral al patín de compresión de una viga (Vinnakota [3])

Una regla conservadora consiste en usar un soporte lateral con una resistencia a la compresión axial igual a 2% de la fuerza de compresión factorizada en el patín de compresión que se va a soportar. Cuando una viga soporta una losa se puede suponer que la viga tiene un soporte lateral efectivo si la conexión de la losa a la viga es capaz de resistir una fuerza lateral de 2.5% de la fuerza máxima en el patín de compresión de la viga, considerando que esta distribuida de manera uniforme a lo largo de la viga. (Vinnakota [3])

4.4.2. Diseño de columnas

Una columna es un miembro estructural usado para transmitir una fuerza de compresión. A veces a los miembros en compresión se les llaman postes, y a los miembros inclinados en el extremo de una armadura de puente de paso, se les llama postes de extremo. A algunos tipos de miembros en compresión en las armaduras de techos se les llama puntales.

Las columnas de acero se pueden clasificar como cortas, largas o intermedias, según la forma en la que fallarían cuando se sujetan a cargas axiales. (Vinnakota [3])

A un miembro en compresión se le puede considerar como columna corta si su longitud

es del mismo orden de magnitud que las dimensiones totales de su sección transversal. Generalmente este tipo de columnas fallan por aplastamiento del material, son poco prácticas en sus proporciones y prácticamente no existen. (Figura 13)

El esfuerzo de compresión en una columna cargada axialmente está dado por:

$$f = \frac{P}{Ag} \quad (41)$$

Donde:

- Ag es el área total de la sección transversal de la columna
- P es la carga axial sobre la columna

En el caso de las columnas cortas, se considera como la carga límite aquella que produce los esfuerzos de fluencia en el material.

$$Pn = Ag * Fy \quad (42)$$

Donde:

- Pn es la carga de fluencia de la sección de la columna
- Fy es el esfuerzo de fluencia del material

Por lo tanto, la capacidad de carga de una columna corta es independiente de la longitud del miembro.

Una **columna larga** es un miembro en compresión que tiene una longitud muy grande con relación a su dimensión lateral menor. La falla consiste en una flexión lateral súbita o pandeo, como se muestra en la Figura 13. Existe una carga axial límite $P = Pcr$ para cada columna, que se conoce como carga de pandeo o carga crítica.

Las columnas largas se pandean elásticamente y el esfuerzo de pandeo se mantiene por debajo del límite de proporcionalidad. Las **columnas intermedias** pueden fallar por pandeo, pero durante el pandeo, algunas de sus fibras alcanzan el esfuerzo de fluencia y otras no. (Vinnakota [3])

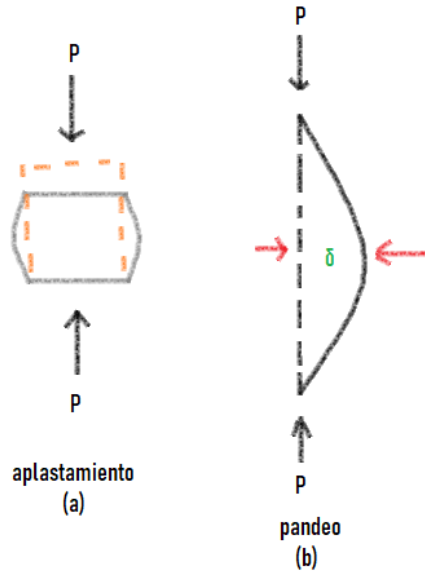


Figura 14: Miembros cortos y largos en compresión

(Fuente: Elaboración propia)

Estados de equilibrio estable, neutro e inestable

Se considera una estructura en equilibrio a la cual se le aplica una fuerza y después se retira. Se puede clasificar su equilibrio según las tres posibles respuestas de la estructura. Se dice que es estable si ésta tiende a regresar a su posición original, si la estructura continúa alejándose de su posición original, se dice que el equilibrio es inestable. Finalmente, si la estructura permanece sin cambios en su posición decimos que es equilibrio neutro.

En el primer caso es necesario una energía adicional para producir el cambio de posición, en el segundo caso se libera energía conforme el cambio de posición se realiza. En el tercer caso, no ocurren cambios en la energía del sistema. Vinnakota [3]



Figura 15: Representaciones de equilibrio estable, neutro e inestable

(Fuente: Elaboración propia)

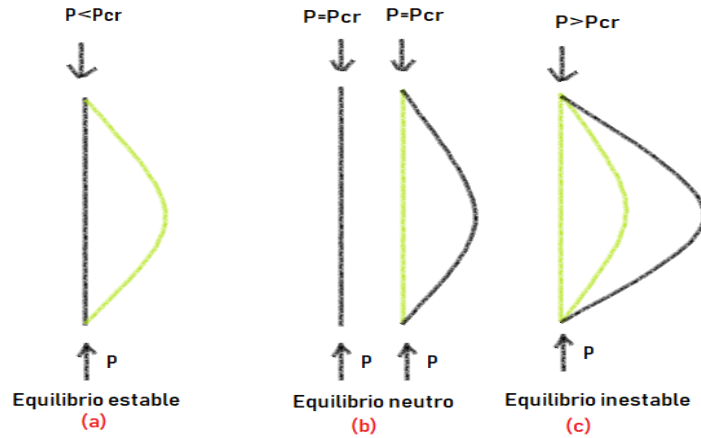


Figura 16: Posiciones de equilibrio de una columna larga sujeta a axial

(Fuente: Elaboración propia)

Estados límite de pandeo

Una columna de acero cargada axialmente puede fallar por dos modos generales. Estos son el pandeo del miembro y el pandeo local de la placa. El pandeo del miembro se caracteriza porque no existen distorsión de la sección de la columna. El pandeo local se caracteriza por la distorsión de la sección transversal. El pandeo del miembro puede tomar la forma de pandeo por flexión, pandeo por torsión, o pandeo por flexo-torsión. (Vinnakota [3])

- **Pandeo por flexión:** Todas las deformaciones por pandeo ocurren en uno de los planos principales de la sección transversal de la columna, no ocurre torcimiento de la sección
- **Pandeo por torsión:** Las deformaciones consisten en rotaciones de las secciones transversales alrededor el eje longitudinal del miembro.
- **Pandeo por flexo-torsión:** Las deformaciones consisten en una combinación de rotación y flexión alrededor de los dos ejes de flexión del miembro.
- **Pandeo de la placa:** Ocurre cuando los elementos a compresión de la sección transversal son muy delgados que se pandean antes de que pueda ocurrir otros modos de pandeo del miembro.

Influencia del arriostramiento intermedio

Para reducir las longitudes efectivas de las columnas y de esta forma incrementar su capacidad de carga se usan arriostramientos en uno o mas puntos a lo largo de la columna. La deflexión de una columna pandeada en el punto de arriostramiento es cero.

Diseño de columnas cargadas axialmente

Por lo general de la geometría de un arreglo estructural dado se conoce la longitud L y las longitudes sin soporte L_x y L_y de una columna a diseñar. La resistencia requerida a la compresión axial de la columna se obtiene del análisis de la estructura bajo cargas factorizadas al utilizar las combinaciones de carga. El diseño de una columna es, con frecuencia, un proceso iterativo. Se recomienda el siguiente procedimiento:



Figura 17: Procedimiento para diseño de una columna

(Fuente: Elaboración propia)

4.4.3. Diseño de arriostramientos

Se deben de colocar en los pórticos con menor resistencia, es decir los que tienen menor cantidad de vigas y columnas o en los pórticos donde resulte complicado controlar las derivas. Los arriostramientos están sujetos a grandes cargas axiales y momentos flectores por tanto en el diseño se deben tratar como viga-columna. Estos elementos deben satisfacer los requerimientos de la sección D1.1 de la norma ANSI/AISC 341-16 para miembros de moderada ductilidad.

Se debe de verificar la resistencia a compresión, flexión, flexo-compresión y se debe hacer una revisión especial del arriostre tomando en cuenta el sismo amplificado.

El tipo de diagonales se selecciona tomando en cuenta el ángulo que su eje forme con la horizontal ya que mientras más cercano a 45 grados sea, el perfil trabaja mejor ante cargas laterales.

Cuando se realice la selección del perfil es importante considerar el efecto de pandeo de la sección o esbeltez, con el objetivo de determinar el radio de giro que cumpla con lo siguiente:

$$r_{min} \leq \frac{K * L}{4} * \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (43)$$

Para arriostramientos considerados como libres en los extremos el factor de longitud efectiva se toma $K = 1$. Para los demás casos el valor de K se puede encontrar en AISC 360-16 en la tabla C.A-7.1.

4.4.4. Diseño de sistema de piso

El diseño de los sistemas de piso queda fuera del alcance de este trabajo, pero a continuación se da una breve introducción y en los anexos se dispone de un ejemplo del diseño de un entrepiso metálico con losacero.

Un forjado colaborante o forjado de chapa colaborante es un sistema de entrepiso el cual está formado por una lámina que se fija a las estructuras a través de conectores de corte, canales o ángulos soldados al patín superior de las vigas aprovechando al conector como elemento de fijación, de manera que cuando llega a ocurrir un movimiento la lámina, la losa de concreto y las vigas actúan como una sola pieza.

Puede ser instalado bajo cualquier condición de clima, es un concepto de construcción eficiente y económica. Este fabricado de un material galvanizado que ofrece un esfuerzo de cedencia de 37 ksi, cumple con la norma ASTM A-653.

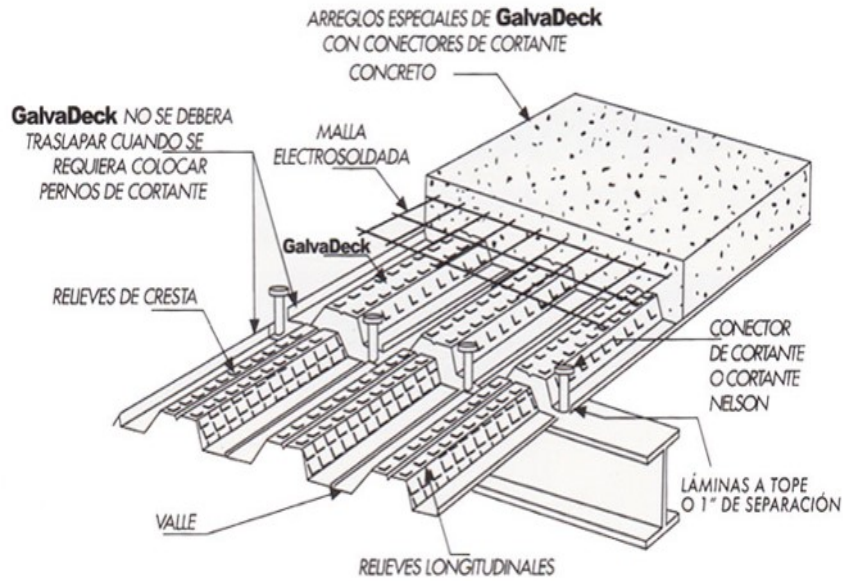


Figura 18: Detalle de viga compuesta

(Fuente: Acero Torices [6])

4.5. Criterios para la determinación de la acción sísmica

4.5.1. Zonificación sísmica

Se determina utilizando el mapa de la norma AGIES NSE2-18 (Figura 19) o usando la Tabla A-1 que se encuentra en los anexos de la norma AGIES NSE2-18.

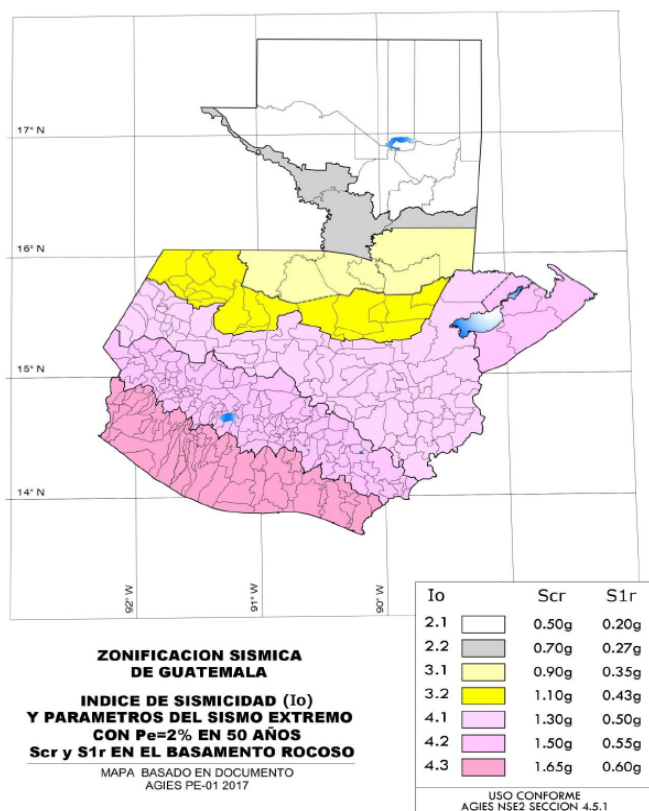


Figura 19: Zonificación sísmica de Guatemala

(Fuente:AGIES [7])

4.5.2. Coeficiente de sitio

Dependen de la clase de sitio y del índice de sismicidad, el coeficiente de sitio F_a se determina utilizando la tabla 4.5-1 de la norma AGIES NSE2-18 y el coeficiente de sitio F_v se determina utilizando la tabla 4.5-2 de la norma AGIES NSE2-18. A continuación, se pueden observar dichas tablas.

4.5.3. Tipo de fuente sísmica

Se clasifica como A, B y C. La fuente A son fallas geológicas capaces de generar eventos de gran magnitud y con alta tasa de sismicidad, la fuente B son fallas geológicas que no son A o C y la fuente C son fallas geológicas incapaces de generar eventos de gran magnitud y que tienen baja tasa de sismicidad. El tipo de fuente se puede determinar utilizando la tabla 4.6.2-1 de la norma AGIES NSE2-18 y va en función de la máxima magnitud- momento y la tasa de corrimiento.

Es importante resaltar que en la sección 4.6.1 de la norma NSE2-18 se indicó que la identificación de este tipo de peligros se considera asignatura de entes ediles y estatales por medio de programas de microzonificación de amenazas naturales. No se puede requerir a proyectistas individuales que incluyan estas previsiones en los proyectos a menos que haya información disponible oficialmente reconocida por autoridades competentes.

4.5.4. Clasificación según el uso

Según la norma AGIES NSE1-18 se clasifican en categorías ocupacionales para los requisitos de diseño por sismo, viento e inundaciones. Las obras nuevas o existentes se clasifican en una de cuatro categorías según el impacto socioeconómico que puede implicar la falla de la obra.

- **Categoría 1:** Obras utilitarias

- **Categoría 2:** Obras ordinarias

- **Categoría 3:** Obras importantes

- **Categoría 4:** Obras esenciales

4.5.5. Probabilidad nominal de ocurrencia de los sismos de diseño

Se determina la probabilidad de ocurrencia del sismo de diseño según el nivel de protección sísmica que se requiera, mediante el factor K_d , el cual está indicado en la tabla 4.5.5-1 de la norma AGIES NSE2-18.

El nivel de protección sísmica necesario se establece en función del índice de sismicidad I_0 y la clasificación de Obra. Esta descrito en la tabla 4.2.2-1 de la norma AGIES NSE2-18.

Tabla 4.5-1 — Coeficientes de sitio F_a

Clase de sitio	Índice de sismicidad						
	2.1	2.2	3.1	3.2	4.1	4.2	4.3
AB	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C ^[1]	1.3	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
D	1.4	1.2	1.1	1.0	1.0	1.0	1.0
E	1.7	1.3	1.1	1.0	1.0	0.9	0.9
F	Se requiere evaluación específica - ver Sección 4.4						

[1] En los casos en que la investigación de suelos abreviada no especifique si un suelo firme clasifica como C o como D, el factor F_a se tomará del suelo C.

Tabla 4.5-2 — Coeficientes de sitio F_v

Clase de sitio	Índice de sismicidad						
	2.1	2.2	3.1	3.2	4.1	4.2	4.3
AB	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.4	1.4
D ^[1]	2.2	2.0	1.9	1.8	1.8	1.7	1.7
E	3.3	2.8	2.6	2.4	2.4	2.2	2.2
F	Se requiere evaluación específica - ver Sección 4.4						

[1] En los casos en que la investigación de suelos abreviada no especifique si un suelo firme clasifica como C o como D, el factor F_v se tomará del suelo D.

Figura 20: Factores para la construcción del espectro

(Fuente: AGIES [7])

4.5.6. Factor de reducción de respuesta

Es un concepto que se introdujo en la década de 1960, a través de las investigaciones realizadas por Veletsos y Newmark. A partir de los resultados obtenidos del análisis dinámico de estructuras simples con comportamiento elastoplástico, se propuso que el espectro inelástico (para diseño) podía obtenerse con cierta aproximación a partir de un espectro elástico. (Crisafulli [8]).

El factor R se aplica para reducir los espectros sísmicos elásticos que representan la amenaza sísmica en el sitio. Toma en cuenta la reserva de capacidad del sistema estructural y sus componentes más allá de la capacidad nominal al límite elástico. Esta reserva tiene varios componentes:

- La ductilidad de desplazamiento lateral del sistema es el principal componente intencional.
- La sobre resistencia inherente de los componentes de la estructura como un todo hiperestático.

La reserva principal se debe a la ductilidad de los componentes de la estructura, se incorpora por medio de prescripciones genéricas como la limitación de esfuerzos axiales, confinamiento y secciones compactas.

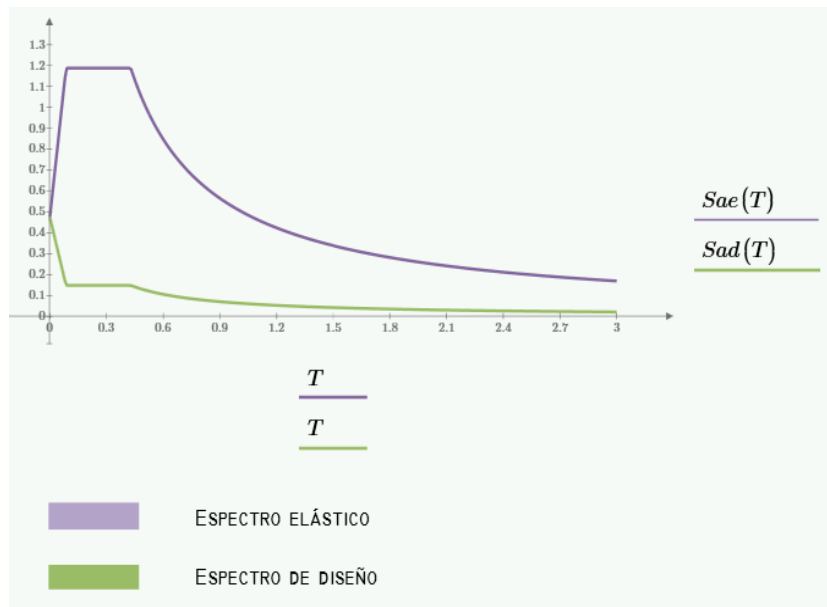


Figura 21: Ejemplos de espectros de aceleración para diseño según AGIES


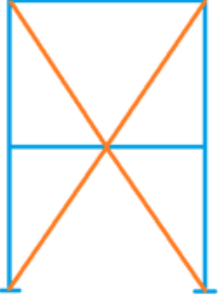
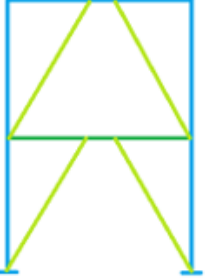
(Fuente: Elaboración propia)

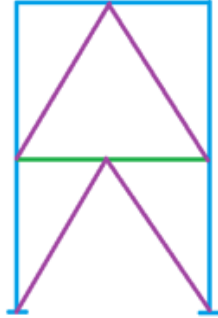

NOTA

En la sección *anexos* se encuentra la hoja de cálculo del espectro de respuesta según las normas de AGIES.

4.5.7. Coeficiente sísmico para edificaciones

Se encuentran descritos en la norma AGIES NSE7.5-18 en la tabla 4.3.3-1, estos coeficientes se determinan conforme a la clasificación de la estructura. Cada parte significativa de la misma se clasificará independientemente, en cada dirección de análisis. Si no es posible clasificarla se puede referir a la sección 4.3.2 de la norma NSE 7.5 o a la sección 1.6.11 de a NSE 3.

Sistema	Descripción	Ejemplo
E1: Estructura de marcos simples	Es un sistema integrado con marcos de columnas y vigas que soportan toda la carga vertical y todas las solicitaciones horizontales. Deben estar unidos entre sí por diafragmas de piso.	 <p>(fuente: elaboración propia)</p>
E3: Sistema combinado	Se puede tratar de un sistema de riostras concéntricas ordinarias o especiales, de un sistema de riostras excéntricas o riostras resistentes al pandeo. También puede ser muros de corte de placa de acero.	 <p>(fuente: elaboración propia)</p>
E4: Con marcos AD	Son marcos de alta ductilidad y riostras excéntricas o concéntricas de alta ductilidad	 <p>(fuente: elaboración propia)</p>

E4.1: Con marcos DI	Se trata de marcos de ductilidad intermedia, con riostras concéntricas de alta ductilidad o riostras concéntricas con un sistema compuesto concreto-acero.	 <p>(fuente: elaboración propia)</p>
E6: Voladizos verticales	Es un sistema de columnas de acero de alta ductilidad o de baja ductilidad	 <p>(fuente: elaboración propia)</p>

(Fuente: Elaboración propia)

4.5.8. Espectro de diseño

Los espectros de respuesta representan el efecto de un solo registro de aceleración, no pueden usarse para el diseño. Por esta razón, los reglamentos sismorresistentes usan espectros de diseño. Estos presentan dos características principales:

- Consideran la peligrosidad sísmica de una zona o región
- Son curvas suavizadas, no presentan las variaciones bruscas propias de los espectros de respuesta.

Parámetros básicos:

Son los parámetros S_{cr} y S_{1r} cuyos valores están especificados en el Anexo A de la norma NSE2-18. Estos valores representan la ordenada espectral de período corto 0.2s y la ordenada espectral con período de 1 segundo del sismo extremo considerando en el basamento de roca en el sitio de interés. (AGIES [7])

Ajuste por clase de sitio:

La clase de sitio se establece según el perfil del suelo que cubra al basamento en el sitio. (AGIES [7])

$$S_{cs} = S_{cr} * F_a \quad (44)$$

$$S_{1s} = S_{1r} * F_v \quad (45)$$

Donde:

S_{cs} es la ordenada espectral del sismo extremo en el sitio de interés para estructuras con período de vibración corto

S_{1s} es la ordenada espectral correspondiente a períodos de vibración de 1 segundo

F_a es el coeficiente de sitio para períodos de vibración cortos y se obtiene de la tabla 4.5-1 de AGIES NSE2-18

F_v es el coeficiente de sitio para períodos largos y se obtiene de la tabla 4.5-2 de AGIES NSE2-18

Ajuste por intensidades sísmicas especiales:

En algunos casos **S_{cr}** y **S_{1r}** deberán ser ajustados por la posibilidad de intensidades incrementadas de vibración en el sitio.

$$S_{cs} = S_{cr} * F_a * N_a \quad (46)$$

$$S_{1s} = S_{1r} * F_v * N_v \quad (47)$$

Donde:

N_a y **N_v** son los factores que aplican por la proximidad de las amenazas especiales indicadas en la sección 4.6 de AGIES NSE2-18

Para construir el espectro de diseño se necesita definir los siguientes períodos de vibración expresados en segundos:

Período T_o que define el inicio de la meseta de períodos cortos del espectro

$$T_o = 0.2 * T_s \quad (48)$$

Período T_s que separa los períodos cortos de los largos

$$T_s = \frac{S_{1s}}{S_{cs}} \quad (49)$$

Componente vertical del sismo de diseño

El valor S_{vd} es nominal. Las componentes verticales de muchos de los sismos en la región de interés fácilmente exceden 50 % de la componente horizontal. (AGIES [7])

$$S_{vd} = 0.20 * S_{cd} \quad (50)$$

4.6. Casos y combinaciones de carga de diseño

Se consideran las siguientes cargas:

TIPO DE CARGA	SÍMBOLO DE LA COMBINACIÓN
Cargas muertas	M
Cargas vivas	V
Cargas vivas de techo	Vt
Cargas sísmica horizontal	Shd
Carga sísmica vertical	Svd
Carga de viento	W
Carga de tefra volcánica	Ar
Carga de lluvia	PL

Figura 22: Notación tipo de carga

(Fuente: Elaboración propia según AGIES)

COMBINACIÓN DE CARGA	NSE-7.5-2018
1.4M	CRA-1
1.2M + 1.6V + 0.5 (Vt o PL o Ar)	CRA-2
1.2M + 1.6 (Vt o PL o Ar) + (Vo 0.5W)	CRA-3
1.2M + 1.0W + L + 0.5(Vt o PL o Ar)	CRA-4
0.9M + 1.0W	CRA-5
1.2M + V + Svd + Shd	CRA-6
0.9M - Svd + Shd	CRA-7
1.2 M + Svd + Smhd + V	CRA-6.1
0.9M - Svd + Smhd	CRA-7.1

Figura 23: Combinaciones de carga

(Fuente: Elaboración propia según AGIES)

No es necesario considerar que las cargas sísmicas y de viento actúan de forma simultánea. Se deberá estudiar cada estado límite de resistencia relevante. Cuando el efecto de sobre resistencia, $S_m=f(S_{vd}, S_{mhd})$ se combine con los efectos de otras cargas, se utilizan las combinaciones CRA-6.1 Y CRA-7.1.

4.7. Criterios para el análisis dinámico

4.7.1. Período fundamental de la estructura

El período fundamental calculado en el análisis dinámico no debe ser mayor que 1.4 veces el período estimado de la estructura T_a . Esto solo si el período fundamental de vibración T se calcula utilizando la fórmula analítica de no ser así se utiliza la siguiente fórmula: (AGIES [9])

$$T_a = Kt(hn)^x \quad (51)$$

Donde:

- **hn** es la altura del edificio en metros
- **Kt,x** dependen del sistema estructural

Kt	x	SISTEMA ESTRUCTURAL
0.049	0.75	E2, E3, E4, E5
0.047	0.9	E1 de concreto reforzado que sean abiertos
0.047	0.85	E1 de concreto reforzado con fachadas rígidas
0.072	0.8	E1 de acero estructural abiertos o con fachadas livianas
0.072	0.75	E3 o E4 de acero rigidizado

Figura 24: Factores para obtener el período de la estructura

(Fuente: Elaboración propia según AGIES)

En la sección 2.1.7 de AGIES NSE-3-18 hay una fórmula alterna para sistemas estructurales E2, E3, o E4 con muros de concreto reforzado o mampostería reforzada con altura no mayor a 36.6m

4.7.2. Modos de vibración

Se debe de incluir un numero suficiente de modos de vibración que asegure que al menos el 90 % de la masa del modelo analítico este participando en cada una de las direcciones de análisis. El numero de modos de vibración se denomina N y se establece por prueba y error.

4.7.3. Cortante basal

Corresponden a cada modo de vibración, en cada dirección horizontal ortogonal, se combinarán con el método CQC (combinación cuadrática completa) o SRSS (raíz cuadrada de la suma de cuadrados) para obtener los cortantes basales de la iteración inicial V_{ix} y V_{iy} . Estos cortantes basales de la iteración inicial en cada dirección no deberán utilizarse para diseño sin antes calibrarlos.

Las ecuaciones para la calibración dependen de si la estructura tiene o no irregularidades en planta y elevación.

- Cuando no tienen irregularidades en planta, ni en elevación se calibra con:

$$0.85 * VEX \quad (52)$$

$$0.85 * VY \quad (53)$$

- Cuando ocurre el caso contrario al punto especificado anteriormente, se calibra con:

$$VDX = \max(1.00VEX, V1X) \quad (54)$$

$$VDY = \max(1.00VEY, V1Y) \quad (55)$$

4.7.4. Torsión adicional

Si la estructura requiere de un nivel de protección C, D o E, tiene irregularidad torsional es decir que cuando la deriva máxima del nivel de un extremo de la estructura, incluyendo la torsión accidental, es mayor a 1.2 veces el promedio de las derivas en ambos extremos de la estructura en la dirección de análisis o irregularidad torsional extrema es decir que la torsión accidental es mayor a 1.4 veces el promedio de las derivas en ambos extremos. (AGIES [9] NSE3-18 sección 2.3.2)

La estructura se deberá analizar por métodos dinámicos suponiendo excentricidades accidentales de 10 % y 15 % en lugar del 5 %. Se puede utilizar el procedimiento especificado en la sección 2.3.2 de NSE 3-18 o el procedimiento de ASCE/SEI 7-16 sección 12.8.4.3 el cual indica que los efectos de torsión se tendrán en cuenta multiplicando M_{ta} en cada nivel por un factor de amplificación torsional A_x .

$$A_x = \left(\frac{\delta_{max}}{1.2 * \delta_{avg}} \right)^2 \quad (56)$$

Donde:

δ_{max} es el desplazamiento máximo en el nivel x asumiendo $A_x=1$ (in o mm)

δ_{avg} es el promedio de los desplazamientos en los extremos de la estructura en el nivel x asumiendo $A_x=1$ (in o mm)

El factor de amplificación no debe de ser menor a 1 ni mayor a 3, para el diseño Se considera la carga más severa de cada elemento. (ASCE/SEI [10])

4.8. Control de desplazamientos de la estructura

La deriva de piso es la diferencia de desplazamientos horizontales del centro de masa del nivel k respecto del centro de masa del nivel $k-1$. (AGIES [9])

Para el control de los desplazamientos horizontales las derivas Δ son las que interesan y no los desplazamientos absolutos. Las derivas últimas máximas tolerables Δ_u se determinan según **NSE 7.5-18**, es importante la clasificación de la obra y el tipo de estructura. Se verifica con el sismo sin calibrar ni mayorar ni combinar con otras cargas. En la Figura 25 se muestran las derivas laterales permitidas.

ESTRUCTURA	CATEGORÍA		
	I o II	III	IV
Estructuras, que no sean muros de corte de mampostería, cuatro pisos o menos por encima de la base, con paredes interiores, divisiones, techos y sistemas de muros exteriores que han sido diseñados para acomodar las derivas de piso	0.025hsx	0.020hsx	0.015hsx
Muros de corte de mampostería en voladizo	0.010hsx	0.010hsx	0.010hsx
Otras estructuras de muros de corte de mampostería	0.007hsx	0.007hsx	0.007hsx
Todas las demás estructuras	0.020hsx	0.015hsx	0.010hsx

hsx = altura del nivel

Figura 25: Derivas laterales permitidas

(Fuente: Elaboración propia según AGIES NSE 7.5-18)

La deriva al límite de cedencia permitida se calcula de la siguiente forma:

$$\Delta cP = \frac{\Delta u}{Cd} \quad (57)$$

(EC 4.3.4-1 de NSE3-18)

4.9. Pórticos con arriostramientos excéntricos

4.9.1. Características

Los pórticos no arriostrados son estructuras relativamente flexibles y el diseño es controlado usualmente por las limitaciones de la distorsión de piso. Los pórticos con arriostramientos concéntricos presentan una situación inversa ya que se caracterizan por tener una elevada rigidez lateral pero su comportamiento sismorresistente puede verse afectado por el pandeo de las riostras comprimidas. (Crisafulli [8])

En 1970 se desarrolló en Japón y Estados Unidos un sistema que trata de combinar las ventajas de los dos sistemas anteriores, contrarrestando sus debilidades. Así, surgieron los pórticos arriostrados excéntricamente.

Los pórticos arriostrados excéntricamente se caracterizan por desarrollar una respuesta dúctil y estable, las fuerzas axiales inducidas en los arriostramientos son transferidas me-

diante esfuerzos de corte y flexión en el enlace o link donde se disipa energía por cedencia del acero. Es importante detallar adecuadamente los enlaces para evitar que el pandeo local y otros fenómenos de inestabilidad afecten la respuesta. El resto de los componentes del pórtico se dimensionan por capacidad para asegurar que permanecen en el rango elástico.

El diseño por capacidad es un procedimiento que permite al diseñador definir un mecanismo de deformación plástica ya sea por flexión y/o corte en el enlace y evitar así los modos de falla no deseados como el pandeo de las riostras y columnas.

4.9.2. Desempeño estructural

- Es un sistema capaz de desarrollar ductilidad. Disipación de energía e incursiones inelásticas significativas.
- Se pueden presentar dos mecanismos: cedencia por flexión y cedencia por corte en el enlace
- Tiene una gran rigidez elástica

4.9.3. Clasificación según la disposición de los arriostramientos

Los pórticos con arriostramiento excéntrico se pueden disponer de diversas formas ubicando el enlace en el centro de la viga, a un extremo de la viga o a ambos.

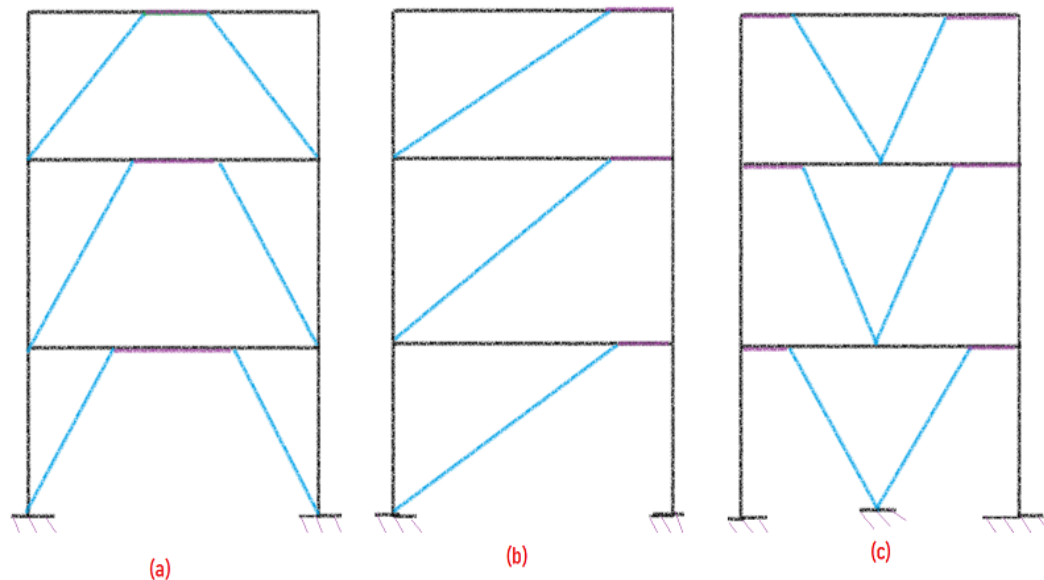


Figura 26: Configuraciones típicas para pórticos arriostrados excéntricamente

(Fuente: Elaboración propia)

4.9.4. Clasificación según su nivel de desempeño sismorresistente

Según la norma AGIES NSE7.5-18 se clasifica como un pórtico excéntrico de alta ductilidad, requiere de todos los requisitos para el diseño en zona sísmica establecidos en la norma. En las normas AISC a este tipo de estructuras se les clasifica como edificaciones especiales. (AGIES [11])

4.9.5. Requisitos en pórticos con arriostramientos excéntricos

4.9.6. Disposiciones generales

Los pórticos con arriostramiento excéntrico o EBF deberán de satisfacer los requerimientos establecidos en el capítulo F de la norma ANSI/AISC 341-16. En la Figura 26 se puede observar un resumen de los chequeos de ductilidad que se requieren para los distintos miembros.

Sistema	Ductilidad Alta λ_{hd}	Ductilidad moderada λ_{md}	Sección de referencia del AISC (Provisiones Sísmicas)
EBF (Marcos con arriostramiento excéntrico)			
<i>Riostras</i>		X	F3.5a
<i>Columnas</i>	X		F3.5a
<i>Enlace</i>	X a		F3.5b.1
<i>Viga fuera del enlace</i>		X	F3.5a

a. Ver excepciones en la sección F3.5b.1. del AISC

Figura 27: Resumen de requerimientos de ductilidad de los miembros

(Fuente: Elaboración propia según manual sísmico AISC)

Limitaciones viga - eslabón

Los enlaces deben satisfacer los requerimientos de alta ductilidad de la norma ANSI/AISC 341-16. Los enlaces deben ser de secciones tipo W laminados en caliente o electro soldados, o de sección cuadrada electro soldada, pero no cualquier perfil tubular se puede usar.

- Si la longitud del enlace es menor a $1.6M_p/V_p$ y la sección es tipo W, se permite que las alas cumplan solo con los requerimientos de ductilidad moderada
- El alma del enlace debe tener un solo espesor
- No se permiten refuerzos con planchas o agujeros

4.9.7. Fuerza a corte requerida en la viga-eslabón

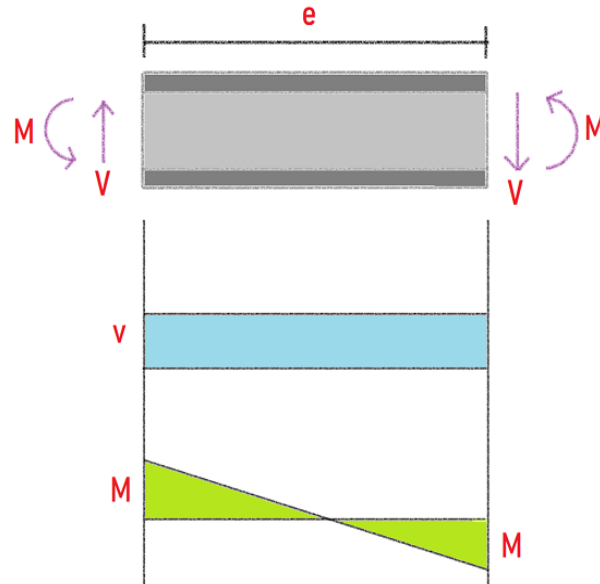


Figura 28: Equilibrio de fuerzas en el enlace

(Fuente: Elaboración propia)

Es importante determinar si la resistencia plástica del enlace es controlada por corte o por flexión.

La resistencia de diseño a corte del enlace debe ser el menor valor obtenido de los estados límites de cedencia a corte en el alma y cedencia a flexión en el área gruesa. Para ambos estados límites se utiliza:

$$\phi = 0.90 \quad (58)$$

- Para cedencia por corte:

$$V_n = V_p \quad (59)$$

(F3-1 de AISC 341-16)

$$\frac{P_r}{P_c} \leq 0.15 \rightarrow V_p = 0.6 * F_y * A_l w \quad (60)$$

(F3-2 de AISC 341-16)

$$\frac{Pr}{Pc} > 0.15 \rightarrow Vp = 0.6 * Fy * Alw \sqrt{1 - \left(\frac{Pr}{Pc}\right)^2} \quad (61)$$

(F3-3 de AISC 341-16)

Donde:

- Alw es el área del alma del enlace y depende del tipo de sección transversal
- Pr = Pu es la resistencia axial requerida utilizando las combinaciones de cargas LRFD
- Pc = Py es la resistencia nominal axial = FyAg

- **Para la cedencia por flexión:**

$$Vn = \frac{2Mp}{e} \quad (62)$$

(F3-7 de AISC 341-16)

$$\frac{Pr}{Pc} \leq 0.15 \rightarrow Mp = Fy * z \quad (63)$$

(F3-8 de AISC 341-16)

$$\frac{Pr}{Pc} > 0.15 \rightarrow Mp = Fy * Z * \left(\frac{1 - \frac{Pr}{Pc}}{0.85}\right) \quad (64)$$

(F3-9 de AISC 341-16)

Longitud del enlace: Se debe limitar la longitud del enlace para cuando $P_r/P_c > 0.15$ como se describe a continuación:

Cuando $\rho' \leq 0.5$

$$e \leq \frac{1.6 * Mp}{Vp} \quad (65)$$

(F3-10 de AISC 341-16)

Cuando $\rho' > 0.5$

$$e \leq \frac{1.6 * Mp}{Vp} * (1.15 - 0.3 * \rho') \quad (66)$$

(F3-11 de AISC 341-16)

Donde:

$$\rho' = \frac{\frac{Pr}{Pc}}{\frac{Vr}{Vc}} \quad (67)$$

(F3-12 de AISC 341-16)

Donde:

$V_r = V_u =$ Resistencia requerida a corte basada en las combinaciones de carga de LRFD

$V_c = V_y =$ Resistencia nominal a la cedencia por corte = $0.6 * F_y * A_w$

4.9.8. Rotación plástica en la viga - eslabón

El ángulo de rotación del enlace es el ángulo inelástico entre el enlace y la viga fuera del enlace cuando la deriva total del piso es igual a la deriva de diseño del piso, Δ .

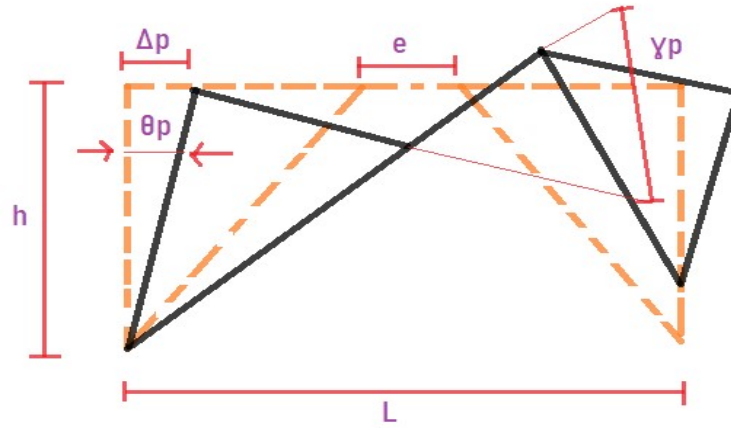


Figura 29: Ángulo de rotación del enlace

(Fuente: Elaboración propia según manual sísmico AISC)

$$\lambda_p = \frac{L}{e} * \theta_p \quad (68)$$

Donde:

λ_p es el ángulo de rotación plástico

θ_p es el ángulo de deriva plástica del piso

$$\theta_p = \frac{\Delta_p}{h} \quad (69)$$

Δ_p es la deriva plástica de piso

$$\Delta_p = \text{derivadediseo} - \text{derivaelstica} \quad (70)$$

El ángulo de rotación del enlace no debe de exceder los siguientes valores:

- Para enlaces con longitud $1.6M_p/V_p$ o menor: 0.08 rad
- Para enlaces con longitud $2.6M_p/V_p$ o mayor: 0.02 rad

Donde:

M_p es la resistencia plástica nominal a flexión del enlace, kip-in. (N-mm)

V_p es la resistencia plástica nominal a corte del enlace, kips (N)

Cuando la longitud del enlace seleccionado no es mayor de $1.6M_p/V_p$ la **cedencia por corte** domina la respuesta inelástica.

Si la longitud de enlace seleccionado es mayor a $2.6M_p/V_p$ la **cedencia por flexión** domina la respuesta inelástica.

Para enlaces con longitudes intermedias mencionadas en los puntos anteriores la respuesta inelástica ocurre por una **combinación de cortante y flexión**.

Según el manual sísmico AISC es recomendable realizar un diseño conservador de los enlaces en los primeros dos o tres niveles. Esto se logra brindando por lo menos 10% a los enlaces del esfuerzo cortante disponible sobre el esfuerzo cortante requerido.

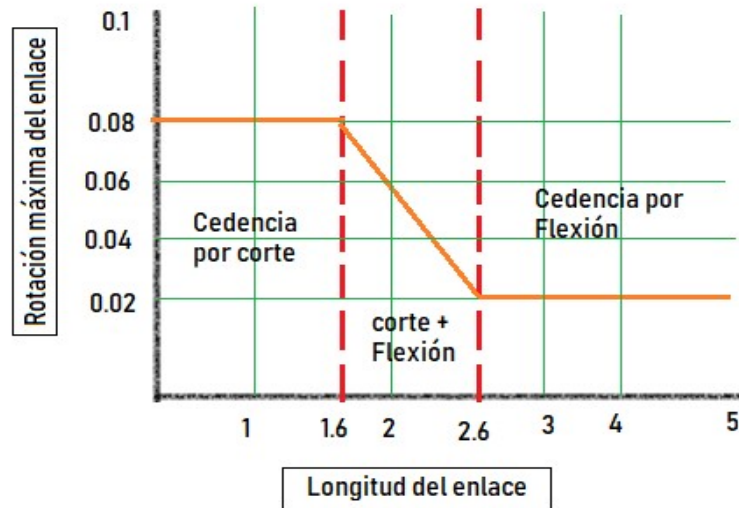


Figura 30: Longitud de enlace vs rotación máxima

(Fuente: Elaboración propia según manual sísmico AISC)

4.9.9. Rigidizadores en la viga – eslabón

Los rigidizadores se colocan para la altura total del alma en ambos lados del en donde se conectan los arriostramientos. Los rigidizadores deben de tener un ancho no menor a $bf-2tw$ y un espesor no menor que el mayor entre $0.75tw$ o $3/8in$. Donde bf y tw son las alas del link y el espesor del alma.

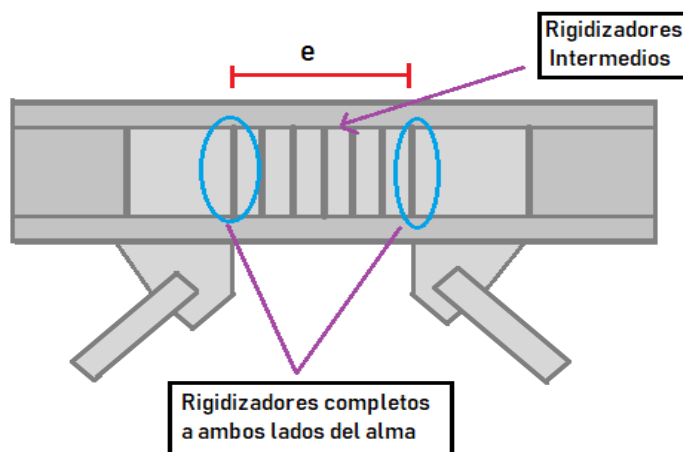


Figura 31: Rigidizadores en el enlace

(Fuente: Elaboración propia según manual sísmico AISC)

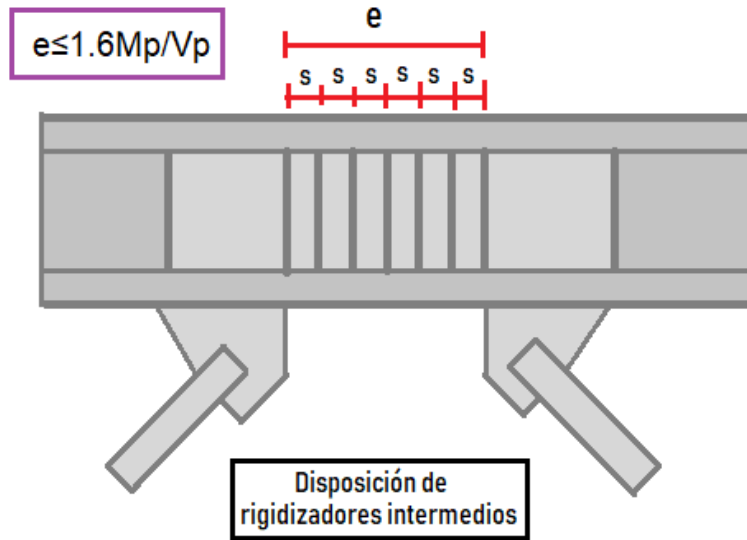


Figura 32: Rigidizadores intermedios

(Fuente: Elaboración propia según manual sísmico AISC)

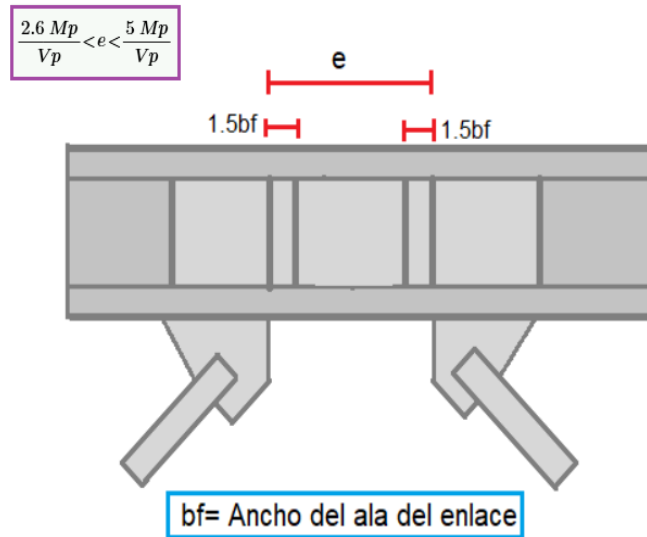


Figura 33: Rigidizadores intermedios para enlces de longitud $2.6 M_p/V_p < e < 5M_p/V_p$

(Fuente: Elaboración propia según manual sísmico AISC)

4.9.10. Conexiones viga – eslabón con columnas

Si existe una conexión entre el enlace y una columna esta debe ser totalmente restringida (FR), debe ser capaz de resistir la rotación inelástica que se genera en el enlace y se debe diseñar con una resistencia a corte como mínimo de $R_y V_n$ y una resistencia a flexión al menos igual al momento que se genera cuando el enlace desarrolla su resistencia nominal a corte. (ANSI/AISC [12])

La conexión debe de ser precalificada, similar a una conexión viga – columna en pórticos sin arriostramiento. Cabe mencionar que los arriostramientos se deben diseñar para resistir una fracción del momento que se genera en el extremo del enlace y se deben considerar conexiones totalmente restringidas (FR). (ANSI/AISC [12])

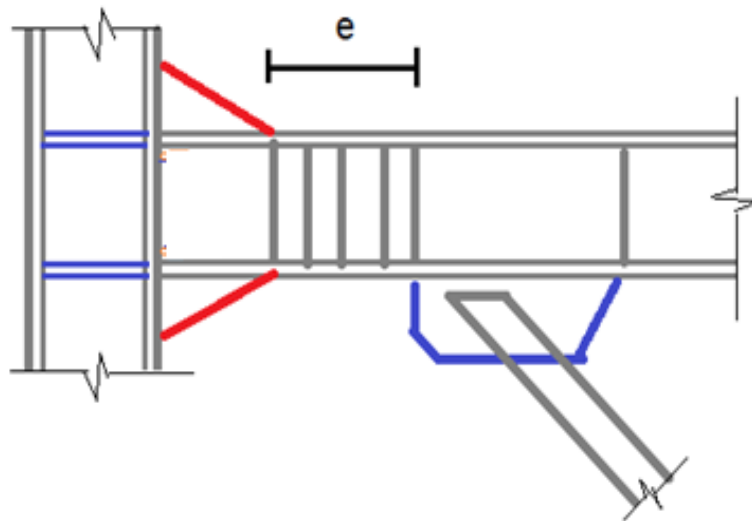


Figura 34: Detalle del enlace y conexión

(Fuente: Elaboración propia según Alacero)

4.9.11. Arriostramientos laterales en viga – eslabón

La viga se debe de arriostrar en ambas alas en los extremos del enlace, para secciones W. Deberán tener una resistencia y rigidez para zonas donde se espere la formación de articulaciones plásticas.

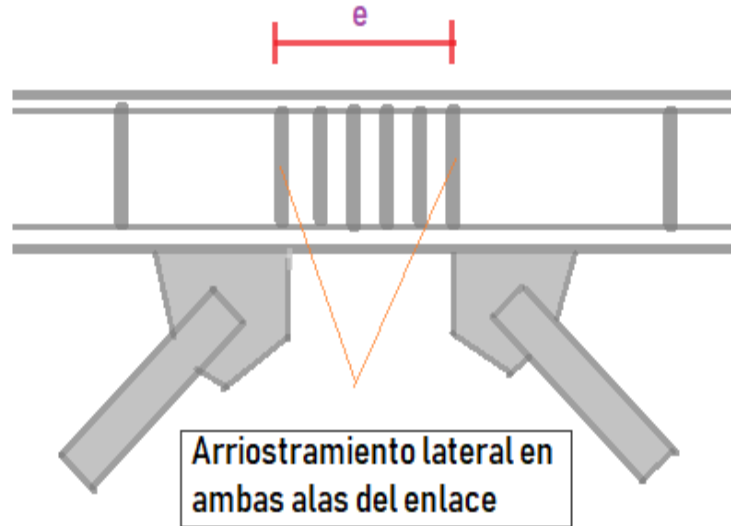


Figura 35: Vista frontal del arriostramiento lateral

(Fuente: Elaboración propia según manual sísmico AISC)

La resistencia requerida para el arriostramiento lateral de cada ala adyacente a la rótula plástica será:

$$Pu = 0.06 * Ry * Fy * \frac{z}{ho} \quad (71)$$

(D1-4 del AISC)

Donde:

- **ho** es la distancia entre los centroides de las alas del enlace

También se puede medir en términos de la resistencia torsional

$$Mu = 0.06 * Ry * Fy * Z \quad (72)$$

(D1-5 del AISC)

La rigidez requerida debe satisfacer el valor β_{br} para arriostramiento lateral o torsional de vigas con $C_d=1$ y donde la resistencia requerida a flexión de la viga sea:

$$M_r = M_u = R_y * F_y * Z \quad (73)$$

(D1-6 del AISC)

$$\beta_{br} = \frac{1}{\phi} \left(\frac{4 * M_r * C_d}{L_b * h_o} \right) \quad (74)$$

Donde:

- $\phi = 0.75$
- h_o es la distancia entre los centroides de las alas del enlace
- L_b es la longitud entre puntos a ser arriostrados

4.9.12. Arriostramientos diagonales

Los arriostramientos se deben diseñar bajo los principios del diseño por capacidad para desarrollar toda la capacidad inelástica del enlace. Los arriostramientos están sujetos a cargas axiales elevadas combinadas con momentos de flexión significativos.

Los arriostramientos deben de cumplir con los requisitos establecidos en la sección D1.1 para miembros de ductilidad moderada del AISC. La resistencia requerida del arriostramiento es una combinación de las fuerzas gravitacionales mayoradas con las fuerzas generadas por el link de cortante. (ANSI/AISC [12])

$$V_{mp} = 1.25 * R_y * V_n \quad (75)$$

4.9.13. Vigas fuera del eslabón

Las vigas fuera del enlace son de una sección diferente a la del enlace, se diseña usando los principios de diseño por capacidad. Esta viga debe de satisfacer las limitaciones de ancho-espesor descritas en la sección **D1.1 del AISC** para miembros con ductilidad moderada. La viga fuera del enlace debe de permanecer esencialmente elástica bajo esfuerzos generados por la cedencia y el endurecimiento por deformación del enlace.

La viga fuera del enlace está sujeta a una combinación de esfuerzo axial grande y un momento de flexión, por tanto, para el diseño se debe de tratar como viga-columna. El

esfuerzo disponible se encuentra definido en la **sección H (Diseño de miembros para solicitaciones combinadas y torsión)** de las especificaciones del AISC.

Cuando la viga fuera del enlace es de la misma sección del enlace la resistencia se determina usando las propiedades del material esperadas. Esto se encuentra descrito en la **sección A3.2 del AISC**.

La sollicitación mayorada en las vigas fuera del enlace debe ser por lo menos 1.1 veces las fuerzas generadas por la resistencia teórica al corte esperado de la viga-enlace, las vigas fuera del enlace deben resistir dichas fuerzas con el fin de garantizar la estabilidad del pórtico.

$$V_{mp} = 1.1 * R_y * V_n \quad (76)$$

$$M_{mp} = \frac{0.88 * (1.25) * R_y * V_n * e}{2} \quad (77)$$

El 1.1 se obtiene de multiplicar 1.25 factor que toma en cuenta la deformación por endurecimiento y 0.88 factor que multiplica fuerzas sísmicas. Esto significa que todos los enlaces por encima de la columna que está en consideración no van a alcanzar su máximo esfuerzo cortantes simultáneamente.

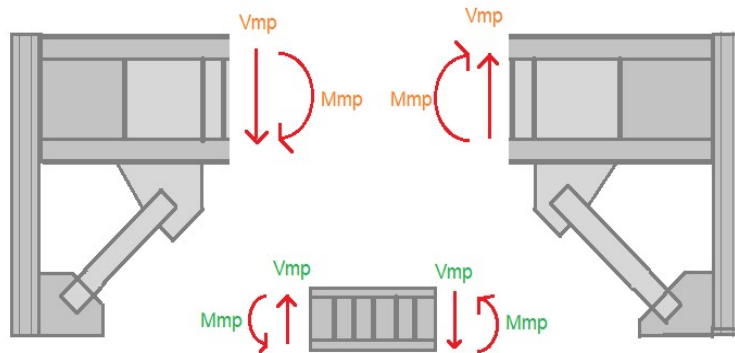


Figura 36: Esfuerzos en viga fuera del enlace

(Fuente: Elaboración propia según manual sísmico AISC)

4.9.14. Conexiones viga – columna

La conexión viga-columna debe de cumplir con las especificaciones correspondiente de pórticos no arriostrados especiales. Se diseñan como conexiones simples con capacidad de rotación de 0.025 rad como mínimo o como conexiones a momento.

La conexión debe de ser diseñada para resistir el momento igual al menor entre 1.1 veces la resistencia a flexión de la viga $1.1R_yM_p$ y 1.1 veces la suma de la resistencia a flexión esperada de las columnas $\sum R_yF_yZ$.

El momento debe de ser considerado en combinación con la resistencia requerida de la conexión del arriostramiento y de la conexión de la viga.

NOTA

El diseño de conexiones queda fuera del alcance de este trabajo, consultar sección F2.6b del AISC 341-16 para más información.

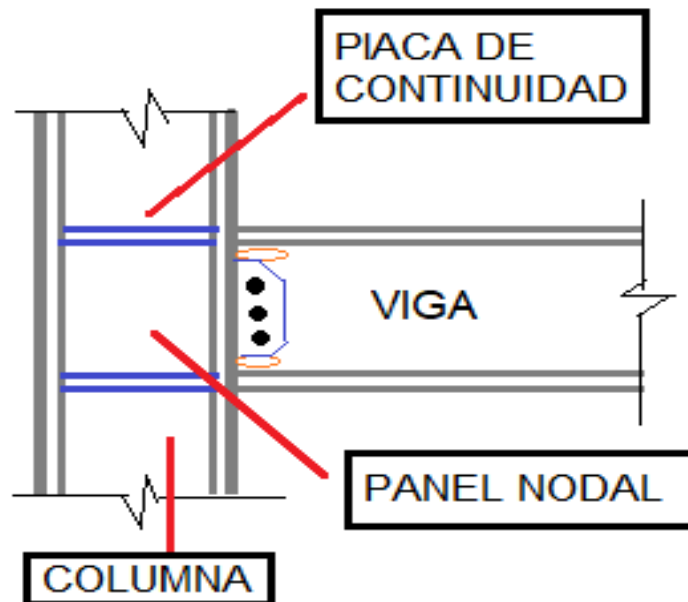


Figura 37: Detalle de conexión viga-columna

(Fuente: Elaboración propia según Alacero)

4.9.15. Requisitos en columnas

Las columnas están diseñadas siguiendo los principios del diseño por capacidad de tal forma que la capacidad y deformación del pórtico se desarrolle sin la falla de ninguna columna y sin la formación de piso débil. Es importante evitar la formación de rótulas plásticas en las columnas ya que cuando se combine con la formación de la rótula en los enlaces puede resultar la formación de piso débil.

Las columnas deben de cumplir con los requerimientos de la sección D1.1 para miembros de alta ductilidad del AISC 341-16. Se debe de considerar la carga sísmica amplificada suponiendo que actúa un corte máximo probable $V_{mp} = 1.25R_y V_u$.

La sección F3.3 indica que la columna debe de tener la capacidad de resistir las fuerzas generadas por la sumatoria de cortantes de los enlaces de los niveles superiores además de las cargas gravitacionales mayoradas.

La carga sísmica amplificada se define de la siguiente manera:

$$E_m h = \Omega_o S \quad (78)$$

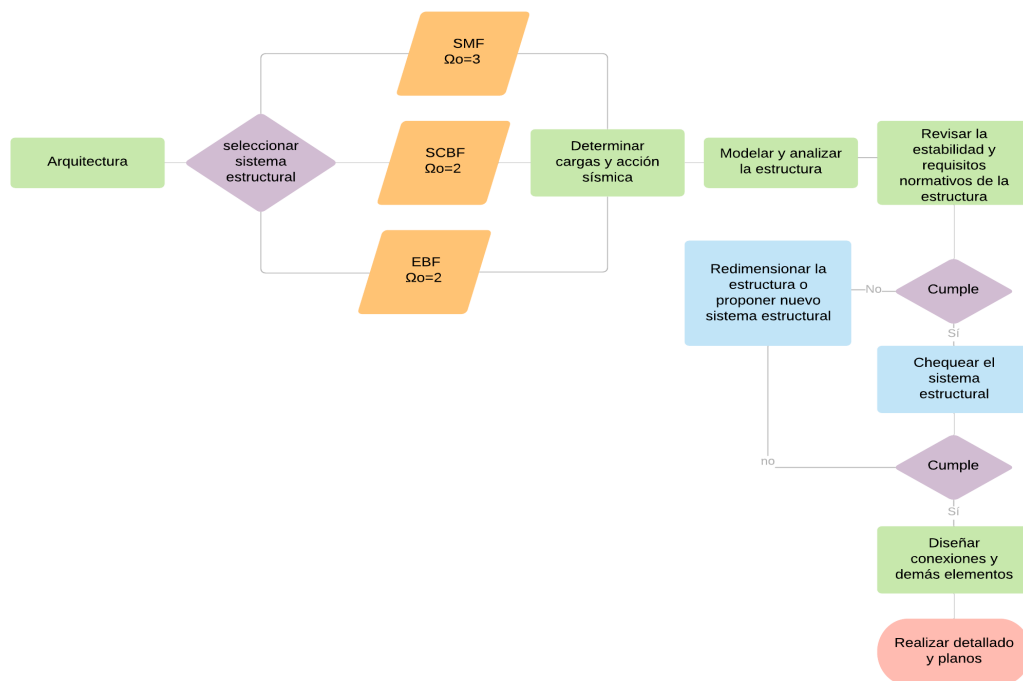
Donde:

$$\Omega_o = \frac{V_{mp}}{V_u} \quad (79)$$

V_u es el cortante proveniente del análisis sin la acción sísmica aplificada.

- Se consultaron diferentes fuentes de información tales como libros de texto, normas locales e internacionales, guías de diseño entre otras. Se determinó la filosofía y los pasos a seguir para elaborar el diseño sismorresistente de una edificación en acero bajo el sistema EBF.
- Se establecieron los lineamientos técnicos para el diseño de los diferentes elementos de la estructura. Dichos parámetros se resumen en el marco teórico de este trabajo.
- Se recopilaron los lineamientos para el diseño y chequeo sismorresistente de los elementos utilizando las normas ANSI/AISC 360-16 y 341-16 y AGIES 2018. Esta información se complementó con libros de texto y recomendaciones, entre los lineamientos recopilados se encuentran: - La determinación de la acción sísmica - Los casos de carga y combinaciones - Criterios de análisis de la estructura - Control de los desplazamientos
- Se hicieron diagramas de flujo con el objetivo de resumir los pasos a seguir para el diseño sismorresistente de una estructura de acero bajo el sistema EBF.
- Utilizando el software Mathcad se realizaron hojas de cálculo desde la determinación de las acciones sísmicas hasta el diseño y chequeo de cada elemento de una estructura de acero bajo el sistema EBF.
- Se realizó un ejemplo el cual se resolvió con el uso de este manual.
- Se compararon los resultados utilizando el software ETABS.

6.1. Diagrama de Flujo 1: Pasos generales para el diseño sismorresistente



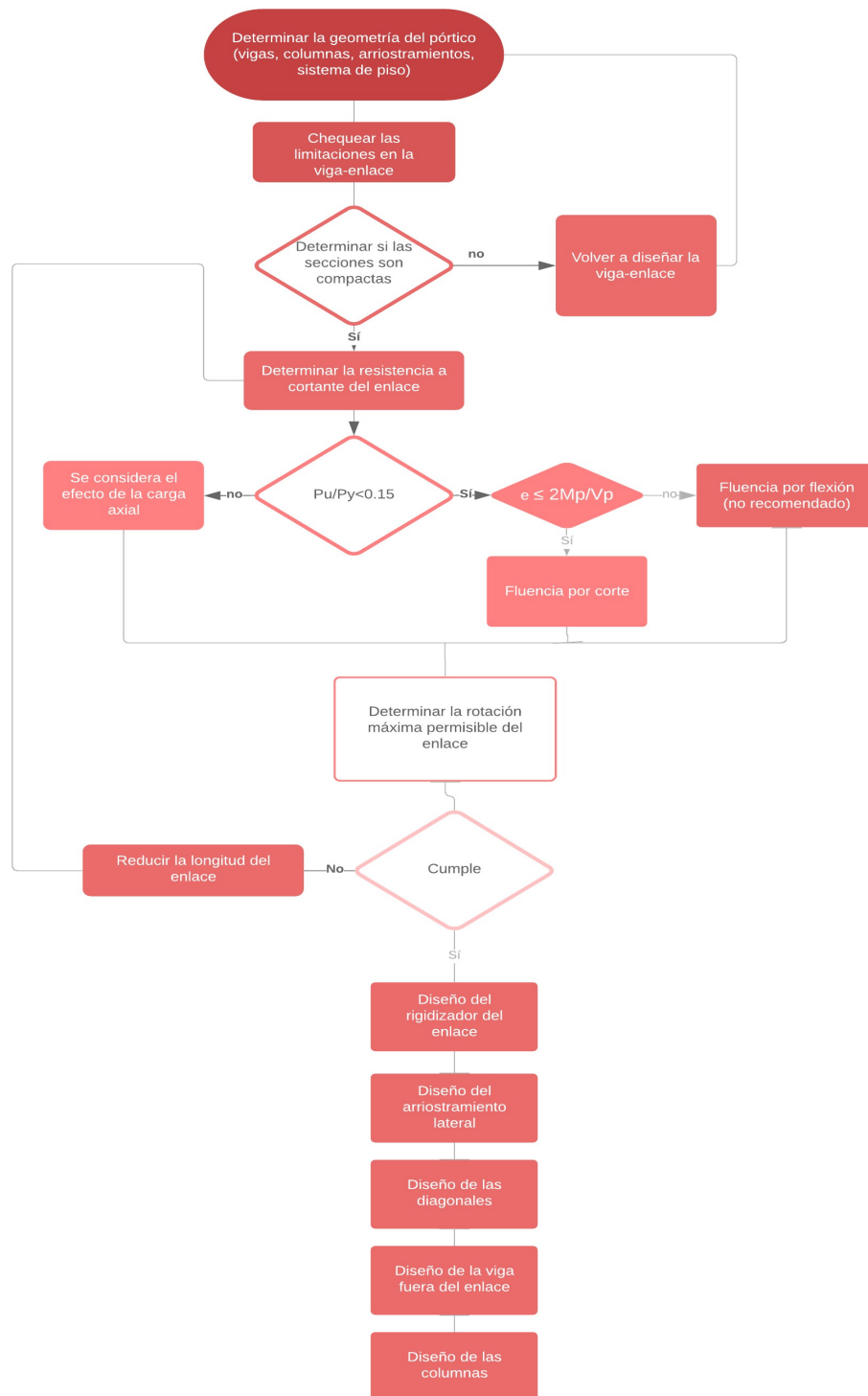
(Fuente: Elaboración propia)

6.2. Diagrama de Flujo 2: Determinación de la acción sísmica



(Fuente: Elaboración propia)

6.3. Diagrama de Flujo 3: Diseño de sistema EBF



(Fuente: Elaboración propia)

6.4. Hoja de cálculo: Edificaciones sismorresistentes AGIES 2018

Consultar final de la sección 6

6.5. Hoja de cálculo 2: sistema EBF

Consultar final de la sección 6

6.6. Tablas de uso

- Tabla 1-2 Summary of member ductility requirements ([Seismic design manual third edition](#))
- Tabla 1-3 Sections that satisfy seismic width-to-thickness requirements ([Seismic design manual third edition](#))
- Table 1-9a Design coefficients and factors for steel and steel composite seismic force-resisting systems ([Seismic design manual third edition](#))
- Tabla 3.7.1-1 Cargas vivas para edificaciones ([Agies NSE2-18](#))
- Tabla 4.2.2-1 Nivel de protección y probabilidad del sismo de diseño ([Agies NSE2-18](#))
- Tabla 4.5-1 Coeficientes de sitio F_a ([Agies NSE2-18](#))
- Tabla 4.5-2 Coeficientes de sitio F_v ([Agies NSE2-18](#))
- Tabla 4.5.5-1 Factores K_d de acuerdo al nivel de sismo ([Agies NSE2-18](#))
- Tabla 4.6.2-1 Tipo de fuente sísmica ([Agies NSE2-18](#))
- Tabla 4.6.2-2 Factor N_a para períodos cortos de vibración ([Agies NSE2-18](#))
- Tabla 4.6.2-3 Factor N_v para períodos largos de vibración ([Agies NSE2-18](#))

- Tabla 9.1.4-1 Notación (Agies NSE2-18)
- Tabla A-1 Listado de amenaza sísmica y velocidad básica del viento por municipio para la República de Guatemala (Agies NSE2-18)
- Tabla 4.3.3-1 Coeficientes de Respuesta Post-elástica y limitaciones para sistemas de resistencia lateral en acero (Agies NSE7.5-18)
- Tabla 6.2-1 Derivas laterales permitidas (Agies NSE7.5-18)
- Table B4.1.a Width-to-thickness ratios: compression elements members subject to axial compression (AISC 360-16)
- Table 1-1 W shapes (AISC 14th steel construction manual)

6.7. Ejemplo de aplicación: memoria de cálculo EBF

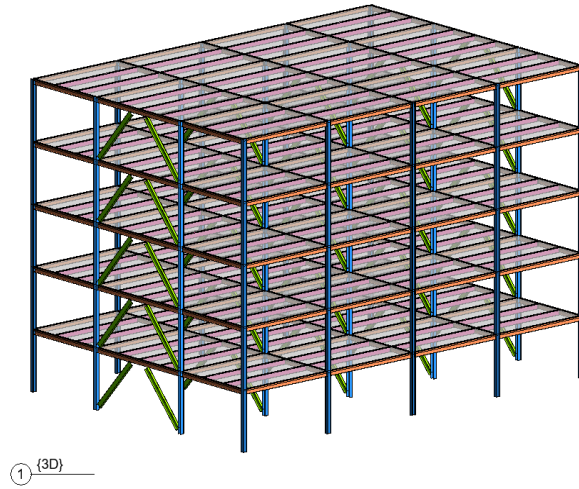
Se debe diseñar un edificio con las siguientes características:

- **Ubicación:** Zona 10, Ciudad de Guatemala
- **Uso:** Oficinas y cubierta con acceso
- **Sistema Estructural:** por temas de arquitectura se requieren riostras excéntricas en la dirección Y

NOTA

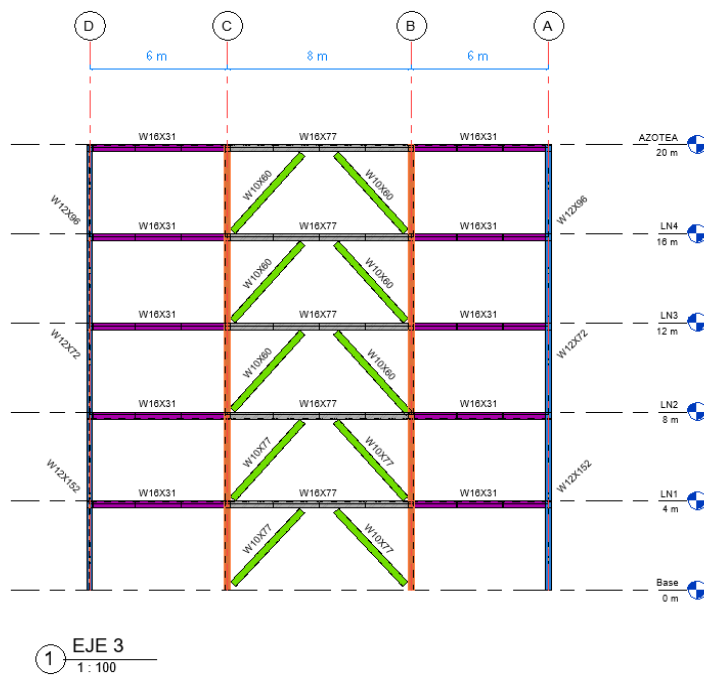
Consultar anexos para ver los cálculos realizados para el ejemplo propuesto.

Modelo 3D del edificio de oficinas



(Fuente: Elaboración propia)

Elevación del pórtico diseñado



(Fuente: Elaboración propia)

6.8. Comparación de resultados utilizando ETABS

Al realizar la comparación de los resultados obtenidos con ETABS se pudo observar que los resultados son bastante parecidos. La diferencia radica en ciertas simplificaciones que realiza el programa y algunas aproximaciones. Cabe mencionar que la versión de ETABS a utilizar es importante ya que ETABS 16 no tiene las normas más recientes.

El modelo solo se analizó utilizando la versión 17 ya que a la hora de exportar a la versión 16 utilizando la extensión \$et el programa no logró reconocer bien los datos y por ende no realizó ningún análisis. En la Figura 38 se puede observar el mensaje mostrado. En la hoja de cálculo del ejemplo realizado se puede observar la comparación de los datos obtenidos con ETABS y la hoja programada utilizando mathcad.

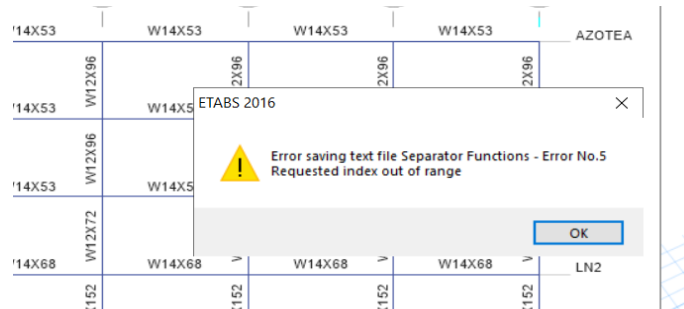


Figura 38: Error mostrado por ETABS 16

- El diseño del enlace es uno de los pasos más importantes para el diseño de un pórtico EBF.
- Es importante tener clara la filosofía de diseño y los pasos a seguir para realizar el diseño sismorresistente de una edificación de acero.
- El uso de programas de cálculo estructural como lo es ETABS es indispensable en el análisis y diseño ya que los edificios son cada vez más altos y más asimétricos.
- Existe una leve diferencia de resultados con la hoja de Mathcad y el análisis realizado por ETABS debido a la cantidad de decimales utilizados en Mathcad.
- Se deben tener claro en que dirección es más conveniente utilizar este sistema y cuáles son las implicaciones.
- El diseño de estructuras en acero tiene varios requisitos para garantizar el buen funcionamiento del sistema, sin embargo al tener claros los conceptos estos pueden ser simplificados y resumidos como se hizo en los diagramas de flujo
- La programación de hojas de cálculo en Mathcad para el diseño de pórticos EBF facilita la realización de cálculos, la verificación del procedimiento ya que muchas veces son procedimientos repetitivos.
- Este tipo de sistema estructural será utilizado según los requerimientos de la arquitectura presentada, de la eficiencia y del factor económico.
- Para el análisis del pórtico es importante considerar las normativas locales sísmicas y construcciones en acero
- Los pórticos EBF ayudan a controlar los desplazamientos laterales

Recomendaciones

- Se recomienda diseñar los enlaces por cortante
- Se recomienda verificar los resultados obtenidos utilizando las combinaciones sísmicas de AGIES NSE7.5-18 con las combinaciones proporcionadas por ASCE 7-16
- Se recomienda profundizar en el estudio de conexiones precalificadas ya que estas garantizan el comportamiento adecuado de las estructuras
- Se recomienda realizar un análisis por desempeño del pórtico EBF
- Se recomienda realizar un análisis time-history del pórtico EBF
- Se recomienda realizar un análisis no lineal pushover del enlace y de las columnas
- Se recomienda utilizar la versión 17 de ETABS, si se utiliza la versión 16 es importante tener en cuenta que realiza el diseño con la norma ASIC 360-10
- Se recomienda modelar el pórtico a analizar en Abaqus CAE para poder observar mejor el comportamiento del link

Bibliografía

-
- [1] J. C. McCormac, *Diseño de estructuras de acero*, es. México D.F.: Alfaomega Grupo Editor, 2015, OCLC: 968710511, ISBN: 978-607-707-559-2.
 - [2] W. D. Callister y W. D. Callister, *Fundamentals of materials science and engineering: an interactive etext*, en. New York: Wiley, 2001, ISBN: 978-0-471-39551-5.
 - [3] S. Vinnakota, *Estructuras de Acero: Comportamiento y LRFD*. México D.F.: McGraw-Hill, 2006, ISBN: 970-10-5639-6.
 - [4] *First skyscraper*, en-GB. dirección: <https://www.guinnessworldrecords.com/world-records/first-skyscraper/> (visitado 14-07-2019).
 - [5] G. Espinosa, *Diseño por desempeño*, [Web; accedido el 06-08-2019], 2013. dirección: [URL%7Bhttp://www.ai.org.mx/ai/images/sitio/201310/ingresos/gbe/dise_o_por_desempe_o_presentacion.pdf%7D](http://www.ai.org.mx/ai/images/sitio/201310/ingresos/gbe/dise_o_por_desempe_o_presentacion.pdf%7D).
 - [6] Acero Torices, *Losacero*, ES, OCLC: ocm76851425, 2019. dirección: <https://acerostorices.com/>.
 - [7] AGIES, *NSE-2-2018 Demandas estructurales y condiciones de sitio*, ES, 2018.
 - [8] F. Crisafulli, *Diseño sismorresistente de construcciones de acero*, mar. de 2018.
 - [9] AGIES, *NSE-3-2018- Diseño estructural de edificaciones*, ES, 2018.
 - [10] ASCE/SEI, *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, EN, 2016.
 - [11] AGIES, *Diseño de edificaciones de acero*, ES, 2018.
 - [12] ANSI/AISC, *Seismic Design Manual*, 2018.

CAPÍTULO 10

Anexos

10.1. Manual losacero Galvadeck

10.2. Espectro de diseño

10.3. EBF hoja de cálculo

INDICE

I. INTRODUCCIÓN

•Definición Galvadeck.....	2
•Descripción del Sistema Galvadeck.....	3
•Ventajas de Galvadeck.....	4
•Especificaciones.....	5

II. TIPOS DE GALVADECK Y SOBRECARGAS PERMISIBLES

•Galvadeck 15 y 15T/36.....	6
•Galvadeck 25.....	9
•Galvadeck 30.....	12

III. INFORMACIÓN GENERAL

•Sobrecargas Permisibles.....	15
•Refuerzo por Temperatura.....	15
•Voladizos.....	15

IV. VIGAS DE SECCIÓN COMPUESTA

•Definición.....	16
•Principales Ventajas.....	16
•Método de Construcción.....	17
•Tipos de Conectores a Cortante.....	17
•Recomendaciones en colocación de Pernos.....	18

V. ESPECIFICACIONES PARA LA INSTALACIÓN

•Puntos a cumplir antes de instalar.....	19
•Instalación.....	20

VI. DISEÑO DE UN ENTREPISO METÁLICO

•Ejemplo.....	24
•Revisión Apuntalamiento.....	24
•Revisión Sección Compuesta.....	26
•Conclusiones.....	28

I. INTRODUCCIÓN

Definición GALVADECK

- El GALVADEK es un sistema de entrepiso metálico que trabajando en conjunto con el concreto y estructura, ofrece un concepto de construcción eficiente, económica y rápida al diseñador consiente del tiempo y costo total del proyecto.
- El GALVADEK ofrece un excelente desempeño y seguridad donde se requiera diseños en aplicaciones para zonas sísmicas, brindando una notable economía al reducir la necesidad de contraventeo estructural.
- Es un sistema constructivo el cual puede ser instalado bajo cualquier condición de clima, convirtiendolo en la mejor opción contra sistemas equivalentes los cuales pueden ocasionar retrasos en la terminación del proyecto.
- El GALVADEK utiliza en su fabricación material galvanizado cumpliendo con la norma ASTM A-653 y ofreciendo un esfuerzo mínimo a la cedencia de 37 ksi.
- Es por esto que el GALVADEK es su mejor opción en una amplia variedad de diseños y proyectos para entrepisos y azoteas.

NOTAS:

En detalles específicos de cada obra, los planos o dibujos rigen a cualquier detalle similar presentado en este manual. Los detalles de fijación mostrados en el presente manual no constituyen la única posibilidad para realizarlos, se muestran con el objetivo únicamente de ilustrar la posible solución, debiendo confiar en la experiencia y buen juicio del responsable de la instalación.

Periodicamente realizamos, revisamos y actualizamos las impresiones de nuestra información técnica, por lo que la presente edición sustituye en su totalidad el contenido de las anteriores, reservandonos el derecho de sustituir, eliminar ó incluir cualquier tipo de información ó detalle sin incurrir en ninguna responsabilidad con el usuario de nuestros productos.

Descripción del Sistema GALVADECK

- El GALVADECK actúa como acero de refuerzo y cimbra.
- Opera en forma similar a una viga trabajando como sección compuesta.

Elementos que la forman:

- Viga de Acero
 - Conectores de Cortante
 - Losa (Concreto + GALVADECK)
- Su eficiente patrón de embozado longitudinal localizado en las paredes de cada canal de GALVADECK actúan como conectores mecánicos que ayudan a incrementar la adherencia entre el GALVADECK y el concreto, evitando además el deslizamiento entre ellos, y logrando su desempeño como una sola unidad.
 - El concreto actúa como elemento de compresión efectivo y rellena los canales del GALVADECK, proporcionando una superficie plana para los acabados de la losa.
 - Esta diseñado para soportar la carga muerta completa del concreto antes del fraguado.
 - Después de que el concreto adquiere su resistencia propia, la sobrecarga de diseño es soportada por la sección compuesta donde el GALVADECK provee el refuerzo positivo del entrepiso.

Ventajas del GALVADECK

- Reemplaza la cimbra convencional de madera logrando eliminar en algunos casos el apuntalamiento temporal.
- Acelera la construcción por manejo de colados simultáneos en distintos niveles del Edificio, generando ahorro en mano de obra, costo y tiempo.
- Limpieza por el nulo trabajo con madera, alambres, etc., y seguridad por su rigidez hacia las cargas de tránsito.
- La lámina crea una membrana de estabilidad y resistencia contra los efectos sísmicos, cuando se crea el efecto de diafragma en la losa.
- Como opcional se puede suministrar en acabado GALVAKOLOR en la parte inferior para mejorar estética.
- Proporciona una plataforma segura de trabajo y almacenamiento antes de vaciar el concreto, (siempre que esté fijo a la estructura).
- Tiene aplicación tanto en estructuras de acero como de concreto.
- Menores cargas muertas en el peso total del edificio.

Especificaciones

- Todos los criterios y métodos de diseño se basan en la edición 1986 del "Manual de Miembros Estructurales de Acero Rolado en Frío", editado por American Iron and Steel Institute.
- Lámina galvanizada de acuerdo a la norma ASTM A-653 grado 37 ($F_y=37$ KSI). Como opción se puede suministrar con acabado GALVAKOLOR en la cara inferior.
- Para el cálculo de las propiedades de la sección compuesta se consideró concreto normal: Peso volumétrico $2,300 \text{ Kg/m}^3$. y un esfuerzo a la compresión $f'_c=200 \text{ Kg/cm}^2$.
- La longitud mínima de apoyo en los extremos para el GALVADECK deberá ser igual a 3.8 cm. (1.5").
- El recubrimiento mínimo de concreto sobre el GALVADECK será igual a 5 cm., y el recubrimiento sobre la malla electrosoldada de 2.5 cm.
- En secciones compuestas, el recubrimiento mínimo sobre la parte superior de un elemento conector (perno, canal CPS, ángulo, etc.) deberá ser de 1.3 cms. (1/2").
- Se deberá tomar en cuenta todas las especificaciones del reglamento de construcción con concreto del ACI 318 ultima edición.

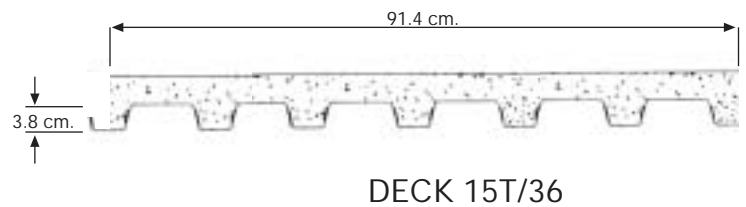
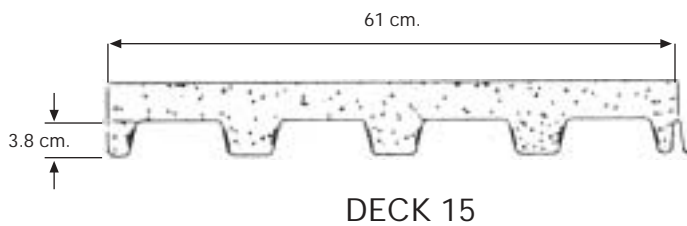
II. TIPOS DE GALVADECK Y SOBRECARGAS PERMISIBLES

GALVADECK 15 Y 15T/36

Características

- Tiene mejor aplicación en claros de 1.25 m. a 2.00 m. considerando el evitar apuntalamiento.
- Por su pequeño peralte, presenta un ahorro de concreto en claros cortos.

Peralte: 3.81 cms.
 Poder Cubriente: 60.96 cms. (DECK 15) y 91.44 cms. (DECK 15T/36).
 Calibre: 18 al 24
 Acabado: Pintado y Galvanizado



PROPIEDADES DE LA SECCIÓN DE ACERO

CALIBRE	PESO Kg/m ²		I cm ⁴ /m	Ssup cm ³ /m	Sinf cm ³ /m
	15	15T/36			
24	6.66	6.09	19.32	12.06	8.75
22	9.35	8.58	26.72	16.69	12.10
20	11.15	10.24	32.38	20.22	14.66
18	14.71	13.54	42.88	26.78	19.41

**GALVADECK 15 Y 15T/36
PROPIEDADES DE LA SECCIÓN COMPUESTA**

CALIBRE	ESPESOR DE CONCRETO cm	W_{dl} kg/m ²	V_r kg	I_c cm ⁴ /m	S_{sc} cm ³ /m	S_{ic} cm ³ /m
24	5	152	1084	198	61	35
	6	175	1445	283	76	46
	8	221	2168	532	114	74
	10	267	2891	910	161	111
22	5	155	1084	236	69	43
	6	178	1445	332	85	56
	8	224	2168	607	124	87
	10	270	2891	1017	174	127
20	5	157	1084	263	73	50
	6	180	1445	366	90	63
	8	226	2168	660	131	97
	10	272	2891	1093	182	139
18	5	161	1084	308	81	61
	6	184	1445	425	99	77
	8	230	2168	752	142	114
	10	276	2891	1226	196	162

SIMBOLOGÍA

- I** = Momento de Inercia de la sección de acero (cm⁴/m.)
- S_{sup}** = Módulo de sección de la sección de acero para la fibra superior (cm³/m.)
- S_{inf}** = Módulo de sección de la sección de acero para la fibra inferior (cm³/m.)
- W_{dl}** = Peso propio de la lámina y el concreto (kg/m²)
- V_r** = Resistencia al cortante (kg)
- I_c** = Momento de inercia de la sección compuesta (cm⁴/m)
- S_{sc}** = Módulo de sección de la sección compuesta para la fibra superior de la losa (cm³/m)
- S_{ic}** = Módulo de sección de la sección compuesta para la fibra inferior de la losa (cm³/m)
- t** = Espesor de la losa de concreto (cm)
- L** = Separación entre apoyos (m)

GALVADECK 15 Y 15T/36
SOBRECARGA PERMISIBLE (Kg/m²)

Calibre	L metros	Espesor de concreto cm.			
		t=5	t=6	t=8	t=10
24	1.25	1582	2137	3247	4358
	1.50	1293	1751	2669	3587
	1.75	1086	1476	2256	3037
	2.00	932	1260	1947	2624
	2.25	710	958	1603	2302
	2.50	540	743	1256	1949
	2.75	406	580	1000	1564
	3.00	312	447	805	1272
	3.25	246	351	653	1044*
	3.50	197	281	529*	863*
	3.75	158	228*	430*	718*
22	1.25	1579	2134	3244	4355
	1.50	1290	1748	2666	3584
	1.75	1083	1473	2253	3034
	2.00	929	1267	1944	2621
	2.25	808	1106	1703	2299
	2.50	644	906	1510	2042
	2.75	484	681	1211	1825
	3.00	372	524	959	1491
	3.25	293	412	754	1230
	3.50	234	330	604	1012
	3.75	190	268	491	822
20	1.25	1577	2132	3242	4353
	1.50	1288	1746	2664	3582
	1.75	1081	1471	2251	3032
	2.00	927	1265	1942	2619
	2.25	806	1104	1701	2297
	2.50	710	976	1508	2040
	2.75	539	750	1350	1830
	3.00	415	578	1042	1655
	3.25	326	454	820	1358
	3.50	261	364	656	1087
	3.75	212	296	533	884
18	1.25	1573	2128	3238	4349
	1.50	1284	1742	2660	3578
	1.75	1077	1467	2247	3028
	2.00	923	1261	1938	2615
	2.25	802	1100	1697	2293
	2.50	706	972	1504	2036
	2.75	627	866	1346	1826
	3.00	486	671	1188	1651
	3.25	382	528	934	1503
	3.50	306	422	748	1220
	3.75	249	343	608	991

NOTA: Los valores sombreados requieren apuntalamiento temporal al centro del claro.

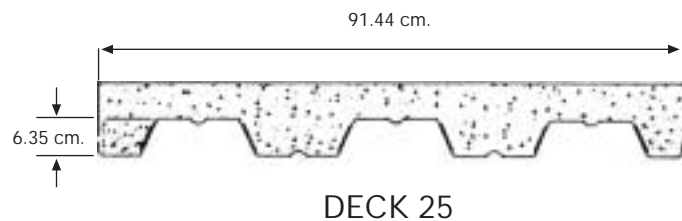
* Se requiere apuntalamiento temporal a los tercios del claro.

GALVADECK 25

Características

- Excelente capacidad de carga.
- Por su peralte soporta claros de 2.50 m. sin necesidad de apuntalamiento.
- Mayor poder cubriente, lo que repercute en ahorro de mano de obra, costo y tiempo en la instalación.

Peralte: 6.35 cm.
 Poder Cubriente: 91.44 cm.
 Calibre: 18 al 24
 Acabado: Pintado y Galvanizado



PROPIEDADES DE LA SECCIÓN DE ACERO

CALIBRE	PESO Kg/m ²	I cm ⁴ /m	Ssup cm ³ /m	Sinf cm ³ /m
24	5.91	54.30	16.86	17.35
22	8.29	76.15	23.65	24.33
20	9.89	90.66	28.15	28.97
18	13.04	119.48	37.10	38.18

GALVADECK 25

PROPIEDADES DE LA SECCIÓN COMPUESTA

CALIBRE	ESPESOR DE CONCRETO cm	W_{dl} kg/m ²	V_r kg	I_c cm ⁴ /m	S_{sc} cm ³ /m	S_{ic} cm ³ /m
24	5	195	1445	315	92	40
	6	218	1734	410	106	48
	8	264	2312	678	142	71
	10	310	2891	1074	187	101
	12	356	3469	1626	243	139
22	5	197	1445	391	105	51
	6	220	1734	502	121	61
	8	266	2312	804	159	86
	10	312	2891	1238	207	119
	12	358	3469	1834	265	161
20	5	199	1445	445	114	60
	6	222	1734	567	131	71
	8	268	2312	893	171	98
	10	314	2891	1356	220	133
	12	360	3469	1985	279	177
18	5	202	1445	538	127	75
	6	225	1734	678	146	88
	8	271	2312	1049	189	119
	10	317	2891	1564	242	158
	12	363	3469	2253	304	206

SIMBOLOGÍA

- I** = Momento de Inercia de la sección de acero (cm⁴/m.)
- S_{sup}** = Módulo de sección de la sección de acero para la fibra superior (cm³/m.)
- S_{inf}** = Módulo de sección de la sección de acero para la fibra inferior (cm³/m.)
- W_{dl}** = Peso propio de la lámina y el concreto (kg/m²)
- V_r** = Resistencia al cortante (kg)
- I_c** = Momento de inercia de la sección compuesta (cm⁴/m)
- S_{sc}** = Módulo de sección de la sección compuesta para la fibra superior de la losa (cm³/m)
- S_{ic}** = Módulo de sección de la sección compuesta para la fibra inferior de la losa (cm³/m)
- t** = Espesor de la losa de concreto (cm)
- L** = Separación entre apoyos (m)

GALVADECK 25
SOBRECARGA PERMISIBLE (KG/M2)

Calibre	L metros	Espesor de concreto cm.				
		t=5	t=6	t=8	t=10	t=12
24	1.80	1346	1631	2305	2902	3498
	2.00	1053	1280	1951	2581	3113
	2.20	836	1020	1567	2294	2798
	2.40	672	822	1274	1878	2535
	2.60	543	668	1047	1555	2210
	2.80	442	546	866	1298	1857
	3.00	360	448	721	1091	1571
	3.20	292	367	601	921	1338
	3.40	237	300	503	780	1145
	3.60	190	244	420	663	983
	3.80	151	197	350	563	845
	4.00		156	290	478	728
	4.20			238	405	627
4.40			194	341	540*	
22	1.80	1408	1706	2302	2900	3496
	2.00	1248	1514	2046	2579	3111
	2.20	1116	1352	1835	2316	2795
	2.40	907	1101	1597	2097	2532
	2.60	744	906	1321	1884	2310
	2.80	614	751	1102	1582	2119
	3.00	510	625	926	1338	1874
	3.20	424	523	782	1138	1604
	3.40	353	438	662	972	1380
	3.60	294	367	562	833	1192
	3.80	243	307	477	716	1033
	4.00	200	255	404	616	897
	4.20	163	211	342	529	781
4.40	131	173	288	455	679	
20	1.80	1407	1705	2300	2898	3494
	2.00	1246	1512	2044	2577	3109
	2.20	1115	1354	1834	2314	2794
	2.40	1005	1223	1659	2095	2531
	2.60	909	1089	1510	1910	2308
	2.80	756	908	1292	1751	2118
	3.00	633	763	1091	1530	1953
	3.20	532	643	926	1307	1797
	3.40	449	545	790	1122	1551
	3.60	379	462	676	967	1344
	3.80	320	392	579	835	1170
	4.00	269	332	496	723	1021
	4.20	225	280	425	627	892
4.40	188	236	364	543	781	
18	1.80	1404	1702	2298	2895	3491
	2.00	1243	1509	2041	2574	3106
	2.20	1112	1351	1831	2311	2791
	2.40	1002	1220	1656	2092	2528
	2.60	910	1109	1507	1907	2305
	2.80	830	1014	1380	1748	2115
	3.00	761	931	1270	1610	1950
	3.20	701	847	1174	1490	1805
	3.40	584	725	1014	1384	1678
	3.60	492	620	875	1204	1564
	3.80	418	527	757	1049	1417
	4.00	359	452	657	915	1244
	4.20	310	390	571	801	1094
4.40	269	340	496	702	965	

NOTA: Los valores sombreados requieren apuntalamiento temporal al centro del claro.

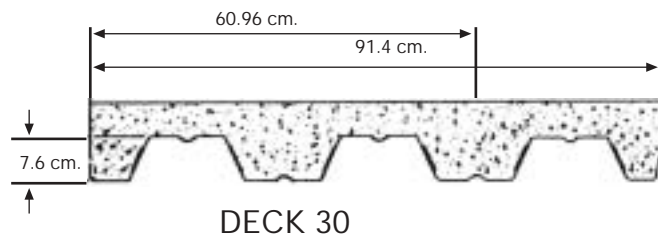
* Se requiere apuntalamiento temporal a los tercios del claro.

GALVADECK 30

Características

- Gran capacidad de carga.
- Por su peralte soporta claros de 2.50 m. a 3.20 m. sin necesidad de apuntalamiento.
- Mayor poder cubriente, lo que repercute en ahorro de mano de obra, costo y tiempo de instalación.
- Es el perfil cuyo peralte es el más utilizado en las obras de alta especificación en Estados Unidos, ampliando con esto su nivel de competitividad.

Peralte: 7.62 cm.
 Poder Cubriente: 60.96 cm. y 91.44 cm.
 Calibre: 18 al 24
 Acabado: Pintado y galvanizado



PROPIEDADES DE LA SECCIÓN DE ACERO

CALIBRE	PESO Kg/m ²		I cm ⁴ /m	Ssup cm ³ /m	Sinf cm ³ /m
	A.E. = 61 cm	A.E. = 91 cm			
24	6.36	6.09	71.10	18.22	19.13
22	8.90	8.58	98.37	25.20	26.47
20	10.60	10.24	119.19	30.54	32.07
18	13.58	13.54	157.83	40.43	42.46

GALVADECK 30
PROPIEDADES DE LA SECCIÓN COMPUESTA

CALIBRE	ESPESOR DE CONCRETO cm	W_{dl} kg/m ²	V_r kg	I_c cm ⁴ /m	S_{sc} cm ³ /m	S_{ic} cm ³ /m
24	5	209	1807	438	116	49
	6	232	2168	551	131	58
	8	277	2891	856	169	81
	10	323	3614	1292	215	111
	12	369	4336	1888	272	148
22	5	211	1807	557	134	65
	6	234	2168	692	152	76
	8	280	2891	1047	193	102
	10	326	3614	1539	243	136
	12	372	4336	2199	302	177
20	5	213	1807	634	145	76
	6	236	2168	783	164	88
	8	282	2891	1170	207	117
	10	328	3614	1699	260	153
	12	374	4336	2399	321	197
18	5	217	1807	768	161	97
	6	240	2168	944	182	111
	8	286	2891	1390	231	144
	10	332	3614	1988	287	185
	12	378	4336	2768	352	235

SIMBOLOGÍA

- I** = Momento de inercia de la sección de acero (cm⁴/m.)
- S_{sup}** = Módulo de sección de la sección de acero para la fibra superior (cm³/m.)
- S_{inf}** = Módulo de sección de la sección de acero para la fibra inferior (cm³/m.)
- W_{dl}** = Peso propio de la lámina y el concreto (kg/m²)
- V_r** = Resistencia al cortante (kg)
- I_c** = Momento de inercia de la sección compuesta (cm⁴/m)
- S_{sc}** = Módulo de sección de la sección compuesta para la fibra superior de la losa (cm³/m)
- S_{ic}** = Módulo de sección de la sección compuesta para la fibra inferior de la losa (cm³/m)
- t** = Espesor de la losa de concreto (cm)
- L** = Separación entre apoyos (m)

GALVADECK 30

SOBRECARGA PERMISIBLE (KG/M2)

Calibre	L metros	Espesor de concreto cm.				
		t=5	t=6	t=8	t=10	t=12
24	1.8	1678	2002	2843	3684	4440
	2.0	1320	1578	2250	3140	3958
	2.2	1054	1264	1812	2539	3447
	2.4	853	1025	1478	2082	2838
	2.6	696	839	1218	1726	2363
	2.8	571	691	1012	1444	1987
	3.0	470	572	846	1216	1683
	3.2	388	475	710	1030	1435
	3.4	320	394	597	875	1229
	3.6	263	327	503	746	1056
	3.8	214	269	423	636	910
	4.0	173	220	355	543	785*
	4.2		178	296	462*	678*
4.4			245*	393*	585*	
22	1.8	1791	2169	2926	3684	4440
	2.0	1590	1928	2605	3282	3958
	2.2	1426	1726	2342	2953	3564
	2.4	1197	1413	1930	2621	3235
	2.6	989	1169	1603	2185	2896
	2.8	824	976	1344	1839	2416
	3.0	690	820	1134	1560	2082
	3.2	581	692	963	1331	1785
	3.4	491	586	821	1142	1539
	3.6	415	498	702	984	1332
	3.8	351	423	602	849	1158
	4.0	296	359	516	735	1009
	4.2	249	304	442	636	880
4.4	208	256	378	551	769	
20	1.8	1791	2169	2926	3684	4440
	2.0	1590	1928	2605	3282	3958
	2.2	1426	1731	2342	2953	3564
	2.4	1289	1567	2123	2680	3235
	2.6	1177	1389	1878	2448	2957
	2.8	997	1165	1580	2108	2719
	3.0	841	984	1340	1794	2358
	3.2	713	836	1144	1537	2027
	3.4	607	714	981	1324	1753
	3.6	519	611	845	1145	1523
	3.8	444	525	729	994	1329
	4.0	380	450	631	865	1163
	4.2	325	387	546	754	1020
4.4	277	331	472	658	896	
18	1.8	1791	2169	2926	3684	4440
	2.0	1590	1928	2605	3282	3958
	2.2	1426	1731	2342	2953	3564
	2.4	1289	1567	2123	2680	3235
	2.6	1173	1428	1938	2448	2957
	2.8	1074	1309	1779	2249	2719
	3.0	988	1205	1641	2077	2513
	3.2	912	1113	1469	1923	2332
	3.4	830	958	1269	1665	2159
	3.6	702	829	1101	1449	1885
	3.8	597	719	959	1267	1653
	4.0	512	626	837	1111	1455
	4.2	442	544	733	977	1285
4.4	385	473	642	861	1137	

NOTA: Los valores sombreados requieren apuntalamiento temporal al centro del claro.

* Se requiere apuntalamiento temporal a los tercios del claro.

III. INFORMACIÓN GENERAL

Sobrecargas permisibles

- Todas las sobrecargas permisibles mostradas en las tablas anteriores son para losas de concreto reforzado en claros simples y como simplemente apoyados.

Refuerzo por temperatura

- La recomendación del Steel Deck Institute (SDI) indica que el área de acero mínima deberá ser igual a 0.00075 veces el área de concreto sobre la lámina o la densidad equivalente de algún producto alternativo. El tipo de refuerzo se indica en la siguiente tabla.

ACERO DE REFUERZO ADICIONAL			
ESPESOR DE CONCRETO (cm)	MALLA*		DRAMIX DVO 150
	TIPO	AREA (cm ²)	DENSIDAD (kg/m ³)
5	6x6-10/10	0.61	10
6	6x6-10/10	0.61	10
8	6x6-10/10	0.61	10
10	6x6-8/8	0.87	10
12	6x6-6/6	1.23	10

* Esta malla no se considera como refuerzo negativo.

Voladizos

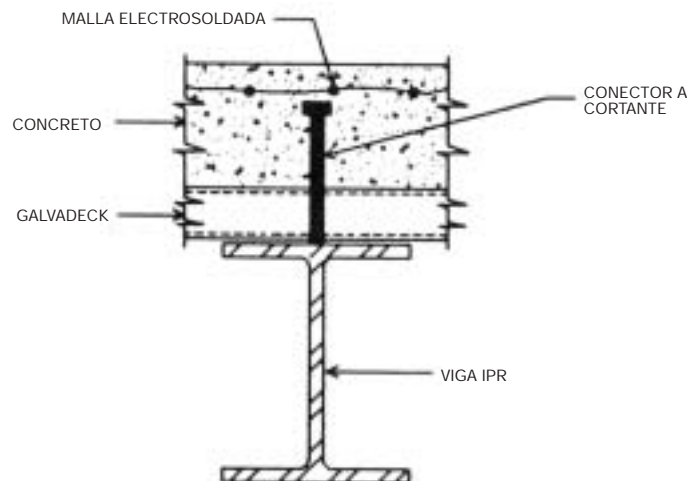
En el caso de voladizos el Galvadeck actúa sólo como cimbra permanente, debiéndose colocar el acero de refuerzo en la parte superior de la losa, diseñándose este extremo como una losa sólida.

IV. VIGAS DE SECCIÓN COMPUESTA

Definición

En la sección Compuesta, se conecta la viga de acero con la losa de concreto o entrepiso metálico. Actúan en conjunto para resistir la carga sobre la viga ya que al conectarse un área de concreto en la losa, se transforma para el diseño en área equivalente de acero, aumentando las propiedades de la viga.

El utilizar vigas de sección compuesta en la construcción, nos permite reducir el tamaño y costo de la viga de acero hasta un 30% ya que se utilizan secciones de acero más ligeras.



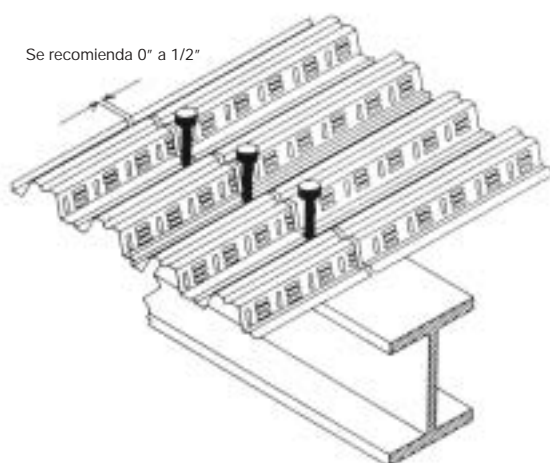
FORMACIÓN DE LA SECCIÓN COMPUESTA

Principales ventajas de la sección compuesta:

- Disminución aproximada del 30% de peso y costo de la estructura por requerir perfiles y losa de menor dimensión.
- Disminución de la altura total del edificio por requerir perfiles y losa de menor dimensión.
- Requiere mayor separación en claros y posiblemente menos columnas, por lo que el peso total del edificio es menor.
- Debido a la disminución del peso propio del edificio, los volúmenes de cimentación también se ven disminuidos con el consecuente ahorro también de excavación y acarreo.

Métodos de construcción

La viga de acero se conecta al entrepiso metálico por medio de conectores soldados sobre el GALVADECK y fusionándose al patín superior de la viga, aprovechando al conector como elemento de fijación para el GALVADECK.



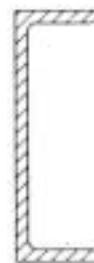
Tipos de conectores a cortante

A. Pernos
(Soldadura por Fusión)



Perno de anclaje

B. Canales o Angulos
(Soldadura de chaflán)

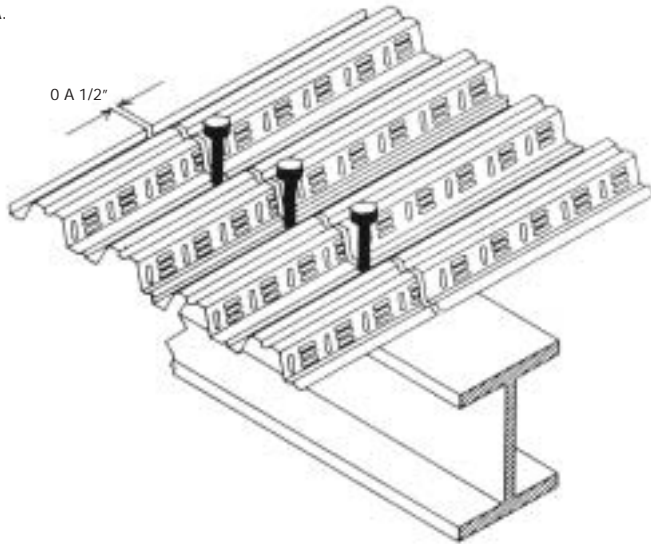


Canal CPS

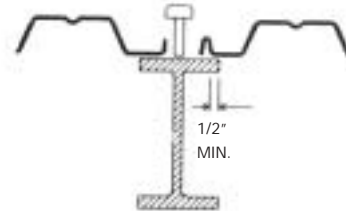
COLOCACIÓN DE PERNOS AL FORMAR UNA SECCIÓN COMPUESTA.

UNIÓN A TOPE

CUANDO SE UTILIZA EL PERNO EN LOS GALVADECK, NO SE DEBE TRASLAPAR LA LÁMINA, PARA ASÍ PERMITIR QUE EL PERNO PENETRE DESDE EL GALVADECK HASTA LA VIGA.

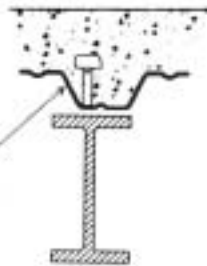


APOYO MÍNIMO LATERAL SOBRE LA VIGA

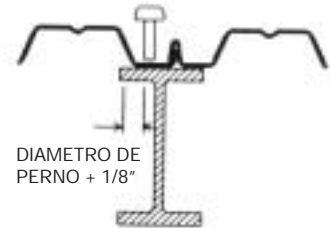


RECUBRIMIENTOS

NO HAY UN MÍNIMO DE RECUBRIMIENTO LATERAL DE CONCRETO PARA LOS CONECTORES. EL RECUBRIMIENTO SOBRE LA PARTE SUPERIOR DEL CONECTOR DEBERA SER MÍNIMO 1/2\".



TRASLAPE LATERAL SOBRE LA VIGA

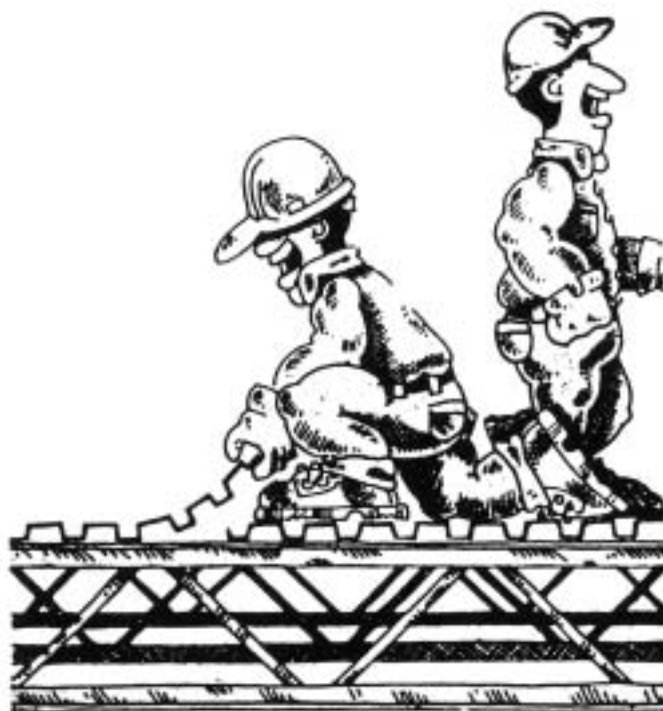


APOYO MÍNIMO CUANDO LA CRESTA DEL GALVADECK CAE EN LA VIGA



V. ESPECIFICACIONES PARA LA INSTALACIÓN DEL GALVADECK

1. Puntos a verificar antes de iniciar la instalación del GALVADECK.
 - 1.1 Verificar que todas las conexiones de la estructura que reciben al Galvadeck se encuentren terminadas.
 - 1.2 Localización del arranque para la instalación de la primera lámina.
 - 1.3 El trazo y alineación de la lámina; para ésto se pueden utilizar como guía hilo, gis, etc.

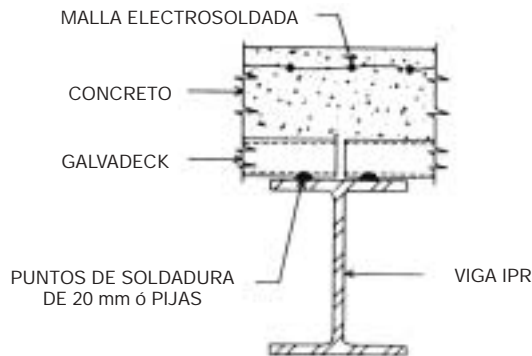


2. Instalación

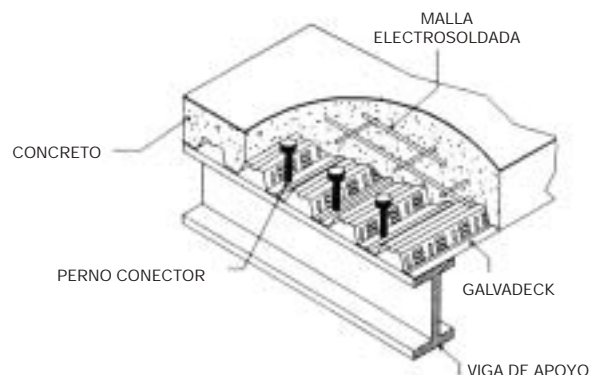
2.1 Instalación en estructuras de acero.

2.2 Procedimiento de instalación.

2.2.1 Plenamente sujeta la lámina, se procede a la fijación por medio de puntos de soldadura E-60 de mínimo 20 mm o pijas de diámetro 1/4", modulándose a cada 30 cm (cada valle) en los Galvadeck 25 y 30. Para los Galvadeck 15 se modulan a cada 15 cm en apoyos de los extremos, cambiándolo de modulación a cada 30 cm en los intermedios.



2.2.2 Se puede fijar la lámina utilizando pernos de cortante los cuales, hacen trabajar la losa como sección compuesta dando mayor eficiencia y menor peso por m² de construcción. Los pernos se colocan en cada valle con una pistola perneadora la cuál forma un arco eléctrico entre la estructura y el perno, generando la fusión de éste con la estructura. Otra opción puede ser utilizar ángulos de acero, canales, varillas, etc. Todos los elementos a corte, se deberán fijar con cordón de soldadura E-60 ó E-70 según el diseño.

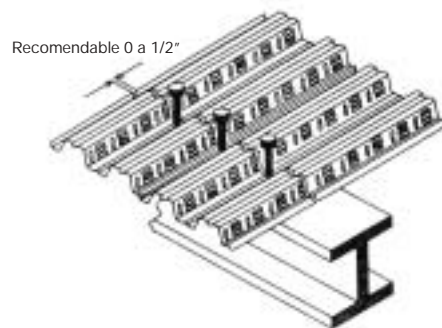


COLOCACIÓN DE PERNOS
PARA CENTRAR LA SECCIÓN COMPUESTA

Recomendaciones:

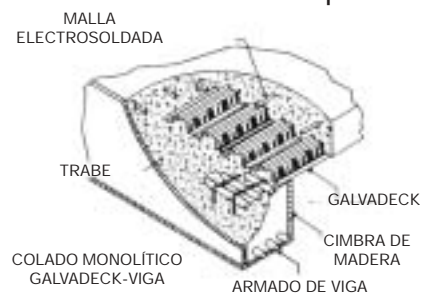
Al utilizar espesores delgados de Galvadeck (Cal. 22 y 24), deberá colocar una placa de respaldo para obtener una soldadura confiable.

No es recomendable el instalar Galvadecks con traslapes cuando se utiliza el perno conector, ya que se forma una capa de aire entre las láminas lo cual evitaría la fusión correcta del perno.



2.3 Instalación en estructuras de concreto.

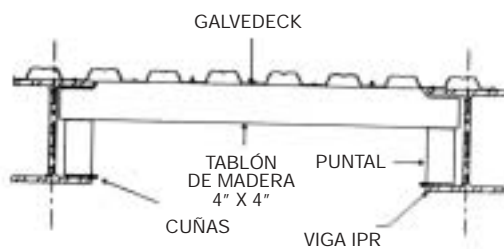
2.3.1 Se instalará el Galvadeck dentro de la sección a colar de trabe, la cual quedará completamente monolítica después de fraguado el elemento.



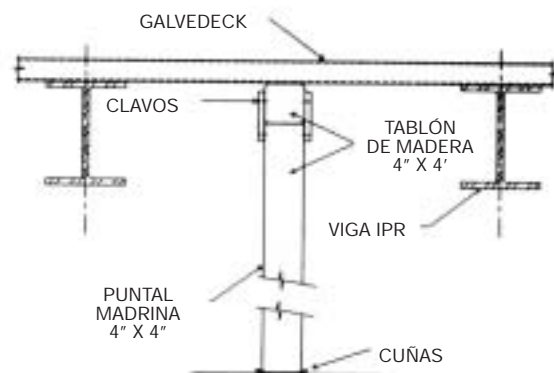
2.3.2 Otra opción puede ser colocar placas con anclas ahogadas a la trabe de concreto y después recibir el Galvadeck, sujetandolo con puntos de soldadura, pijas ó pernos.



- 2.3 Ya instalado el Galvadeck se procede a colocar la malla electrosoldada (acero por temperatura) sobre la lámina, procurando obtener un recubrimiento mínimo de 2.5 cm sobre el tope de concreto, controlado con silletas de alambren ó gavetas de concreto pobre. A su vez se cimbran con madera todos los límites del entrepiso.
- 2.4 Se coloca el apuntalamiento temporal si es requerido el cual si es de madera, será de 4" x 4" colocándose el puntal madrina a cada 0.80 m. a centros como máximo. Se pueden manejar también andamios metálicos para lograr el mismo objetivo.



APUNTALAMIENTO PERPENDICULAR

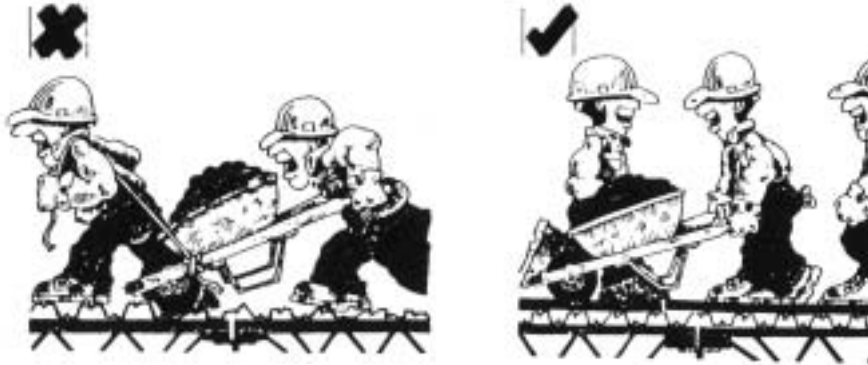


APUNTALAMIENTO LONGITUDINAL

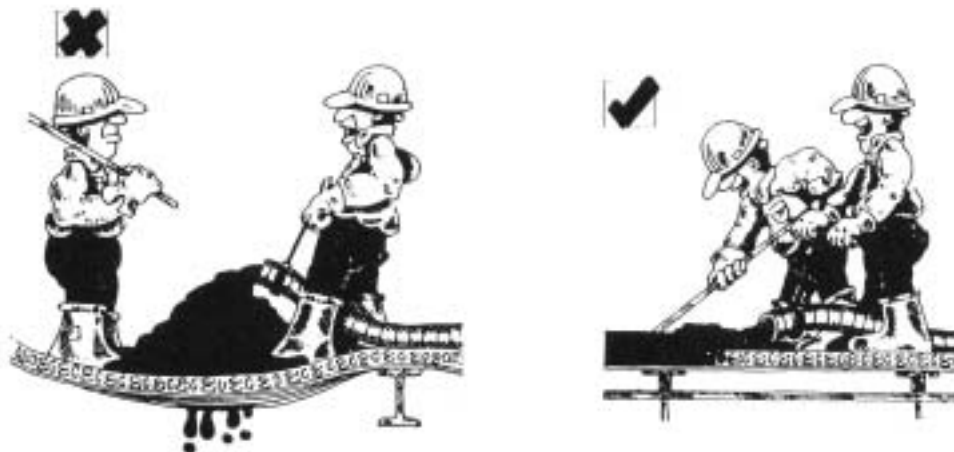
Recomendaciones:

- Se deben colocar cuñas o calzas de madera para recibir el puntal, con el objeto de no forzar el sistema al retirar el apuntalamiento ya una vez fraguada la losa.
- El apuntalamiento retirará al alcanzar la losa el 75% de su resistencia del concreto a la compresión, esto es aproximadamente a los 7 días.

- 2.5 Se deberán colocar tabloncillos de madera sobre la lámina, con el objetivo de distribuir la carga de los trabajadores, y evitar así cargas directas a la lámina que pueden producir deformaciones, las cuales después de fraguada la losa quedarán de manera permanente.



- 2.6 Se deberán de eliminar los polvos y cualquier residuo de aceite o grasa sobre la lámina antes de colar el concreto.
- 2.7 Se deberá distribuir de manera uniforme el concreto con un espesor variable entre 5 y 12 cm de acuerdo al proyecto, evitando de sobremanera el producir cargas de impacto que puedan dañar la lámina.



- 2.8 Consideraciones Generales:

Se deberá tener cuidado de la temperatura a la que se encuentre la lámina antes de colar, esto para evitar cualquier modificación a la característica del concreto. Considerar colados a primera hora del día.

VI. DISEÑO DE UN ENTREPISO METÁLICO

Ejemplo

Revisión de un Galvadeck 25 para soportar una sobrecarga de 900 Kg/m².

DATOS PROPUESTOS

Calibre 22
 Espesor 5 cm
 Claro 2.40 m

SIMBOLOGÍA

Es = Módulo de Elasticidad del Acero
 Ec = Módulo de Elasticidad del Concreto
 Fy = Esfuerzo de Fluencia del Acero.
 f'c = Resistencia a la compresión del Concreto.
 fc = Esfuerzo Permisible del Concreto a Compresión.
 n = Relación de Módulos Es/Ec.

I. Revisar apuntalamiento

I.1 Deflexión del Galvadeck ejercida por su propio peso y el de concreto deberá ser menor o igual a L/180 ó 1.9 cm.

De la tabla props. de sección de acero: $I = 76.153 \text{ cm}^4/\text{m}$

De la tabla props. de sección compuesta: $W_{dl} = 197 \text{ Kg/m}^2$

deflexión $D = \frac{5 W_{dl} L^4}{384 E_s I} \frac{(100)^3}{(100)^3}$

$$D = \frac{5 (197) (2.40)^4}{384 (2 \times 10^6)} \frac{(100)^3}{(76.153)} = 0.56 \text{ cm.}$$

$$D_p = \frac{L}{180} = \frac{240}{180} = 1.33 \text{ cm.} < 1.9 \text{ cm.}$$

$D < D_p$, por lo tanto NO REQUIERE APUNTALAMIENTO

- I.2 El esfuerzo ejercido por el peso propio (Galvadeck + concreto) y una carga viva por instalación de 100 Kg/m².

Deberá ser menor o igual a 0.6 F_y (F_y = 2600 Kg/cm² para acero grado 37).

De la tabla props. de sección de acero: S_{sup} = 23.647 cm³/m
S_{inf} = 24.333 cm³/m

Carga Total: W_t = W_{dl} + 100 Kg/m²
W_t = 197 Kg/m² + 100 Kg/m² = 297 Kg/m²
M = $\frac{W_t L^2}{8}$
M = $\frac{(297) (2.40)^2}{8}$ = 213.84 Kg-m=21,384 Kg-cm

Esfuerzo en la fibra superior: f_{sup} = $\frac{M}{S_{sup}}$ = $\frac{21,384}{23.647}$ = 904 Kg/cm²

Esfuerzo en la fibra inferior: f_{inf} = $\frac{M}{S_{inf}}$ = $\frac{21,384}{24.333}$ = 879 Kg/cm²

Esfuerzo permitido: F_b = 0.6 F_y = 0.6 (2600)
F_b = 1,560 Kg/cm²

Por lo tanto:

f_{sup} < F_b, NO REQUIERE APUNTALAMIENTO
f_{inf} < F_b, NO REQUIERE APUNTALAMIENTO

- I.3 El esfuerzo producido por el peso propio (Galvadeck + concreto) y el de una carga concentrada igual a 90 Kg sobre una franja de 30 cm de ancho, deberá ser menor de 1.33 (0.6 F_y).

Momento

$$M = \frac{(W_{dl})L^2}{8} + \frac{(P/0.30m)L}{4}$$

$$M = \frac{(197)(2.40)^2}{8} + \frac{(90/0.30)(2.40)}{4}$$

$$M = 321.84 \text{ Kg-m} = 32,184 \text{ Kg-cm}$$

Esfuerzo en la fibra superior:

$$f_{\text{sup.}} = \frac{M}{S_{\text{sup}}} = \frac{32184}{23.647} = 1,361 \text{ Kg/cm}^2.$$

Esfuerzo en la fibra inferior:

$$f_{\text{inf.}} = \frac{M}{S_{\text{inf}}} = \frac{32184}{23.647} = 1,322 \text{ Kg/cm}^2.$$

Esfuerzo permisible:

$$F_b = 1.33 (0.6 F_y) = 1.33 (0.6) (2,600)$$

$$F_b = 2,0754 \text{ Kg/cm}^2$$

Por lo tanto:

$$f_{\text{sup.}} < F_b, \text{ No REQUIERE APUNTALAMIENTO}$$

$$f_{\text{inf.}} < F_b, \text{ No REQUIERE APUNTALAMIENTO}$$

II. REVISAR SECCIÓN COMPUESTA

II.1 Deflexión por la sobrecarga de diseño, considerando un valor menor o igual a $\frac{L}{360}$

De la tabla props. de sección compuesta:
sobrecarga de diseño (dato):

$$I_c = 391 \text{ cm}^4/\text{m}$$

$$W_D = 900 \text{ Kg/m}^2$$

Deflexión

$$D = \frac{5W_D L^4 (100)^3}{348 E_s I_c}$$

$$D = \frac{5 (900)(2.40)^4}{348 (2 \times 10^6)} \frac{(100)^3}{(391)} = 0.50 \text{ cm}$$

$$D_p = \frac{L}{360} = \frac{240}{360} = 0.67 \text{ cm.}$$

Como: $D < D_p$ NO REQUIERE AUMENTAR CAPA DE CONCRETO

II.2 Esfuerzo en la fibra superior del concreto, siendo menor o igual a f_c .

De la tabla propiedades sección compuesta:

$$S_{SC} = 105 \text{ cm}^3/\text{m}$$

$$f_c = 0.45 f'_c = (0.45) (200) = 90 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2 \times 10^6}{15100 \sqrt{f'_c}}$$

$$n = \frac{(2 \times 10^6)}{15100 \sqrt{200}} = 9$$

Esfuerzo Actuante:

$$f = \frac{W_D L^2 (100)}{8n S_{SC}}$$

$$f = \frac{(900) (2.40)^2 (100)}{8 (9) (105)} = 69 \text{ Kg/cm}^2.$$

Como: $f < f_c$, NO REQUIERE AUMENTAR CAPA DE CONCRETO

II.3 Revisión a cortante.

De la tabla propiedades sección compuesta:

$$V_r = 1,445 \text{ Kg.}$$

Cortante activante:

$$V = \frac{W_D L}{2}$$

$$V = \frac{(900) (2.40)}{2} = 1,080 \text{ Kg.}$$

Como $V < V_r$, NO REQUIERE AUMENTAR CAPA DE CONCRETO

II.4 Tensión en lámina menor a 0.6 F_y

De la tabla propiedades
sección compuesta:

$$S_{ic} = 51 \text{ cm}^3/\text{m}$$

Carga total:

$$W_t = W_{dl} + W_{DISEÑO}$$

$$W_t = 197 \text{ Kg/m}^2 + 900 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_t = 1,097 \text{ Kg/m}^2$$

Momento:

$$M = \frac{W_t L^2}{8}$$

$$M = \frac{(1,097) (2.40)^2}{8} = 789.84 \text{ Kg-m} = 78,984 \text{ Kg-cm}$$

Esfuerzo actuante:

$$f_{inf.} = \frac{78,984}{51} = 1,549 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo permitido:

$$F_b = 0.6 F_y = 0.6 (2,600)$$

$$F_b = 1,560 \text{ Kg/cm}^2$$

Por lo tanto

$$f_{inf.} < F_b, = > \text{NO REQUIERE AUMENTAR CAPA DE CONCRETO}$$

III. CONCLUSIONES:

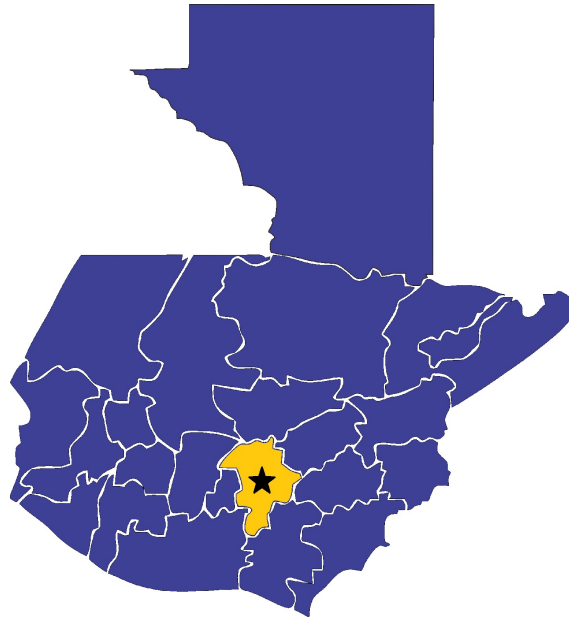
La sobrecarga de 900 Kg/m² será satisfactoriamente soportada por el Galvadeck 25 Cal. 22 bajo las condiciones anteriormente indicadas. Además, no requiriendo un apuntalamiento temporal al centro del claro.

Para este caso lo que rige es la tensión en la lámina (punto II.4), ya que el esfuerzo actuante (f_{inf}) está casi en el límite del esfuerzo permitido (F_b).

ESPECTRO DE DISEÑO SEGÚN AGIES 2018

DATOS QUE SE DEBEN:

-  MODIFICAR
-  NO MODIFICAR



UBICACIÓN DEL PROYECTO

DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO:

EDIFICIO DE OFICINAS QUE ALBERGA O PUEDE AFECTAR A MÁS DE 300 PERSONAS. SEGÚN NSE I-18 3.1.3 LA OBRA SE CLASIFICA COMO CATEGORÍA II **ORDINARIA INICIALMENTE**

DATOS:

UBICACIÓN DEL PROYECTO :

DEPARTAMENTO: GUATEMALA

MUNICIPIO: GUATEMALA

SE DETERMINÓ QUE ES UN PERFIL DE SUELO FIRME TIPO C

- ORDENADA ESPECTRAL DE PERÍODO CORTO
(NSE2-18 PÁG 36 PDF)
- ORDENADA ESPECTRAL CON PERÍODO DE 1 SEGUNDO
(NSE2-18 PÁG 36 PDF)
- CLASE DE OBRA (NSEI-18 CÁP 3)
- VERIFICANDO CLASIFICACIÓN MÍNIMA

$S_{cr} := 1.50$

$S_{1r} := 0.55$

$C := \text{“II”}$

DEBE INTRODUCIR LAS DIMENSIONES DE SU ESTRUCTURA

$A := 28 \text{ m}$

LADO LARGO

$B := 20 \text{ m}$

LADO CORTO

$$A_{bp} := (A \cdot B) \cdot 4 = 2240 \text{ m}^2$$

ÁREA BRUTA DE PISO

DEBE INTRODUCIR EL USO DE SU ESTRUCTURA PARA QUE EL PROGRAMA LE DEVUELVA
EL FACTOR DE CARGA DE OCUPACIÓN (CONSULTAR TABLA 3.1.7-1)

$U_{so} :=$ “Oficina”

```
 $F_{co} :=$  | if  $U_{so} =$  “Oficina”  
| |  $F_{co} \leftarrow 11 \text{ m}^2$   
| |  
| | else if  $U_{so} =$  “Hospital”  
| | |  $F_{co} \leftarrow 8.25 \text{ m}^2$   
| | |  
| | | else if  $U_{so} =$  “Dormitorio”  
| | | |  $F_{co} \leftarrow 5 \text{ m}^2$   
| | | |  
| | | | else if  $U_{so} =$  “Aulas”  
| | | | |  $F_{co} \leftarrow 2.35 \text{ m}^2$ 
```

$F_{co} = 11 \text{ m}^2$ / PERSONA FACTOR DE CARGA DE OCUPACIÓN (NSE 1-18 T 3.1.7.1-1)

$C_o := \frac{A_{bp}}{F_{co}} = 203.636$ PERSONAS EN LA ESTRUCTURA (NSE 1-18 3.1.7.1-1)

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

SI LA OBRA TIENE CLASIFICACIÓN MÍNIMA ORDINARIA PERO SE DETERMINA QUE HAY MAS DE 300 PERSONAS SE DEBE USAR CLASIFICACIÓN IMPORTANTE.

- PROBABILIDAD DE EXCEDER UN SISMO DE DISEÑO (NSE2-18 SECCIÓN 4.4.2)

$P :=$ “10% en 50 años”

EL TIPO DE FUENTE SISMICA SE DETERMINA UTILIZANDO LA TABLA 4.6.2-I DE LA NORMA NSE 2-18. PARA LA DETERMINACIÓN DE LA MISMA SE CONSIDERA LA MÁXIMA MAGNITUD-MOMENTO Y LA TASA DE CORRIMIENTO.

Tabla 4.6.2-1 — Tipo de fuente sísmica

Tipo de fuente	Descripción	Máxima magnitud-momento	Tasa de corrimiento (mm por año)
A	Fallas geológicas capaces de generar eventos de gran magnitud y con alta tasa de sismicidad ^[1]	$M_0 \geq 7.0$	$TC \geq 5$
B	Fallas geológicas que no son A o C	$M_0 \geq 7.0$ $M_0 < 7.0$ $M_0 \geq 6.5$	$TC < 5$ $TC > 2$ $TC < 2$
C	Fallas geológicas incapaces de generar eventos de gran magnitud y que tienen baja tasa de sismicidad	$M_0 < 6.5$	$TC \leq 2$

[1] La zona de subducción del territorio de Guatemala no debe considerarse en esta clasificación debido a la distancia a la fuente

- TIPO DE FUENTE SISMICA

Fuente := "B"

EL ÍNDICE DE SISMICIDAD SE PUEDE DETERMINAR DE DOS MANERAS:

1. UTILIZANDO EL MAPA DE ZONIFICACIÓN SÍSMICA DE GUATEMALA (FIGURA 4.5-1 NSE 2-18)
2. UTILIZANDO LA TABLA A-1 DE LOS ANEXOS (NSE 2-18)

- ÍNDICE DE SISMICIDAD

I_o := 4.2

EL SITIO DE PROYECTO SE CLASIFICA TOMANDO EN CUENTA LAS CARACTERÍSTICAS DEL PERFIL DE SUELO BAJO LOS CIMIENTOS. ES IMPORTANTE SABER QUE PARA EL TERRITORIO DE GUATEMALA NO SE HA CONSIDERADO DISTINGUIR ENTRE PERFIL A Y B POR TANTO SE UTILIZAN LOS PARÁMETROS CORRESPONDIENTES AL PERFIL B.

- CLASE DE SITIO

C_s := "C"

- DISTANCIA HORIZONTAL CERCANA A LA FUENTE SÍSMICA

Dist := 15 km

- TIPO DE SISMO

Sismo := "basico"

- FACTOR DE ESCALA (NSE 2-18 TABLA 4.5.5-1)

K_d = 0.66

AJUSTE POR CLASE DE SITIO

Tabla 4.5-1 — Coeficientes de sitio F_a

Clase de sitio	Índice de sismicidad				
	2.1	2.2	3.1	3.2	4.1 4.2 4.3
AB	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C ^[1]	1.3	1.2	1.2	1.2	1.2
D	1.4	1.2	1.1	1.0	1.0
E	1.7	1.3	1.1	1.0	0.9
F	Se requiere evaluación específica - ver Sección 4.4				

[1] En los casos en que la investigación de suelos abreviada no especifique si un suelo firme clasifica como C o como D, el factor F_a se tomará del suelo C.

Tabla 4.5-2 — Coeficientes de sitio F_v

Clase de sitio	Índice de sismicidad				
	2.1	2.2	3.1	3.2	4.1 4.2 4.3
AB	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.5	1.5	1.5	1.5	1.4
D ^[1]	2.2	2.0	1.9	1.8	1.7
E	3.3	2.8	2.6	2.4	2.2
F	Se requiere evaluación específica - ver Sección 4.4				

[1] En los casos en que la investigación de suelos abreviada no especifique si un suelo firme clasifica como C o como D, el factor F_v se tomará del suelo D.

- COEFICIENTE DE SITIO (NSE 2-18 TABLA 4.5-2)

$$F_a := 1.2$$

- COEFICIENTE DE SITIO (NSE 2-18 TABLA 4.5-1)

$$F_v := 1.40$$

$$S_{cs} := S_{cr} \cdot F_a = 1.8$$

$$S_{1s} := S_{1r} \cdot F_v = 0.77$$

AJUSTE POR INTENSIDADES SÍSMICAS ESPECIALES

Tabla 4.6.2-2 — Factor N_a para períodos cortos de vibración

Tipo de fuente	Distancia horizontal más cercana a fuente sísmica ^[1]		
	≤ 2 km	5 km	≥ 10 km
A	1.25	1.12	1.0
B	1.12	1.0	1.0
C	1.0	1.0	1.0

[1] Tomar distancia horizontal a la proyección horizontal de la fuente sísmica sobre la superficie; no considerar las porciones del plano de falla cuya profundidad exceda 10 km.

[2] Utilizar el mayor factor N_a obtenido al cotejar todas las fuentes relevantes.

Tabla 4.6.2-3 — Factor N_v para períodos largos de vibración

Tipo de fuente	Distancia horizontal más cercana a fuente sísmica ^{[1] [2]}			
	≤ 2 km	5 km	10 km	≥ 15 km
A	1.4	1.2	1.1	1.0
B	1.2	1.1	1.0	1.0
C	1.0	1.0	1.0	1.0

[1] Tomar distancia horizontal a la proyección horizontal de la fuente sísmica sobre la superficie; no considerar las porciones del plano de falla cuya profundidad exceda 10 km.

[2] Utilizar el mayor factor N_v obtenido al cotejar todas las fuentes relevantes.

- COEFICIENTE DE SITIO N_a [NSE 1-18 TABLA 4.6.1-1] $N_a := 1$
- COEFICIENTE DE SITIO N_v [NSE 1-18 TABLA 4.6.1-3] $N_v := 1$

NOTA: LA IDENTIFICACIÓN DE LOS PELIGROS TRATADOS SE CONSIDERA ASIGNATURA DE ENTES EDILES Y ESTATALES POR TANTO SI NO SE TIENE INFORMACIÓN OFICIAL NO SE PODRÁ REQUERIR A PROYECTOS INDIVIDUALES QUE INCLUYAN ESTAS PREVISIONES EN LOS PROYECTOS.

$$S_{cs} := S_{cr} \cdot F_a \cdot N_a = 1.8$$

$$S_{1s} := S_{1r} \cdot F_v \cdot N_v = 0.77$$

- PERÍODO DE TRANSICIÓN

$$T_S := \frac{S_{1s}}{S_{cs}} = 0.428$$

- ESPECTRO CALIBRADO AL NIVEL DE DISEÑO REQUERIDO

$$S_{cd} := K_d \cdot S_{cs} = 1.188$$

$$S_{1d} := K_d \cdot S_{1s} = 0.508$$

- ACCELERACIÓN MÁXIMA DEL SUELO

$$A_{MSd} := 0.40 \cdot S_{cd} = 0.475$$

- COMPONENTE VERTICAL DEL SISMO DE DISEÑO

$$S_{vd} := 0.20 \cdot S_{cd} = 0.238$$

CONSTRUCCIÓN DE ESPECTRO DE RESPUESTA

COEFICIENTE SISMICO SEG ÚN EL SISTEMA ESTRUCTURAL

SE DETERMINA EL SISTEMA SISMORRESISTENTE EN ESTE CASO SE TRATA DE MARCOS DE ACERO QUE INCLUYEN TRAMOS ARRIOSTRADOS DE ACERO [NSE 1.1-18]

TABLA 1.6.14-1 — Coeficientes y factores para diseño de sistemas sismorresistentes

DA — Alta Ductilidad
DI — Ductilidad intermedia; igual a DA con algunos requisitos menos exigentes de acuerdo a lo prescrito en la norma correspondiente
DB — Baja Ductilidad; el sistema constructivo se considera frágil poco apto para zona de alta sismicidad.
DL — Ductilidad Limitada; el sistema estructural es inherente carente de ductilidad aunque podrá desempeñarse en zona de alta sismicidad siguiendo las prescripciones de norma.

SISTEMA ESTRUCTURAL Sección 1.6 [a]	Norma	R	Ω_R	C_d	Limite de altura en metros SL - sin límite NP - no permitido Nivel de protección				notas
					B	C	D	E	
E3 SISTEMA GENERAL	1.6.4								
Marcos y muros estructurales									
De concreto reforzado DA	NSE 7.1	6	2.5	5	SL	SL	SL	SL	[b]
De concreto reforzado DL	NSE 7.9	4	2.5	3	[d]	[d]	[d]	[d]	[c]
De concreto reforzado DB	N/A			3	NP	NP	NP	NP	--
De mampostería reforzada DA	NSE 7.4	4	3	3.5	[f]	[f]	[f]	[f]	[e]
Paneles de concreto prefabricado	NSE 7.3	4	3	3.5	[j]	[j]	[j]	[j]	[j]
Marcos de acero que incluyen tramos arriostrados de acero									
Con riostras excéntricas DA	NSE 7.5	8	2	4	SL	75	55	33	[b]
Con riostras concéntricas DA	NSE 7.5	6	2	5	SL	55	33	20	
Con riostras concéntricas DB	AISC 360	3.2	2	3.2	20	12	12	NP	

FÓRMULA EMPÍRICA PARA PERÍODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN

(a) El periodo fundamental de vibración de una edificación se estimará en forma empírica y genérica como:

$$T_a = K_T(h_n)^x \quad (2.1.6-1)$$

Donde:

- h_n es la altura total del edificio, en metros, desde la base definida en la Sección 1.11.4;
- Según el sistema estructural se dan los siguientes 5 casos de la Ecuación 2.1.6-1:

(1) $K_T = 0.049$, $x = 0.75$ para sistemas estructurales E2, E3, E4 o E5;

- (2) $K_T = 0.047$, $x = 0.90$ solamente para sistemas estructurales E1, de concreto reforzado que sean abiertos o con fachadas de vidrio o paneles livianos y pocas particiones rígidas;
- (3) $K_T = 0.047$, $x = 0.85$ para sistemas E1 de concreto reforzado con fachadas rígidas o que no cumplan con el párrafo anterior;
- (4) $K_T = 0.072$, $x = 0.80$ solamente para sistemas estructurales E1 de acero que sean abiertos o con fachadas de vidrio o paneles livianos y pocas particiones rígidas;
- (5) $K_T = 0.072$, $x = 0.75$ para sistemas E3 o E4 de acero rigidizados.

Comentario 2.1.6 (5)

El calificativo "rigidizado" incluye la presencia de riostras estructurales o casos en que no se cumpla el Comentario 2.1.6 (2)

Comentario 2.1.6 (2)

Las particiones rígidas de concreto o de mampostería parcialmente reforzada con conexión piso a cielo, deberán estar en proporción menor a 1/3 de m^2 levantado por m^2 de área bruta de piso; si hay sillares de altura parcial no estarán en el plano de los soportes.

- FACTOR DE SOBRESISTENCIA

$R := 8$

- FACTORES PARA PERÍODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN

$K_t := 0.072$

$x := 0.75$

- ALTURA TOTAL DEL EDIFICIO EN METROS

$h_n := 20$

□N ES LA ALTURA TOTAL DEL EDIFICIO EN METROS Y ESTA MEDIDA DESDE LA BASE DEFINIDA DE LA SIGUIENTE MANERA □1.11.4 NSE 3-18□ :

1.11.4 — Base sísmica de la estructura

- (a) Es el nivel más alto al cual se supone que los movimientos horizontales del suelo producidos por un sismo se imparten a la edificación.
- (b) En estructuras con sótanos el nivel de esta "base sísmica" puede no ser el mismo que el nivel donde se cimientan las columnas y muros en el fondo de los sótanos. Véase la Sección 1.4.11 referente a sótanos.
- (c) En estructuras con sótanos el nivel de esta "base sísmica" suele no coincidir con la "base nominal" a nivel de calle circundante. Véase específicamente la Sección 1.4.11 Inciso D.
- (d) Quedará al buen criterio del analista decidir el nivel en el cual modelará las restricciones horizontales y decidir si evalúa modelos alternos variando la altura de la base sísmica para obtener una envolvente de estimaciones.

- EMPÍRICO

$$T_a := Kt \cdot hn^x = 0.681$$

$$T_{max} := T_a \cdot 1.4 = 0.953$$

- T A UTILIZAR

$$T_u := \max(T_a, T_{max}) = 0.953$$

$$S_{a1} := \text{if}(T_a \leq T_u, S_{cd}, 0) = 0$$

$$S_{a2} := \text{if}\left(T_a > T_u, \frac{S_{1d}}{T_u}, 0\right) = 0.533$$

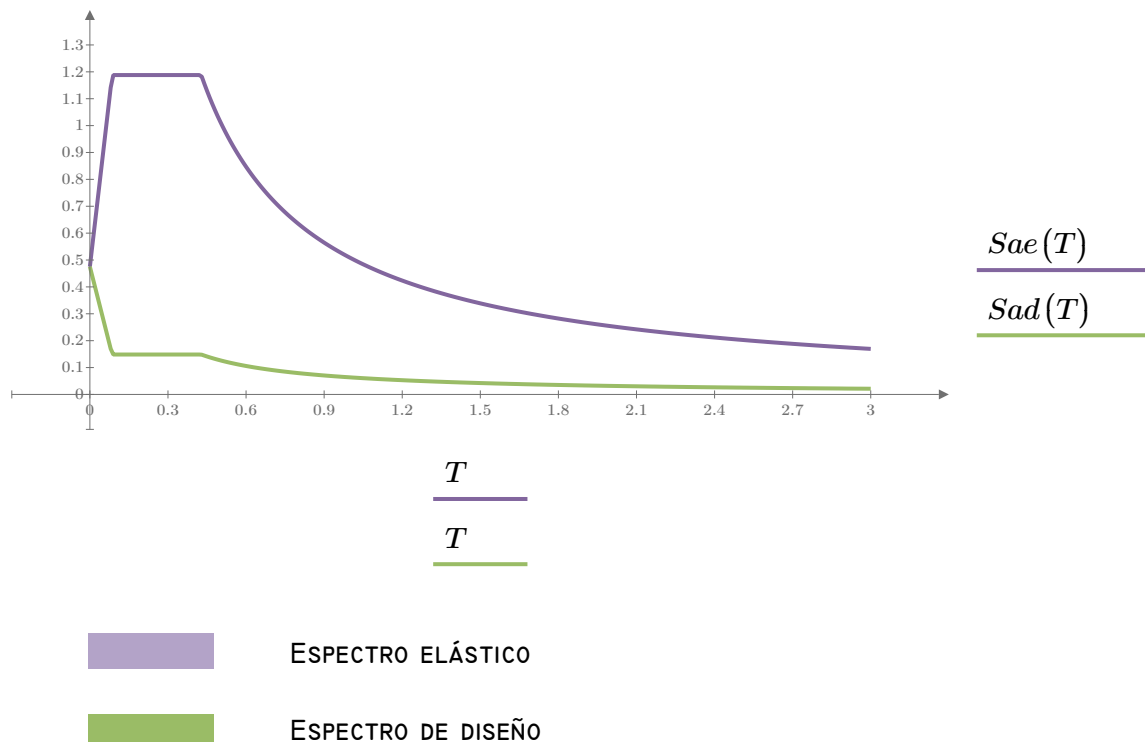
$$S_a := \max(S_{a1}, S_{a2}) = 0.533$$

$$C_s := \max\left(\frac{S_a}{R}, 0.044 S_{cd}, 0.01\right) = 0.067$$

SE VERIFICA QUE C_s CUMPLA CON LO SIGUIENTE

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

$\text{Chequeo2} := \text{if}\left(C_s \geq \frac{0.75 \cdot S_{1r} \cdot K_d}{R}, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}\right) = \text{"Cumple"}$



EL PESO SÍSMICO EFECTIVO **Ws** ES EL PESO DE LA MASA QUE PARTICIPA EN EL SISMO. **Ws** INCLUYE LO SIGUIENTE:

- PESO PROPIO DE LA ESTRUCTURA
- CARGA MUERTA SUPERPUESTA DE LA EDIFICACIÓN SIN CONTAR TABIQUES
- EL MEJOR ESTIMADO DEL PESO DE LOS TABIQUES INTERIORES
- PESOS DE FACHADAS
- EQUIPO EN EXCESO DE 1000KG ANCLADO A LA ESTRUCTURA
- ENTRE OTROS (CONSULTAR SECCIÓN I.II.3 DE LA NORMA NSE3-18)

$$W_s := 1763 \text{ tonnef} \quad \text{PESO SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA}$$

$$E := W_s \cdot C_s = 164.472 \text{ tonnef}$$

DEL SOFTWARE DE ANÁLISIS Y DISEÑO SE OBTIENEN LOS CORTANTES BASALES DE UN ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL

$$S_x := 98.74 \text{ tonnef}$$

$$S_y := 109.13 \text{ tonnef}$$

$$F_{cx} := \frac{E}{S_x} = 1.666$$

$$F_{cy} := \frac{E}{S_y} = 1.507 \quad \text{FACTORES DE CALIBRACIÓN}$$

DENTRO DEL SOFTWARE SE APLICAN LOS FACTORES PARA OBTENER LOS CORTANTES CALIBRADOS

$$S_{x2} := S_x \cdot F_{cx} = 164.472 \text{ tonnef}$$

$$S_{y2} := S_y \cdot F_{cy} = 164.472 \text{ tonnef}$$

ESTOS CORTANTES AHORA SON IGUALES AL CORTANTE ESTÁTICO

SI LA ESTRUCTURA **NO** TIENE IRREGULARIDADES EN PLANTA, NI EN ELEVACIÓN, SE PUEDE CALIBRAR AL 85%

$$F_{cx2} := \frac{0.85 \cdot E}{S_x}$$

$$F_{cy2} := \frac{0.85 \cdot E}{S_y}$$

$$S_{x3} := S_x \cdot F_{cx2} = 139.801 \text{ tonnef}$$

$$S_{y3} := S_y \cdot F_{cy2} = 139.801 \text{ tonnef}$$

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

PORTICO CON ARRIOSTRAMIENTOS EXC ÉNTRICOS (EBF)
 APLICACIÓN DEL MÉTODO DIRECTO
 NORMAS ANSI/ AISC 360 & 341

NOMENCLATURA DE COLORES

MODIFICAR VALORES

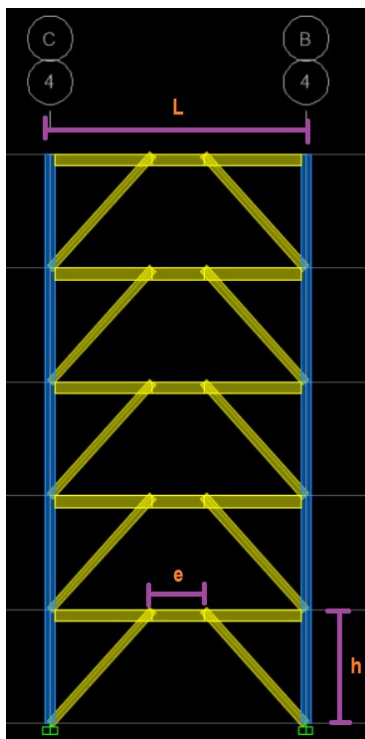
NO MODIFICAR VALORES

RESULTADO

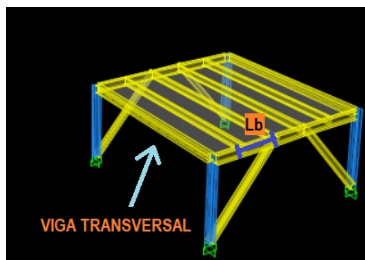
VERIFICACIÓN DE CHEQUEO

I. DATOS GENERALES:

I.1 GEOMETRÍA DEL PÓRTICO:



(FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA)



(FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA)

- ALTURA DE PISO $H := 4 \text{ m}$

- LONGITUD DE CADA TRAMO $L := 8 \text{ m}$

- NÚMERO DE PISOS $N_{pisos} := 5$

- NÚMERO DE TRAMOS $N_{tramos} := 1$

- EXCENTRICIDAD $e := 1 \text{ m}$

- DISTANCIA ENTRE SOPORTES LATERALES DE LA VIGA FUERA DEL ENLACE $d_{SL} := 2.65 \text{ m}$

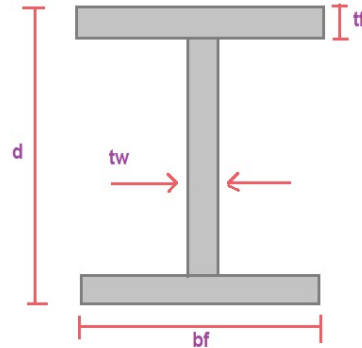
- LONGITUD NO SOPORTADA DE LA VIGA PRINCIPAL $L_b := d_{SL} = 2.65 \text{ m}$

- LONGITUD DE LA VIGA TRASVERSAL (SOPORTE LATERAL) $L_s := 7 \text{ m}$

I.2 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES (ASTM A572)

• TENSIÓN CEDENTE DE LA VIGA	$F_{yv} := 50 \text{ ksi}$
• TENSIÓN CEDENTE DE LA COLUMNA	$F_{yc} := 50 \text{ ksi}$
• TENSIÓN CEDENTE DEL ARRIOSTRAMIENTO	$F_{ya} := 50 \text{ ksi}$
• TENSIÓN CEDENTE DEL SOPORTE LATERAL	$F_{ys} := 50 \text{ ksi}$
• FACTOR DE SOBRE-RESISTENCIA DE LA VIGA	$R_{yv} := 1.1$
• FACTOR DE SOBRE-RESISTENCIA DE LA COLUMNA	$R_{yc} := 1.1$
• FACTOR DE SOBRE-RESISTENCIA DEL ARRIOSTRAMIENTO	$R_{ya} := 1.1$
• MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL ACERO	$E := 29000 \text{ ksi}$

I.3 DEFINICIÓN DE PARÁMETROS DE PERFILES



(FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA)

NOTA:

- PARA VIGAS SE UTILIZA EL SUBÍNDICE **V**
- PARA COLUMNAS SE UTILIZA EL SUBÍNDICE **C**
- PARA EL ARRIOSTRAMIENTO SE UTILIZA EL SUBÍNDICE **A**
- PARA LA VIGA TRANSVERSAL (SOPORTE LATERAL) SE UTILIZA EL SUBÍNDICE **S**

1.4 DEFINICIÓN DE PARÁMETROS DE PERFILES

VIGA A UTILIZAR W16x77

Typ	EDI_Std_Nomenclature	AISC_Manual_Label	T	W	A	d	d _{det}
W	W16X77	W16X77	F	77.0	22.6	16.5	16 1/2
	$tfv := excel$ "T160"	$Av := excel$ "F160"		$rv := excel$ "AT160"		$Ivy := excel$ "AQ160"	
	$bfv := excel$ "L160"	$kdes := excel$ "Y160"		$dv := excel$ "G160"		$Ivx := excel$ "AM160"	
	$twv := excel$ "Q160"	$Cwv := excel$ "AY160"		$fv := excel$ "AX160"		$Zxv := excel$ "AN160"	
	$Sxv := excel$ "AO160"	$hob := excel$ "BY160"		$rtv := excel$ "BX160"			

- ALTURA DE LA SECCIÓN
- ANCHO DEL ALA
- ÁREA GRUESA
- ESPESOR DEL ALA
- ESPESOR DEL ALMA
- INERCIA EN X
- INERCIA EN Y
- CONSTANTE TORSIONAL
- MÓDULO PLÁSTICO EN X
- MÓDULO ELÁSTICO EN X

$$dv \cdot in = 16.5 in$$

$$bfv \cdot in = 10.3 in$$

$$Av \cdot in^2 = 22.6 in^2$$

$$tfv \cdot in = 0.76 in$$

$$twv \cdot in = 0.455 in$$

$$Ivx \cdot in^4 = 1110 in^4$$

$$Ivy \cdot in^4 = 138 in^4$$

$$fv \cdot in^4 = 3.57 in^4$$

$$Zxv \cdot in^3 = 150 in^3$$

$$Sxv \cdot in^3 = 134 in^3$$

B) CÁLCULOS

- RADIO DE GIRO EN X

$$r_{xv} := \sqrt{\frac{I_{vx} \cdot \text{in}^4}{A_v \cdot \text{in}^2}} = 7.008 \text{ in}$$

- RADIO DE GIRO EN Y

$$r_{yv} := \sqrt{\frac{I_{vy} \cdot \text{in}^4}{A_v \cdot \text{in}^2}} = 2.471 \text{ in}$$

- ESPESOR DEL ALA + LA CURVATURA

$$k_{des} \cdot \text{in} = 29.464 \text{ mm}$$

- CONSTANTE DE TORSIÓN DE ALABEO

$$C_{wv} \cdot \text{in}^6 = 8590 \text{ in}^6$$

- ALTURA LIBRE DEL ALMA

$$h_b := d_v \cdot \text{in} - 2 \cdot k_{des} \cdot \text{in} = 14.18 \text{ in}$$

COLUMNA UTILIZAR W14x159

	T _y	EDI_Std_Nomenclature	AISC_Manual_Label	T	W	A	d	d _{det}
Outputs		$t_{fc} := \text{excel}_{\text{"T186"}}$	$A_c := \text{excel}_{\text{"F186"}}$	$r_c := \text{excel}_{\text{"AT186"}}$		$I_{cy} := \text{excel}_{\text{"AQ186"}}$		
		$b_{fc} := \text{excel}_{\text{"L186"}}$	$k_{desc} := \text{excel}_{\text{"Y186"}}$	$dc := \text{excel}_{\text{"G186"}}$		$I_{cx} := \text{excel}_{\text{"AM186"}}$		
		$t_{wc} := \text{excel}_{\text{"Q186"}}$	$C_{wc} := \text{excel}_{\text{"AY186"}}$	$jc := \text{excel}_{\text{"AX186"}}$		$Z_{xc} := \text{excel}_{\text{"AN186"}}$		
		$S_{xc} := \text{excel}_{\text{"AO186"}}$	$h_{oc} := \text{excel}_{\text{"BY186"}}$	$r_{tc} := \text{excel}_{\text{"BX186"}}$		$S_{xc} := \text{excel}_{\text{"AO186"}}$		

• ALTURA DE LA SECCIÓN	$dc \cdot in = 15 in$
• ANCHO DEL ALA	$bfc \cdot in = 15.6 in$
• ÁREA GRUESA	$Ac \cdot in^2 = 46.7 in^2$
• ESPESOR DEL ALA	$tfc \cdot in = 1.19 in$
• ESPESOR DEL ALMA	$twc \cdot in = 0.745 in$
• INERCIA EN X	$Icx \cdot in^4 = 1900 in^4$
• INERCIA EN Y	$Icy \cdot in^4 = 748 in^4$
• CONSTANTE TORSIONAL	$jc \cdot in^4 = 19.7 in^4$
• MÓDULO PLÁSTICO EN X	$Zxc \cdot in^3 = 287 in^3$
• MÓDULO ELÁSTICO EN X	$Sxc \cdot in^3 = 254 in^3$

B) CÁLCULOS

• RADIO DE GIRO EN X	$r_{xc} := \sqrt{\frac{Icx \cdot in^4}{Ac \cdot in^2}} = 6.378 in$
• RADIO DE GIRO EN Y	$r_{yc} := \sqrt{\frac{Icy \cdot in^4}{Ac \cdot in^2}} = 4.002 in$
• ESPESOR DEL ALA + LA CURVATURA	$kdesc \cdot in = 45.466 mm$
• CONSTANTE DE TORSIÓN DE ALABEO	$Cwc \cdot in^6 = 35600 in^6$
• ALTURA LIBRE DEL ALMA	$hc := dc \cdot in - 2 \cdot kdesc \cdot in = 11.42 in$

ARRIOSTRE A UTILIZAR W10x60

Typ	EDI_Std_Nomenclature	AISC_Manual_Label	T	W	A	d
	$tfa := excel$ "T239"	$Aa := excel$ "F239"	$ra := excel$ "AT239"	$Iay := excel$ "AQ239"		
	$bfa := excel$ "L239"	$kdesa := excel$ "Y239"	$da := excel$ "G239"	$Iax := excel$ "AM239"		
	$twa := excel$ "Q239"	$Cwa := excel$ "AY239"	$ja := excel$ "AX239"	$Zxa := excel$ "AN239"		
	$Sxa := excel$ "AO239"	$hoa := excel$ "BY239"	$rta := excel$ "BX239"			

Outputs

- ALTURA DE LA SECCIÓN $da \cdot in = 10.2 in$
- ANCHO DEL ALA $bfa \cdot in = 10.1 in$
- ÁREA GRUESA $Aa \cdot in^2 = 17.7 in^2$
- ESPESOR DEL ALA $tfa \cdot in = 0.68 in$
- ESPESOR DEL ALMA $twa \cdot in = 0.42 in$
- INERCIA EN X $Iax \cdot in^4 = 341 in^4$
- INERCIA EN Y $Iay \cdot in^4 = 116 in^4$
- CONSTANTE TORSIONAL $ja \cdot in^4 = 2.48 in^4$
- MÓDULO PLÁSTICO EN X $Zxa \cdot in^3 = 74.6 in^3$
- MÓDULO ELÁSTICO EN X $Sxa \cdot in^3 = 66.7 in^3$

B) CÁLCULOS

- RADIO DE GIRO EN X

$$r_{xa} := \sqrt{\frac{I_{ax} \cdot \text{in}^4}{A_a \cdot \text{in}^2}} = 4.389 \text{ in}$$

- RADIO DE GIRO EN Y

$$r_{ya} := \sqrt{\frac{I_{ay} \cdot \text{in}^4}{A_a \cdot \text{in}^2}} = 2.56 \text{ in}$$

- ESPESOR DEL ALA + LA CURVATURA

$$k_{desa} \cdot \text{in} = 29.972 \text{ mm}$$

- CONSTANTE DE TORSIÓN DE ALABEO

$$C_{wa} \cdot \text{in}^6 = 2640 \text{ in}^6$$

- ALTURA LIBRE DEL ALMA

$$h_a := d_a \cdot \text{in} - 2 \cdot k_{desa} \cdot \text{in} = 7.84 \text{ in}$$

SOPORTE A UTILIZAR [W10x33](#)

Typ	EDI_Std_Nomenclature	AISC_Manual_Label	T	W	A	d
W	W10X33	W10X33	F	33.0	9.71	9.73
Outputs	$tfs := excel$ "T244"	$As := excel$ "F244"	$rs := excel$ "AT244"	$Isy := excel$ "AQ244"		
	$bfs := excel$ "L244"	$k_{dessa} := excel$ "Y244"	$ds := excel$ "G244"	$Isx := excel$ "AM244"		
	$tws := excel$ "Q244"	$C_{ws} := excel$ "AY244"	$js := excel$ "AX244"	$Z_{xs} := excel$ "AN244"		
	$S_{xs} := excel$ "AO244"	$hos := excel$ "BT244"				

- ALTURA DE LA SECCIÓN
- ANCHO DEL ALA
- ÁREA GRUESA
- ESPESOR DEL ALA
- ESPESOR DEL ALMA
- INERCIA EN X
- INERCIA EN Y
- CONSTANTE TORSIONAL
- MÓDULO PLÁSTICO EN X
- MÓDULO ELÁSTICO EN X

$$ds \cdot in = 9.73 \text{ in}$$

$$bfs \cdot in = 7.96 \text{ in}$$

$$As \cdot in^2 = 9.71 \text{ in}^2$$

$$tfs \cdot in = 0.435 \text{ in}$$

$$tws \cdot in = 0.29 \text{ in}$$

$$Isx \cdot in^4 = 171 \text{ in}^4$$

$$Isy \cdot in^4 = 36.6 \text{ in}^4$$

$$js \cdot in^4 = 0.583 \text{ in}^4$$

$$Zxs \cdot in^3 = 38.8 \text{ in}^3$$

$$Sxs \cdot in^3 = 35 \text{ in}^3$$

B) CÁLCULOS

- RADIO DE GIRO EN X

$$rxs := \sqrt{\frac{Isx \cdot in^4}{As \cdot in^2}} = 4.197 \text{ in}$$

- RADIO DE GIRO EN Y

$$rys := \sqrt{\frac{Isy \cdot in^4}{As \cdot in^2}} = 1.941 \text{ in}$$

- ESPESOR DEL ALA + LA CURVATURA

$$kdess \cdot in = 0.935 \text{ in}$$

- CONSTANTE DE TORSIÓN DE ALABEO

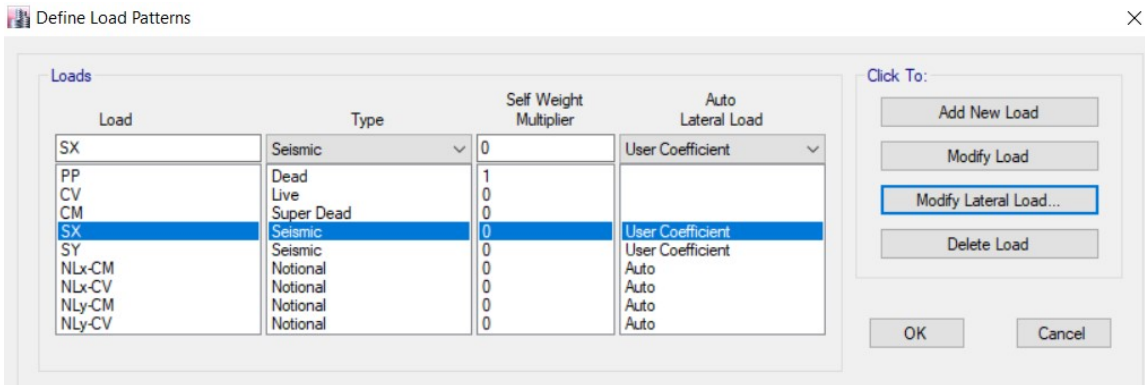
$$Cws \cdot in^6 = 791 \text{ in}^6$$

- ALTURA LIBRE DEL ALMA

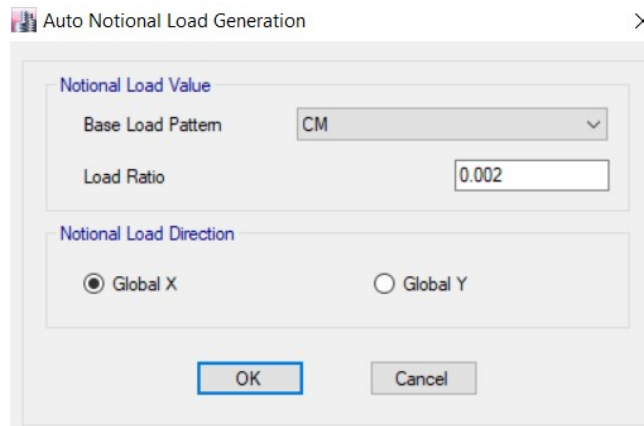
$$hs := ds \cdot in - 2 \cdot kdess \cdot in = 7.86 \text{ in}$$

I.5 DEFINICIÓN DE CARGAS:

- CM -----> CARGA MUERTA
- CV -----> CARGA VIVA
- PP -----> PESO PROPIO
- SX -----> SISMO EN DIRECCIÓN X
- SY -----> SISMO EN DIRECCIÓN Y
- NLx_CM -----> NOTIONAL LOAD DE CARGA MUERTA EN DIRECCIÓN X
- NLx_CV -----> NOTIONAL LOAD DE CARGA VIVA EN DIRECCIÓN X
- NLy_CM -----> NOTIONAL LOAD DE CARGA MUERTA EN DIRECCIÓN Y
- NLy_CV -----> NOTIONAL LOAD DE CARGA VIVA EN DIRECCIÓN Y



(FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA)



(FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA)

I.6 CARGAS GRAVITACIONALES APLICADAS

CARGAS SOBRE LA VIGA

CARGAS SOBRE LA COLUMNA

$CP := 3.09 \text{ tonnef}$

ESPACIADAS A CADA 2.65 M

$CP_{col} := 137.73 \text{ tonnef}$

CARGAS SOBRE LA VIGA

CARGAS SOBRE LA COLUMNA

$CV := 1.35$ *tonnef* ESPACIADAS A CADA 2.65 M $CV_{col} := 59.07$ *tonnef*

I.7 FUENTE DE MASA (MASS SOURCE)

$\gamma := 0.1$

PARTICIPACIÓN DE CARGA VIVA

Mass Source Data

Mass Source Name:

Mass Source

Element Self Mass

Additional Mass

Specified Load Patterns

Adjust Diaphragm Lateral Mass to Move Mass Centroid by:

This Ratio of Diaphragm Width in X Direction:

This Ratio of Diaphragm Width in Y Direction:

OK Cancel

Mass Multipliers for Load Patterns

Load Pattern	Multiplier
PP	1
PP	1
CM	1
CV	0.1

Add Modify Delete

Mass Options

Include Lateral Mass

Include Vertical Mass

Lump Lateral Mass at Story Levels

(FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA)

I.8 ESPECTRO DE DISEÑO

NORMA: AGIES 2018 NORMAS DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL PARA GUATEMALA

UBICACIÓN DE PROYECTO

- **DEPARTAMENTO:** GUATEMALA
- **MUNICIPIO:** GUATEMALA
- **CATEGORÍA DE OBRA (NSE I CAPÍTULO 3):** II
- **ÍNDICE DE SISMICIDAD (NSE 2-18 SECCIÓN 4.2.1):** 4
- **NIVEL MÍNIMO DE PROTECCIÓN SÍSMICA (NSE 2-18):** D

Tabla 4.2.2-1 — Nivel de protección sísmica y probabilidad del sismo de diseño

Índice de Sismicidad ^[b]	Clase de obra ^[a]			
	Esencial	Importante	Ordinaria	Utilitaria
Io = 4	E	D	D	C
Io = 3	D	C	C	B
Io = 2	C	B	B	A
Probabilidad de exceder el sismo de diseño ^[c]	5% en 50 años ^[d]	5% en 50 años ^[d]	10% en 50 años	Sismo mínimo ^[e]

(FUENTE: NSE 2-2018 PÁG 4-2)

- ORDENADA ESPECTRAL DE PERIODO CORTO

$$S_{cr} := 1.50$$

- ORDENADA ESPECTRAL CON PERIODO DE 1 SEGUNDO

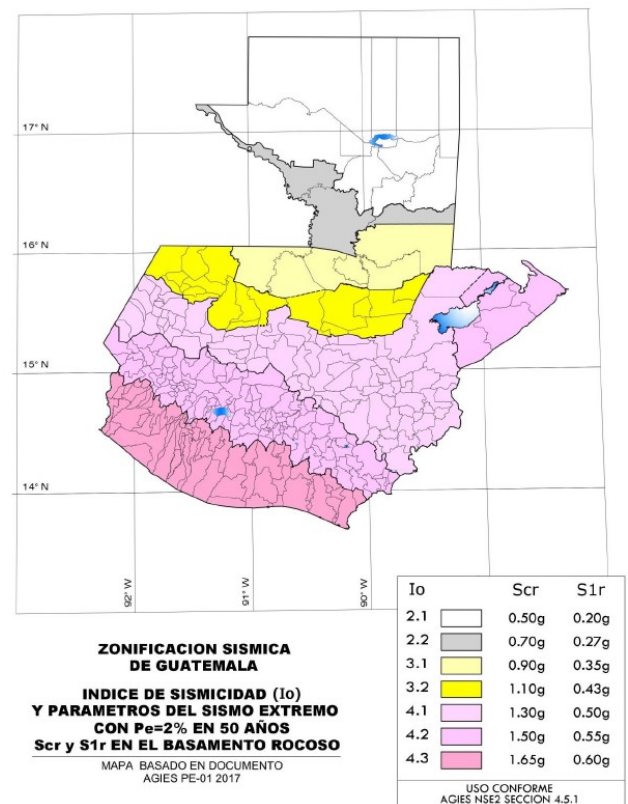
$$S_{1r} := 0.55$$

- CLASE DE SITIO (NSE 2-18): C

- COEFICIENTES DE SITIO (TABLA 4.5-1 Y 4.5-1)

$$F_a := 1.2$$

$$F_v := 1.4$$



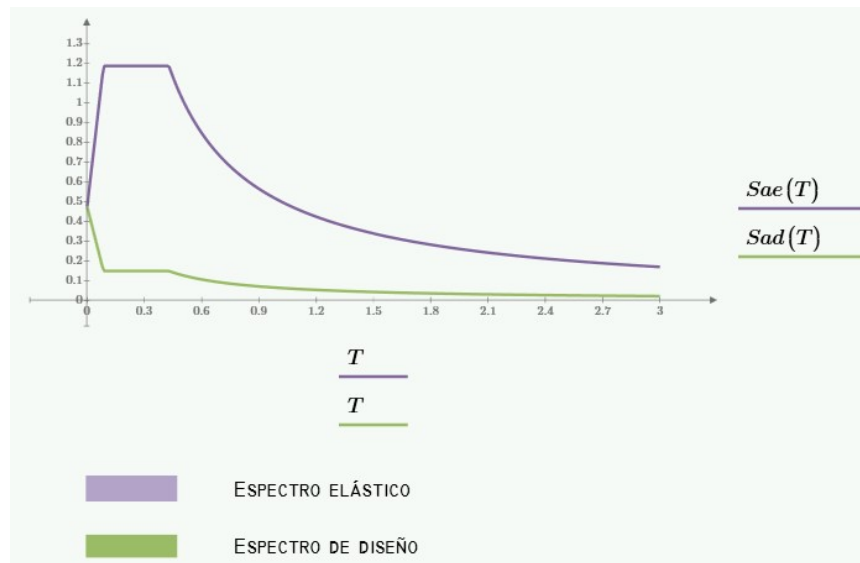
(FUENTE: NSE 2-2018 PÁG 4-6)

$$\Omega_o := 2$$

MARCOS DE ACERO TIPOS A CON RIOSTRAS EXCÉNTRICAS (NSE 3-18)

$$S_{vd} := 0.238$$

COMPONENTE VERTICAL DEL SISMO (NSE 2-18 4.5.9-1). SE DEBE SUMAR A LA CARGA MUERTA EN LA COMBINACIÓN CRA



(FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA)

1.9 CASO MODAL

Modal Case Data

General

Modal Case Name: Modal [Design...]

Modal Case Sub Type: Eigen [Notes...]

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: MsSrc1

P-Delta/Nonlinear Stiffness

Use Preset P-Delta Settings [Noniterative based on mass] [Modify/Show...]

Note: Nonlinear case option for P-Delta does not apply when Preset P-Delta is noniterative based on mass.

Loads Applied

Advanced Load Data Does NOT Exist Advanced

Other Parameters

Maximum Number of Modes: 12

Minimum Number of Modes: 1

Frequency Shift (Center): 0 cyc/sec

Cutoff Frequency (Radius): 0 cyc/sec

Convergence Tolerance: 1E-09

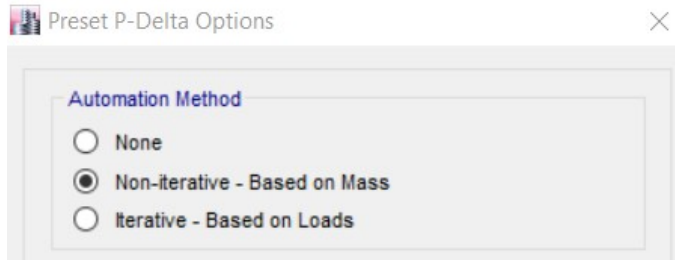
Allow Auto Frequency Shifting

OK Cancel

(FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA)

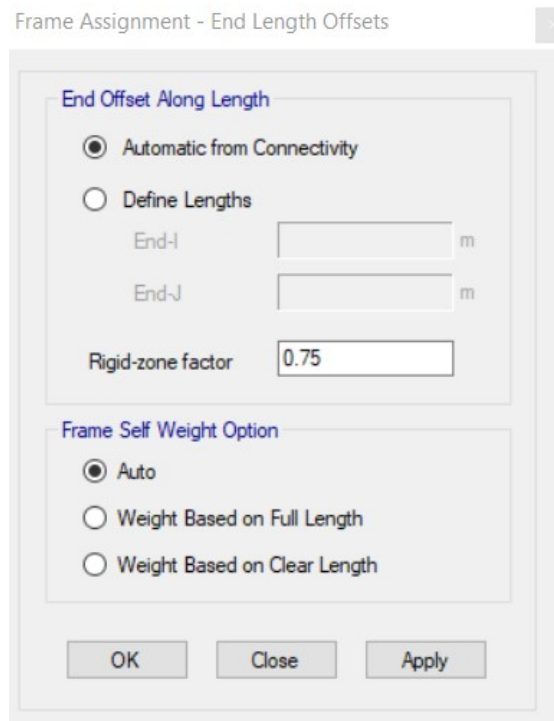
I.10 EFECTO P-DELTA

NON- ITERATIVE- BASED ON MASS



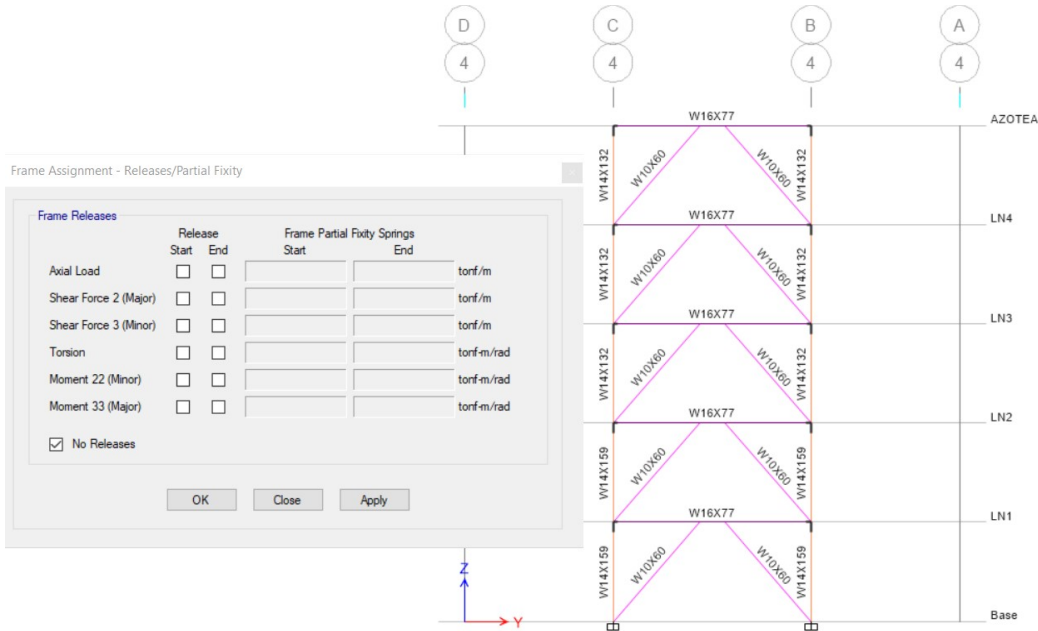
(FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA)

I.11 BRAZOS RÍGIDOS



(FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA)

I.12 RIOSTRAS EMPOTRADAS O ARTICULADAS

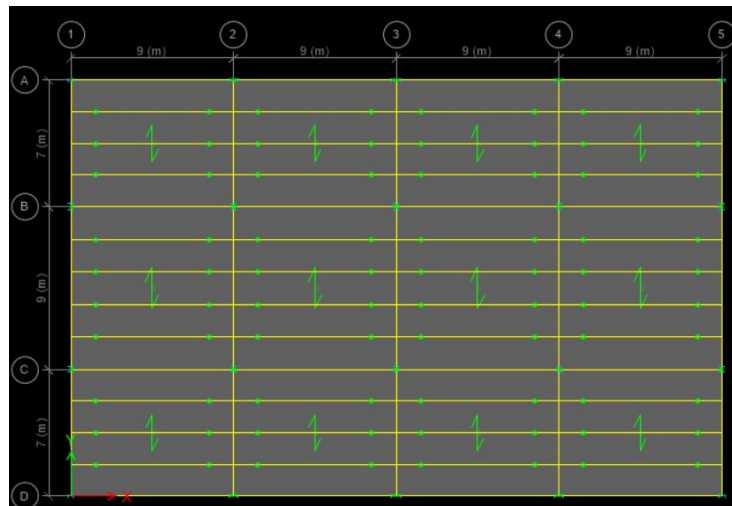


(FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA)

SE RECOMIENDA DEJAR LOS ARRIOSTRAMIENTOS **EMPOTRADOS** YA QUE EL ENLACE PUEDE FALLAR POR EXCESO DE ROTACIÓN. ESTO SE DEBE A QUE EL ARRIOSTRAMIENTO NO TIENE LA CAPACIDAD DE CONTROLAR LA ROTACIÓN DEL ENLACE Y LA DEMANDA SOLO SE QUEDA EN LA VIGA. TODO EL MOMENTO PASA A LA VIGA FUERA DEL ENLACE.

I.13 TRANSMICIÓN DE MOMENTOS

EN LOS GIRDERS Y VIGAS SECUNDARIAS QUE PERTENECEN A PÓRTICOS DE SOPORTE O GRAVITACIONALES SE DEBE LIBERAR LA TRANSMICIÓN DE MOMENTOS.



(FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA)

1.14 PREFERENCIAS PARA EL DISEÑO EN ACERO

SE DEBE INDICAR QUE SE TRATA DE PÓRTICOS ARRIOSTRADOS EXCÉNTRICAMENTE, QUE SE TRATA DE UN ANÁLISIS DIRECTO Y QUE SE DEBEN CONSIDERAR LAS DEFLEXIONES.

ET Steel Frame Design Preferences for AISC 360-16

	Item	Value
01	Design Code	AISC 360-16
02	Multi-Response Case Design	Step-by-Step - All
03	Framing Type	EBF
04	Seismic Design Category	D
05	Importance Factor	1
06	Design System Rho	1
07	Design System Sds	0.238
08	Design System R	8
09	Design System Omega0	2
10	Design System Cd	4
11	Design Provision	LRFD
12	Analysis Method	Direct Analysis
13	Second Order Method	General 2nd Order
14	Stiffness Reduction Method	Tau-b Fixed
15	Add Notional load cases into seismic combos?	Yes
16	Beta Factor	1.3
17	BetaOmega Factor	1.6
18	Phi(Bending)	0.9

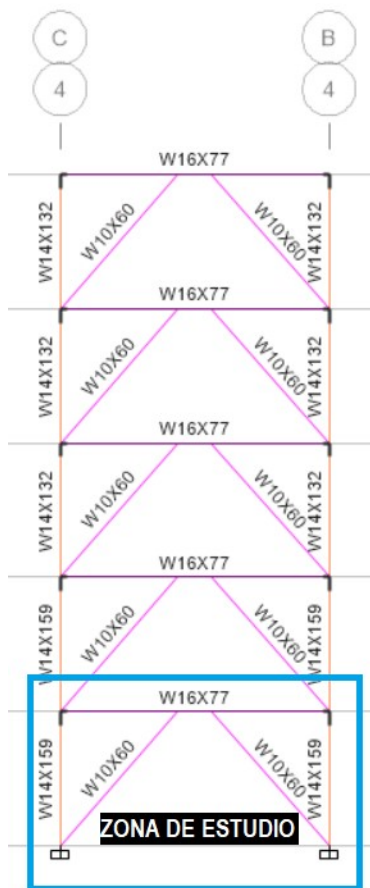
(FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA)

ET Steel Frame Design Preferences for AISC 360-16

	Item	Value
21	Phi(Tension-Fracture)	0.75
22	Phi(Shear)	0.9
23	Phi(Shear-Short Webed Rolled I)	1
24	Phi(Torsion)	0.9
25	Ignore Seismic Code?	No
26	Ignore Special Seismic Load?	No
27	Is Doubler Plate Plug-Welded?	Yes
28	HSS Welding Type	ERW
29	Reduce HSS Thickness?	No
30	Consider Deflection?	Yes
31	DL Limit, L /	120
32	Super DL+LL Limit, L /	120
33	Live Load Limit, L /	360
34	Total Limit, L /	240
35	Total-Camber Limit, L /	240
36	Pattern Live Load Factor	0.75
37	Demand/Capacity Ratio Limit	0.95
38	Max Number of Auto Iterations	1

(FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA)

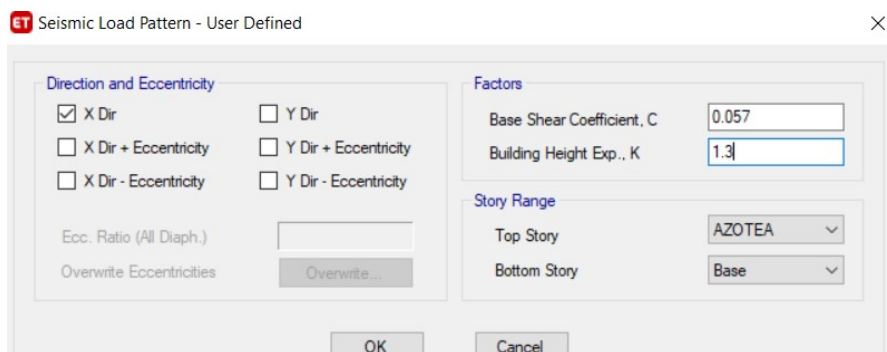
I.15 ZONAS DE ESTUDIO



(FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA)

I.16 DEFINICIÓN DEL PATRÓN DE ANÁLISIS POR FUERZAS HORIZONTALES O LATERALES EQUIVALENTES

EN LA DIRECCIÓN X ES UN SISTEMA DE PÓRTICOS A MOMENTO Y EN LA DIRECCIÓN Y ES UN SISTEMA DE PÓRTICOS CON ARRIOSTRAMIENTOS EXCÉNTRICOS



(FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA)

Seismic Load Pattern - User Defined

Direction and Eccentricity

X Dir Y Dir

X Dir + Eccentricity Y Dir + Eccentricity

X Dir - Eccentricity Y Dir - Eccentricity

Ecc. Ratio (All Diaph.)

Overwrite Eccentricities

Factors

Base Shear Coefficient, C

Building Height Exp., K

Story Range

Top Story

Bottom Story

(FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA)

NOTA: EL DISEÑO DE LOS PÓRTICOS A MOMENTO QUEDA FUERA DEL ALCANCE DE ESTE TRABAJO PERO SE PUEDE CONSULTAR EL MANUAL SÍSMICO AISC TERCERA EDICIÓN SECCIÓN 4.

Load Case Data

General

Load Case Name

Load Case Type

Mass Source

Analysis Model

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	AGIES2018	1.2263

Advanced

Other Parameters

Modal Load Case

Modal Combination Method

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1

Rigid Frequency, f2

Periodic + Rigid Type

Earthquake Duration, td

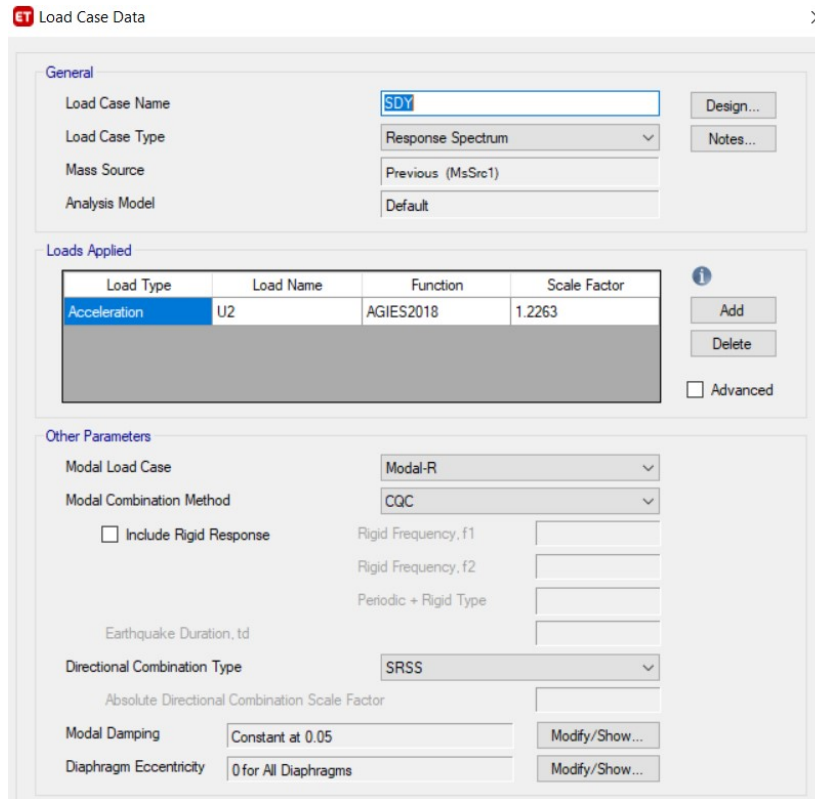
Directional Combination Type

Absolute Directional Combination Scale Factor

Modal Damping

Diaphragm Eccentricity

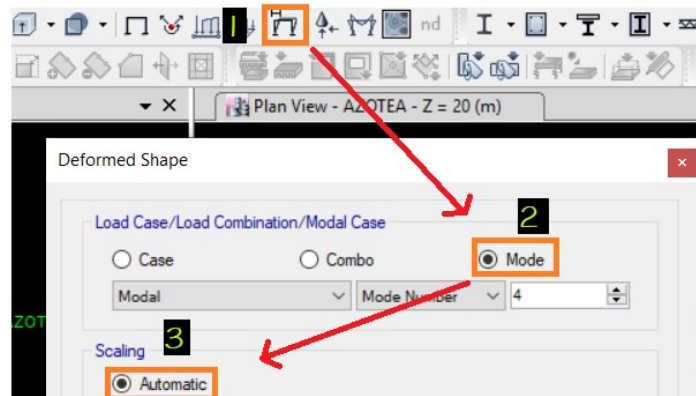
(FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA)

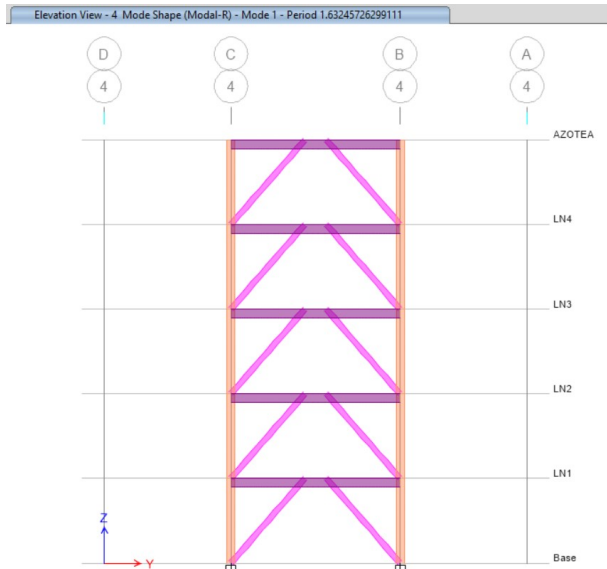


(FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA)

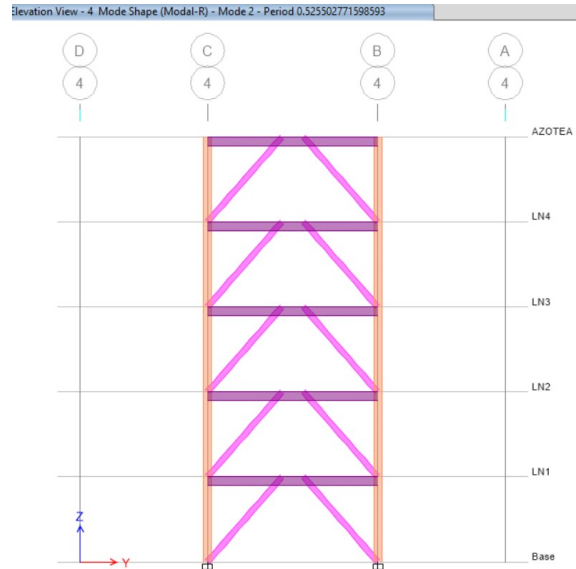
SE PLANTEA LA REVISIÓN DE LAS VIGAS, COLUMNAS Y ENLACE INDICADO

2. REVISIÓN DE LA RESPUESTA DINÁMICA

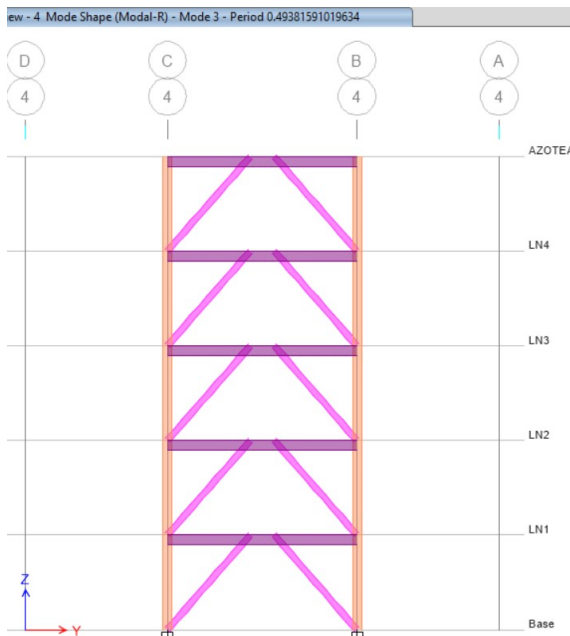




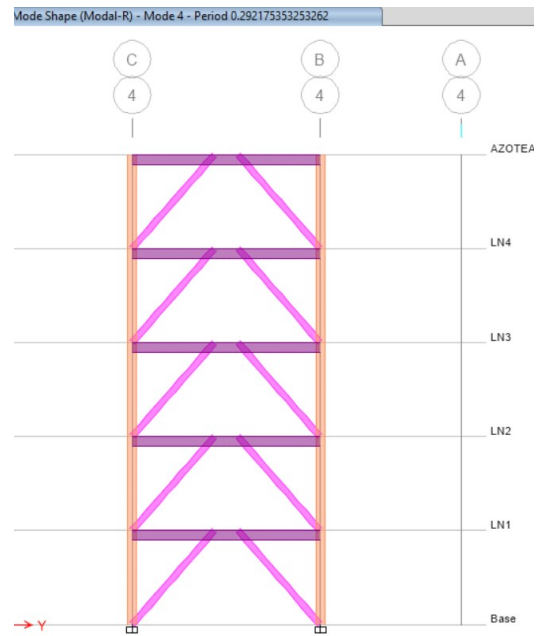
MODO 1 (T=1.63s)



MODO 2 (T=0.52s)

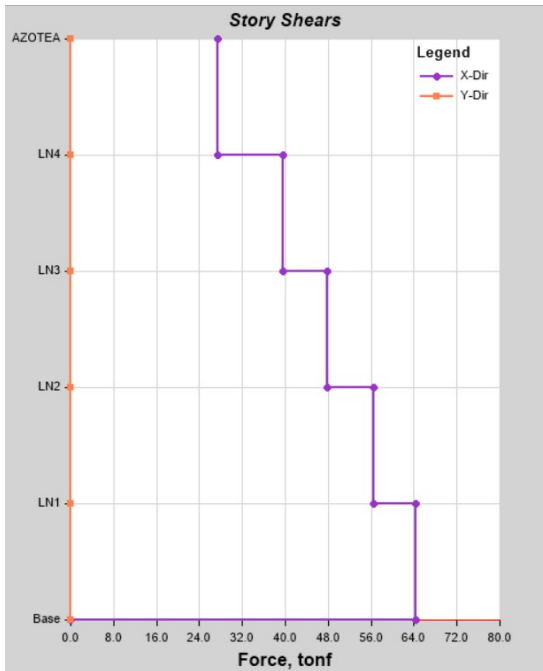


MODO 3 (T=0.49s)

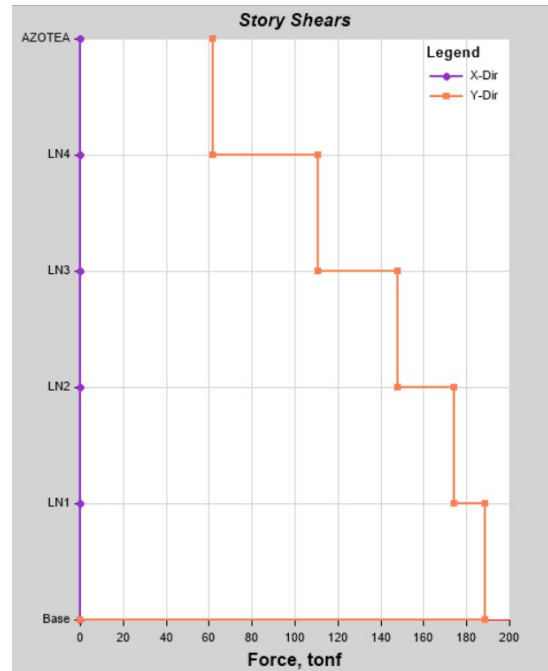


MODO 4 (T=0.29s)

2.2 CORTES DE PISO :



CORTE DE PISO EN X



CORTE DE PISO EN Y

NOTA: EN EL DESARROLLO DE CUALQUIER PROYECTO SE DEBERÁ REVISAR EL CORTE BASAL DINÁMICO RESPECTO AL ESTÁTICO, QUE IMPONE LA NORMA COMO MÍNIMO

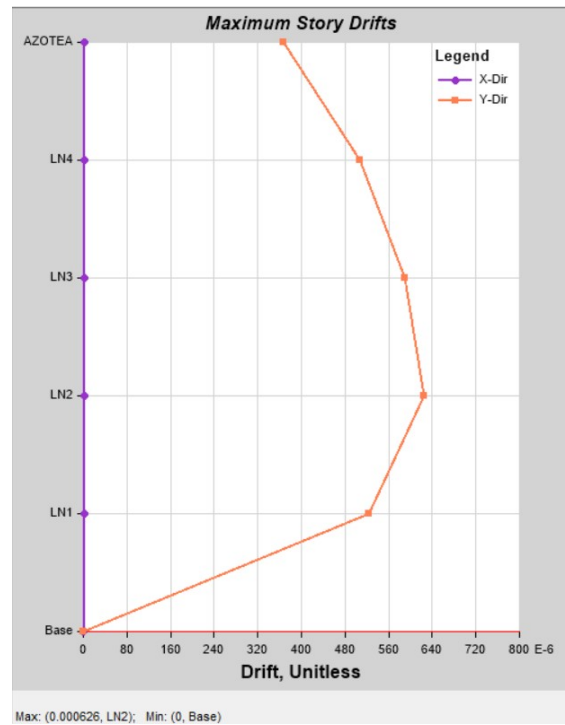
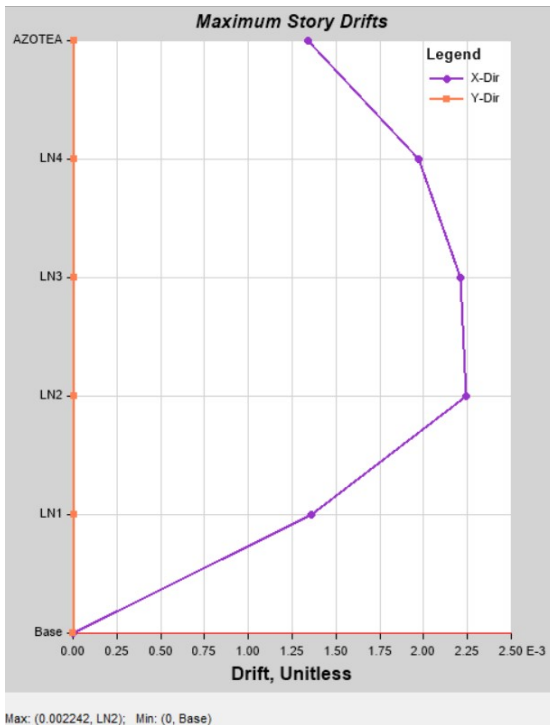
2.3 TABLAS DE PERÍODOS Y MASAS PARTICIPATIVAS :

ET Modal Participating Mass Ratios

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Modal-R	1	1.632	0.7991	0	0	0.7991	0
Modal-R	2	0.526	0.1151	0	0	0.9141	0
Modal-R	3	0.494	0	0.8268	0	0.9141	0.8268
Modal-R	4	0.292	0.0454	0	0	0.9595	0.8268
Modal-R	5	0.2	0.0232	0	0	0.9828	0.8268
Modal-R	6	0.173	0	0.1253	0	0.9828	0.9521
Modal-R	7	0.154	0.0172	0	0	1	0.9521
Modal-R	8	0.101	0	0.0327	0	1	0.9848
Modal-R	9	0.075	0	0.0132	0	1	0.998
Modal-R	10	0.06	0	0.002	0	1	0.9999

NOTA: POR LO MENOS DEBE DE PARTICIPAR EL 90% DE LA MASA DE NO SER ASÍ SE DEBEN DE AGREGAR MÁS MODOS DE VIBRACIÓN

2.4 DERIVAS DE PISO



$$\Delta_{e.x} := 0.002141$$

$$Cdx := 4$$

$$\Delta_{I.x} := \Delta_{e.x} \cdot Cdx = 0.009$$

$$\Delta_{max.x} := \frac{2\% \cdot 4}{4} = 0.02$$

$$Chequeo.x := \text{if} (\Delta_{I.x} < \Delta_{max.x}, \text{"OK"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"OK"}$$

$$\Delta_{e.y} := 0.000624$$

$$Cdy := 4$$

$$\Delta_{I.y} := \Delta_{e.y} \cdot Cdy = 0.002$$

$$\Delta_{max.y} := \frac{2\% \cdot 4}{4} = 0.02$$

$$Chequeo.y := \text{if} (\Delta_{I.y} < \Delta_{max.y}, \text{"OK"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"OK"}$$

2.5 DISEÑO SISMORRESISTENTE DEL ENLACE

REVISIÓN DEL PANDEO LOCAL

LOS PATINES Y EL ALMA DEL ENLACE DEBEN DE CUMPLIR CON LOS REQUERIMIENTOS DE ALTA DUCTILIDAD

PATINES

(ANSI / AISC 341-16 TABLA DI.1 P60)

$$\lambda := \frac{b_{fv} \cdot in}{2 \cdot t_{fv} \cdot in} = 6.776$$

RELACIÓN ANCHO/GROSOR

$$\lambda_{hd} := 0.32 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yv} \cdot F_{yv}}} = 7.348$$

LÍMITE DE RELACION ANCHO/GROSOR PARA MIEMBROS DE ALTA DUCTILIDAD

$$chequeo := \text{if}(\lambda \leq \lambda_{hd}, \text{"Cumple"}, \text{"Cambiar viga"})$$

$$chequeo = \text{"Cumple"}$$

ALMA

$$P_{me} := 6.88 \text{ tonnef}$$

$$P_{ve} := 2.92 \text{ tonnef}$$

$$P_{se} := 8.38 \text{ tonnef}$$

RESISTENCIA AXIAL REQUERIDA

$$P_u := (1.2 + S_{vd}) P_{me} + P_{ve} + P_{se} = 21.193 \text{ tonnef}$$

$$\phi_c P_y := F_{yv} \cdot A_v \cdot in^2 \cdot R_{yv} = 563.815 \text{ tonnef}$$

$$C_a := \frac{P_u}{\phi_c P_y} = 0.038$$

RELACIÓN ENTRE LA RESISTENCIA AXIAL REQUERIDA Y LA RESISTENCIA AXIAL DE FLUENCIA

$$\lambda := \frac{hb}{t_{wv} \cdot in} = 31.165$$

ESBELTEZ DEL ALMA

$$\lambda_{hd} := \text{if} \left(C_a \leq 0.114, 2.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yv} \cdot F_{yv}}}, \max \left(0.88 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yv} \cdot F_{yv}}} \cdot (2.68 - C_a), 1.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yv} \cdot F_{yv}}} \right) \right)$$

$$\lambda_{hd} = 59.013$$

$$Chequeo := \text{if}(\lambda \leq \lambda_{hd}, \text{"Cumple"}, \text{"Cambiar viga"})$$

$$Chequeo = \text{"Cumple"}$$

RESISTENCIA DEL ENLACE

FLUENCIA POR CORTE

$$Alw := (dv \cdot in - 2 \cdot tfv \cdot in) \cdot twv \cdot in = 43.973 \text{ cm}^2 \quad \text{ÁREA DEL ALMA DEL ENLACE}$$

$$Py := Fyv \cdot Av \cdot in^2 = 512.559 \text{ tonnef} \quad \text{FUERZA AXIAL DE FLUENCIA SIN SOBRE-RESISTENCIA}$$

$$\frac{Pu}{Py} = 0.041 \quad \text{RELACIÓN DE FUERZAS}$$

$$Vp1 := 0.6 \cdot Fyv \cdot Alw = 92.749 \text{ tonnef} \quad (\text{ANSI / AISC 341-16 EC F3-2})$$

$$V_p = 0.6F_y A_{lw} \text{ for } \alpha_s P_r / P_y \leq 0.15 \quad (\text{F3-2})$$

$$Vp2 := 0.6 \cdot Fyv \cdot Alw \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{Pu}{Py}\right)^2} = 92.67 \text{ tonnef} \quad (\text{ANSI / AISC 341-16 EC F3-3})$$

$$V_p = 0.6F_y A_{lw} \sqrt{1 - (\alpha_s P_r / P_y)^2} \text{ for } \alpha_s P_r / P_y > 0.15 \quad (\text{F3-3})$$

$$Vp := \text{if}\left(\frac{Pu}{Py} < 0.15, Vp1, Vp2\right) = 92.749 \text{ tonnef} \quad \text{CORTE PLÁSTICO POR FLUENCIA POR CORTE}$$

FLUENCIA POR FLEXIÓN

$$Mp1 := Fyv \cdot Zxv \cdot in^3 = 86.409 \text{ tonnef} \cdot m \quad (\text{341-16 EC F3-2})$$

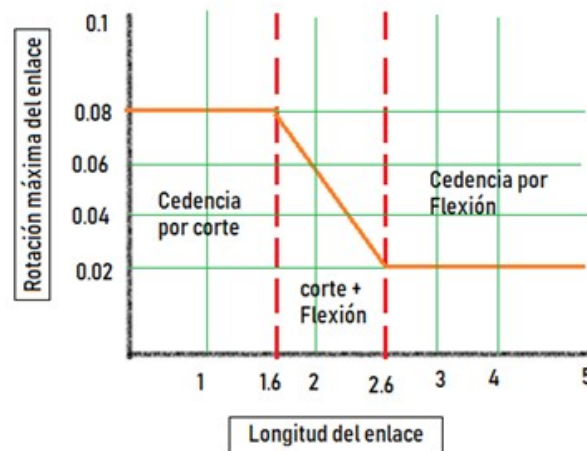
$$Mp2 := Fyv \cdot Zxv \cdot in^3 \cdot \left(\frac{1 - \frac{Pu}{Py}}{0.85}\right) = 97.455 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$Mp := \text{if}\left(\frac{Pu}{Py} < 0.15, Mp1, Mp2\right) = 86.409 \text{ tonnef} \cdot m \quad \text{MOMENTO PLÁSTICO}$$

$$Vnfy := \frac{2 \cdot Mp}{e} = 172.819 \text{ tonnef} \quad \text{CORTE PLÁSTICO POR FLUENCIA POR FLEXIÓN}$$

$$chequeo := \text{if}(Vp < Vnfy, \text{"Fluencia por corte"}, \text{"Fluencia por flexión"})$$

$$chequeo = \text{"Fluencia por corte"}$$



$$V_n := \min(V_p, V_nfy) = 92.749 \text{ tonnef} \quad \text{CORTE NOMINAL DE DISEÑO}$$

$$\phi V_n := 0.9 \cdot V_n = 83.474 \text{ tonnef} \quad \text{CORTE MINORADO DE DISEÑO}$$

RELACIÓN DE ESFUERZOS

Se debe revisar nuevamente la ductilidad de los patines

$$e = 1 \text{ m} \quad 1.6 \cdot \frac{M_p}{V_p} = 1.491 \text{ m} \quad \text{alas} := \text{if} \left(e < 1.6 \frac{M_p}{V_p}, \text{"MD"}, \text{"Hd"} \right) = \text{"MD"}$$

alas = "MD"

HD= ALTA DUCTILIDAD, **MD**= MODERADA DUCTILIDAD. SI EL ENLACE Y LA VIGA FUERA DEL ENLACE SON UN SOLO ELEMENTO, ES DECIR DE LA MISMA SECCIÓN AMBOS DEBEN CUMPLIR CON LA EXIGENCIA DE DUCTILIDAD CRÍTICA

$$X := \frac{e \cdot V_p}{M_p} = 1.073 \quad \text{RELACIÓN DE ESFUERZOS EN FUNCIÓN DEL LARGO DEL ENLACE}$$

CUANDO SE TIENE UNA RELACIÓN DE ESFUERZOS IGUAL A DOS, LAS FLUENCIAS POR CORTE Y FLEXIÓN ESTÁN BALANCEADAS.

NOTA: SE RECOMIENDA QUE EL ENLACE FLUYA POR CORTANTE, YA QUE SE CONSIDERA MÁS CONFIABLE

GROSOR RIGIDIZADORES

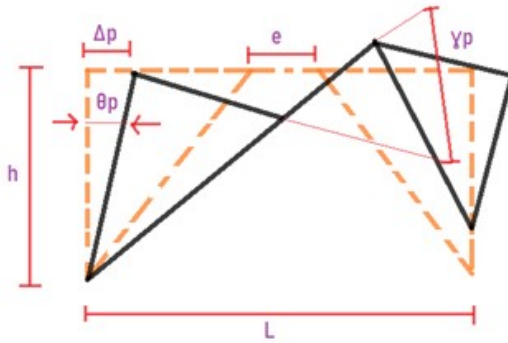
$$tr_{min} := \max\left(0.75 \cdot twv \cdot in, \frac{3}{8} in\right) = 0.375 in \quad \text{GROSOR MÍNIMO}$$

$$tr := \frac{3}{8} in \quad \text{GROSOR ELEGIDO MAYOR O IGUAL QUE TMIN}$$

ANCHO RIGIDIZADORES

$$bfv \cdot in - 2 \cdot twv \cdot in = 23.851 cm$$

ROTACIÓN DEL ENLACE



$$\theta_e := 0.000626 rad \quad \text{DERIVA ELÁSTICA DEL ANÁLISIS}$$

$$Cd := 4 \quad \text{FACTOR AMPLIFICADOR DE DESPLAZAMIENTO POST-ELÁSTICO}$$

$$\theta_p := \theta_e \cdot Cd = 0.003 rad \quad \text{DERIVA POST-ELÁSTICA}$$

$$\gamma_p := \frac{L}{e} \cdot \theta_p = 0.02 rad \quad \text{ROTACIÓN DEL ENLACE}$$

$$\text{Si } e \leq 1.6M_p/V_p \quad \gamma_{p,max} = 0.08 \text{ radianes}$$

$$\text{Si } 1.6M_p/V_p < e < 2.6M_p/V_p \quad \gamma_{p,max} = 0.08 - \left[\frac{(0.08 - 0.02) \cdot V_p}{M_p} \right] \cdot \left(e - \frac{1.6M_p}{V_p} \right)$$

$$\text{Si } e \geq 2.6M_p/V_p \quad \gamma_{p,max} = 0.02 \text{ radianes}$$

SE DEBE DETERMINAR LA ROTACIÓN MÁXIMA PERMISIBLE

$$1.6 \frac{M_p}{V_p} = 1.491 m \quad e = 1 m \quad 2.6 \cdot \frac{M_p}{V_p} = 2.422 m$$

$$\gamma_{p,max1} := 0.08 rad$$

$$\gamma_{pmax2} := 0.08 - \left(\frac{(0.08 - 0.02) \cdot V_n}{M_p} \right) \cdot \left(e - 1.6 \cdot \frac{M_p}{V_n} \right) = 0.112 \text{ rad}$$

$$\gamma_{pmax3} := 0.02 \text{ rad}$$

$$\gamma_{pmax} := \text{if} \left(e \leq 1.6 \cdot \frac{M_p}{V_n}, \gamma_{pmax1}, \text{if} \left(e < 2.6 \cdot \frac{M_p}{V_n}, \gamma_{pmax2}, \gamma_{pmax3} \right) \right) = 0.08 \text{ rad}$$

$$\text{Chequeo} := \text{if} (\gamma_p \leq \gamma_{pmax}, \text{"Cumple"}, \text{"Rotacion excesiva"})$$

Chequeo = "Cumple"

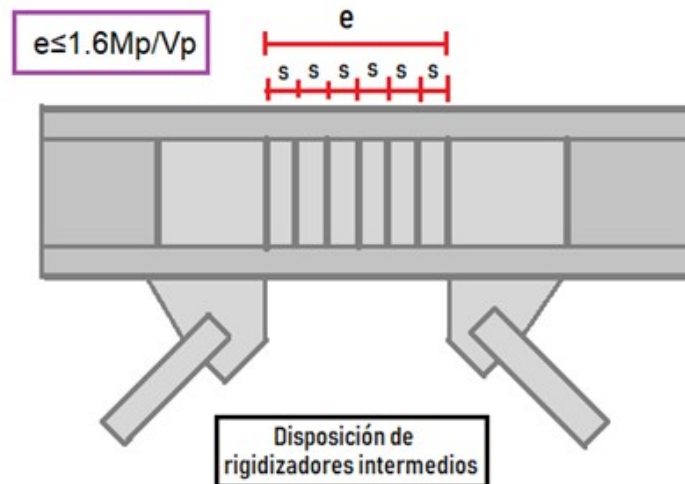
RESULTADO DE ETABS

Link Beam Rotation Information

Link Rotation	Load Combo	Limit Rotation	Bay Length (m)	Link Length (m)
0.02	DS1S53	0.08	8	1

NOTA: SI LA RELACIÓN NO CUMPLE SE DEBE REDUCIR LA LONGITUD DEL ENLACE O REPLANTEAR EL SISTEMA

SEPARACIÓN MÁXIMA ENTRE RIGIDIZADORES



1. Si $e \cdot \frac{V_p}{M_p} \leq 1.6$ HAY TRES OPCIONES

a. si $\gamma_p = 0.02 \text{ rad}$ $sa := 52 \cdot twv \cdot in - \frac{dv \cdot in}{5} = 51.714 \text{ cm}$

b. si $0.2 < \gamma_p < 0.08$ SB= INTERPOLAR ENTRE A Y C

c. si $\gamma_p = 0.08 \text{ rad}$ $sc := 30 \cdot twv \cdot in - \frac{dv \cdot in}{5} = 26.289 \text{ cm}$

2. si $1.6 < e \cdot \frac{V_p}{M_p} \leq 2.6$ SD=INTERPOLAR ENTRE 1 Y 3

3. si $2.6 < e \cdot \frac{V_p}{M_p} \leq 5$ $se := 1.5 \cdot bfv \cdot in = 39.243 \text{ cm}$ MEDIDO DESDE EXTREMOS DEL ENLACE

4. si $5 > e \cdot \frac{V_p}{M_p}$ NO SE REQUIERE RIGIDIZADORES

DADO QUE $e \cdot \frac{V_p}{M_p} = 1.073$ Y COMO $\gamma_p = 0.02$

SE DEBE APLICAR LA OPCION 2

INTERPOLANDO ENTRE 1A Y 1C SE OBTIENE 1B

$$sb := sc - \frac{(sc - sa) \cdot (0.08 \text{ rad} - \gamma_p)}{0.08 \text{ rad} - 0.02 \text{ rad}} = 51.701 \text{ cm}$$

INTERPOLANDO ENTRE 1B Y 3 SE OBTIENE 2

$$sd := se - \frac{(se - sb) \cdot \left(2.6 - e \cdot \frac{V_p}{M_p}\right)}{2.6 - 1.6} = 58.262 \text{ cm}$$

$$smax := sd = 58.262 \text{ cm}$$

SEPARACIÓN MÁXIMA ENTRE RIGIDIZADORES

SE ELIGE UN VALOR FINAL QUE SEA REDONDO Y LIGERAMENTE INFERIOR A ESTE ULTIMO

$$s := 400 \text{ mm} = 40 \text{ cm}$$

$$\frac{e}{s} = 3$$

SE COLOCARÁN 3 RIGIDIZADORES A CADA 40CM

RESISTENCIA A FLEXIÓN DEL ENLACE

$$Lb := e = 1 \text{ m} \quad Lp := 1.76 \cdot r_{yv} \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yv}}} = 2.66 \text{ m}$$

$$c := 1 \quad Cb := 1$$

$$Lr := 1.95 \cdot r_{tv} \cdot i_n \cdot \frac{E}{0.7 \cdot F_{yv}} \cdot \sqrt{\frac{jv \cdot i_n^4 \cdot c}{S_{xv} \cdot i_n^3 \cdot hob \cdot i_n} + \left(\frac{jv \cdot i_n^4 \cdot c}{S_{xv} \cdot i_n^3 \cdot hob \cdot i_n} \right)^2 + 6.76 \cdot \left(\frac{0.7 \cdot F_{yv}}{E} \right)^2} = 8.486 \text{ m}$$

$$F_{cr} := \frac{Cb \cdot \pi^2 \cdot E}{\left(\frac{Lb}{r_{tv} \cdot i_n} \right)^2} \cdot \sqrt{1 + 0.078 \cdot \frac{jv \cdot i_n^4 \cdot c}{S_{xv} \cdot i_n^3 \cdot hob \cdot i_n} \cdot \left(\frac{Lb}{r_{tv} \cdot i_n} \right)^2} = 1067750.578 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$M_p := Z_{xv} \cdot i_n^3 \cdot F_{yv} = 86.409 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad M_{n1} := M_p$$

$$M_{n3} := F_{cr} \cdot S_{xv} \cdot i_n^3 = 2344.638 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

MOMENTOS OBTENIDOS DEL ANÁLISIS POR TIPO DE CARGA

$$M_{me} := 7.60 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad \text{MUERTA}$$

$$M_{ve} := 4.57 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad \text{VIVA}$$

$$M_{se} := 13.88 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad \text{SISMO}$$

COMBINACIONES SISMICAS

$$M_{ue} := (1.2 + S_{vd}) \cdot M_{me} + M_{ve} + M_{se} = 29.379 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{n2} := Cb \cdot \left(M_p - (M_p - 0.7 \cdot F_{yv} \cdot S_{xv} \cdot i_n^3) \cdot \left(\frac{Lb - Lp}{Lr - Lp} \right) \right) = 95.636 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$z := \text{if}(Lb \leq Lp, 1, \text{if}(Lb \leq Lr, 2, 3)) = 1 \quad \text{ZONA DONDE ESTÁ UBICADA LA VIGA}$$

$$\phi M_{ne} := 0.9 \cdot \min(\text{if}(Lb \leq Lp, M_{n1}, \text{if}(Lb \leq Lr, M_{n2}, M_{n3})), M_p) = 77.768 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Moments and Capacities

	M _n Moment (tonf-m)	ϕM _n (tonf-m)	ϕM _n No LTB (tonf-m)	ϕM _n Cb=1 (tonf-m)
Major Bending	29.3182	77.7684	77.7684	77.7371
Minor Bending	0.0061	21.3085		

$$\frac{M_{ue}}{\phi M_{ne}} = 0.38$$

2.6 DISEÑO DE VIGA SOPORTE

RIGIDEZ

$$L_b := e = 1 \text{ m} \quad \text{LARGO ENTRE PUNTOS A SER ARRIOSTRADOS}$$

$$M_r := R_{yv} \cdot F_{yv} \cdot Z_{xv} \cdot in^3 = 95.05 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad \text{RESISTENCIA A FLEXIÓN ESPERADA EN LA VIGA PRINCIPAL}$$

$$L_s := 7 \text{ m} \quad \text{LARGO TOTAL DE VIGA DE SOPORTE LATERAL}$$

$$C_{da} := 1$$

$$\phi_r := 0.75$$

$$\beta_{br} := \frac{1}{\phi_r} \cdot \left(\frac{10 M_r \cdot C_{da}}{L_b \cdot h_b} \right) = (3.519 \cdot 10^3) \frac{\text{tonnef}}{\text{m}} \quad \text{RIGIDEZ REQUERIDA DE LA VIGA TRANSVERSAL (360-16 EC A-6-8A)}$$

$$\beta_{br} = \frac{1}{\phi} \left(\frac{10 M_r C_d}{L_{br} h_o} \right) \quad \text{(LRFD)} \quad \text{(A-6-8a)}$$

$$k := \frac{A_s \cdot in^2 \cdot E}{L_s} = 18246.725 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}} \quad \text{RIGIDEZ AXIAL DE LA VIGA TRANSVERSAL}$$

$$\frac{\beta_{br}}{k} = 0.193$$

RESISTENCIA POR COMPRESIÓN

$$P_{br} := \frac{0.02 \cdot M_r \cdot C_{da}}{h_b} = 5.278 \text{ tonnef} \quad \text{FUERZA AXIAL REQUERIDA EN LA VIGA TRANSVERSAL (360-16 Ec A6-7)}$$

1b. Point Bracing

In the direction perpendicular to the longitudinal axis of the beam, the required strength of end and intermediate point braces is

$$P_{br} = 0.02 \left(\frac{M_r C_d}{h_o} \right) \quad \text{(A-6-7)}$$

$$L_{bs} := 2.31 \text{ m} \quad \text{LONGITUD LIBRE} \quad K := 1$$

$$E_{max} := \max\left(\frac{K \cdot Lbs}{rxs}, \frac{K \cdot Lbs}{rys}\right) = 46.843 \quad \text{ESBELTEZ MÁXIMA}$$

$$F_e := \frac{\pi^2 \cdot E}{E_{max}^2} = (9.171 \cdot 10^4) \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$\text{chequeo} := \text{if}\left(\frac{F_{ys}}{F_e} \leq 2.25, \text{“Pandeo inelástico”}, \text{“Pandeo Elástico”}\right)$$

chequeo = “Pandeo inelástico”

$$F_{cr} := \text{if}\left(E_{max} \leq 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}}, 0.658 \frac{F_{ys}}{F_e} \cdot F_{ys}, 0.877 \cdot F_e\right) = (2.994 \cdot 10^4) \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$P_{ns} := F_{cr} \cdot A_s \cdot \text{in}^2 = 187.576 \text{ tonnef}$$

$$\phi P_{ns} := 0.9 \cdot P_{ns} = 168.818 \text{ tonnef}$$

$$\frac{P_{br}}{\phi P_{ns}} = 0.031$$

2.7 DISEÑO DE VIGA FUERA DEL ENLACE

CARGA DEL ANÁLISIS

Axial carga muerta	$P_{mb} := 6.88 \text{ tonnef}$	Momento carga muerta	$M_{mb} := 7.60 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$
Axial carga viva	$P_{vb} := 2.92 \text{ tonnef}$	Momento carga viva	$M_{vb} := 4.57 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$
Axial sismo	$P_{sb} := 8.38 \text{ tonnef}$	Momento sismo	$M_{sb} := 13.8 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$

COMBINACIONES SÍSMICAS

$$P_{u1b} := (1.2 + S_{vd}) \cdot P_{mb} + P_{vb} + P_{sb} = 21.193 \text{ tonnef}$$

$$M_{u1b} := (1.2 + S_{vd}) \cdot M_{mb} + M_{vb} + M_{sb} = 29.299 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$P_{ub} := P_{u1b} = 21.193 \text{ tonnef}$$

$$M_{ub} := M_{u1b} = 29.299 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

RESISTENCIA A COMPRESIÓN

$$S_{vi} := 2.65 \text{ m} \quad \text{SEPARACIÓN ENTRE VIGUETAS}$$

$$K_x := 1 \quad L_{bx} := \frac{L - e}{2} = 3.5 \text{ m} \quad K_y := 1 \quad L_{by} := S_{vi} = 2.65 \text{ m}$$

$$E_{max} := \max\left(\frac{K_x \cdot L_{bx}}{r_{xv}}, \frac{K_y \cdot L_{by}}{r_{yv}}\right) = 42.221 \quad \lambda_c := \frac{E_{max}}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{F_{yv}}{E}} = 0.558$$

$$chequeo := \text{if}(\lambda_c \leq 1.5, \text{"Pandeo inelástico"}, \text{"Pandeo elástico"})$$

$$chequeo = \text{"Pandeo inelástico"}$$

$$F_{cr} := \text{if}\left(\lambda_c \leq 1.5, 0.658^{\lambda_c^2} \cdot F_{yv}, \frac{0.877}{\lambda_c^2} \cdot F_{yv}\right) = (3.086 \cdot 10^4) \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$P_{nb} := F_{cr} \cdot A_v \cdot i_n^2 = 449.924 \text{ tonnef} \quad \phi P_{nb} := 0.9 \cdot P_{nb} = 404.931 \text{ tonnef}$$

$$\frac{P_{ub}}{\phi P_{nb}} = 0.052$$

RESISTENCIA A FLEXIÓN

$$L_b := S_{vi} = 2.65 \text{ m} \quad L_p := 1.76 \cdot r_{yv} \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yv}}} = 2.66 \text{ m}$$

$$M_p := Z_{xv} \cdot i_n^3 \cdot F_{yv} = 86.409 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$chequeo := \text{if}(L_b < L_p, \text{"alcanza su momento plástico"}, \text{"No cumple"})$$

$$chequeo = \text{"alcanza su momento plástico"}$$

$$M_{nb} := \text{if}(L_b < L_p, M_p, \text{"Calcular"}) = (8.474 \cdot 10^5) \text{ J}$$

$$M_{nb} := F_{yv} \cdot Z_{xv} \cdot i_n^3 = 86.409 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\phi M_{nb} := 0.9 \cdot M_{nb} = 77.768 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

B-MAJ +
0.377

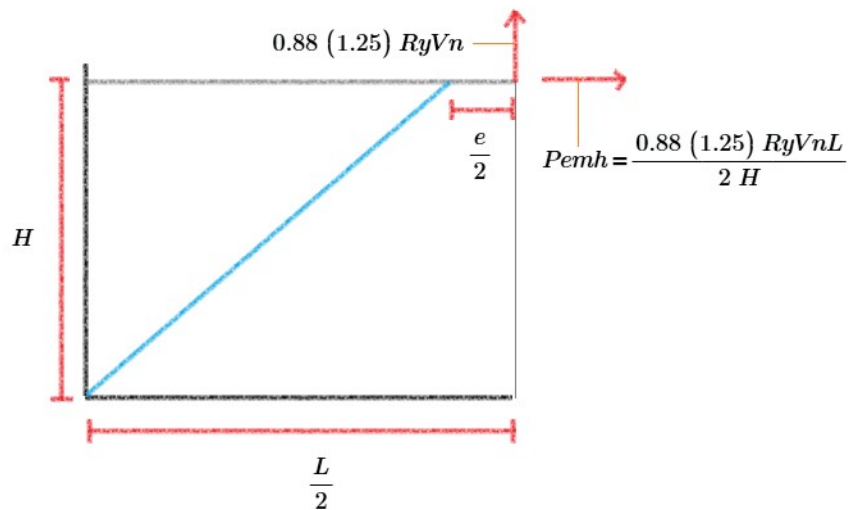
$$\frac{Mub}{\phi Mnb} = 0.377$$

D/C Ratio =
0.4 =

RELACIÓN ENTRE COMPRESIÓN Y FLEXIÓN

$$Rcf := \text{if} \left(\frac{Pub}{\phi Pnb} \leq 0.2, \frac{Pub}{2 \cdot \phi Pnb} + \frac{Mub}{\phi Mnb}, \frac{Pub}{\phi Pnb} + \frac{8}{9} \cdot \frac{Mub}{\phi Mnb} \right) = 0.403$$

REVISIÓN ESPECIAL EN LA VIGA FUERA DEL ENLACE



- CORTE MÁXIMO PROBABLE (AMPLIFICADO) $Vmpe := 1.10 \cdot Ryv \cdot Vn = 112.227 \text{ tonnef}$

- MOMENTO EN EL EXTREMO DEL ENLACE PROVOCADO POR EL CORTE MÁXIMO PROBABLE Y LA EXCENTRICIDAD $Me := Vmpe \cdot \frac{e}{2} = 56.113 \text{ tonnef} \cdot m$

- LARGO DE LA VIGA FUERA DEL ENLACE $Lbfe := \frac{L - e}{2} = 3.5 \text{ m}$

- LARGO DEL ARRIOSTRE $La := \sqrt{H^2 + Lbfe^2} = 5.315 \text{ m}$

- MÓDULO DE RIGIDEZ DE LA VIGA FUERA DEL ENLACE $Sbfe := \frac{E \cdot Ivx \cdot in^4}{Lbfe} = 2691.449 \text{ tonnef} \cdot m$

- MÓDULO DE RIGIDEZ DEL ARRIOSTRE

$$S_a := \frac{E \cdot I_{ax} \cdot in^4}{L_a} = 544.473 \text{ tonnef} \cdot m$$
- FACTOR DE DISTRIBUCIÓN DE LA VIGA FUERA DEL ENLACE

$$F_{dfe} := \frac{S_{bfe}}{(S_{bfe} + S_a)} = 0.832$$
- MOMENTO SÍSMICO AMPLIFICADO DE LA VIGA FUERA DEL ENLACE

$$M_{sabfe} := F_{dfe} \cdot M_e = 46.672 \text{ tonnef} \cdot m$$
- FUERZA AXIAL SÍSMICA AMPLIFICADA EN LA VIGA FUERA DEL ENLACE

$$P_{sabfe} := V_{mpe} \cdot \frac{L}{2 \cdot H} = 112.227 \text{ tonnef}$$

COMBINACIONES CON SISMO AMPLIFICADO

$$P_{uab} := (1.2 + S_{vd}) \cdot P_{mb} + P_{vb} + P_{sabfe} = 125.04 \text{ tonnef}$$

$$M_{uab} := (1.2 + S_{vd}) \cdot M_{mb} + M_{vb} + M_{sabfe} = 62.171 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$\frac{P_{uab}}{\phi P_{nb}} = 0.309$$

$$\frac{M_{uab}}{\phi M_{nb}} = 0.799$$

DUCTILIDAD MODERADA EN PATINES

(341-16 TABLA DI.1 P60)

$$chequeo := \text{if} \left(\frac{b_{fv}}{2 t_{fv}} \leq 0.4 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yv} \cdot F_{yv}}}, \text{“Cumple”}, \text{“Cambiar viga”} \right) = \text{“Cumple”}$$

DUCTILIDAD MODERADA EN EL ALMA

(341-16 TABLA DI.1 P60)

$$P_y := R_{yv} \cdot F_{yv} \cdot A_v \cdot in^2 = 563.815 \text{ tonnef} \quad C_a := \frac{P_{uab}}{0.9 \cdot P_y} = 0.246$$

$$\lambda := \frac{hb}{t_{wv} \cdot in} = 31.165$$

$$\lambda_{md1} := 3.96 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yv} \cdot F_{yv}}} \cdot (1 - 3.04 C_a) = 22.814$$

$$\lambda_{md2} := \max \left(1.29 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yv} \cdot F_{yv}}} \cdot (2.12 - C_a), 1.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yv} \cdot F_{yv}}} \right) = 55.498$$

$$\lambda_{md} := \text{if} (C_a \leq 0.114, \lambda_{md1}, \lambda_{md2}) = 55.498$$

$$chequeo := \text{if} (\lambda \leq \lambda_{md}, \text{“Cumple”}, \text{“No cumple”})$$

$$chequeo = \text{“Cumple”}$$

LONGITUD SIN SOPORTE LATERAL

(341-16 tabla EC D1-2 P64)

- LARGO SIN SOPORTE LATERAL (SEPARACIÓN ENTRE VIGUETAS)

$$L_b := 2.65 \text{ m}$$

(c) Beam bracing shall have a maximum spacing of

$$L_b = 0.19 r_y E / (R_y F_y) \quad (D1-2)$$

- Largo sin soporte máximo $L_{bmax} := 0.19 \cdot r_{yv} \cdot \left(\frac{E}{R_{yv} \cdot F_{yv}} \right) = 6.288 \text{ m}$

$chequeo := \text{if}(L_b \leq L_{bmax}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"})$

$chequeo = \text{"Cumple"}$

RELACIÓN ENTRE COMPRESIÓN Y FLEXIÓN

$$R_{cf} := \text{if} \left(\frac{P_{uab}}{\phi P_{nb}} \leq 0.2, \frac{P_{uab}}{2 \cdot \phi P_{nb}} + \frac{M_{uab}}{\phi M_{nb}}, \frac{P_{uab}}{\phi P_{nb}} + \frac{8}{9} \cdot \frac{M_{uab}}{\phi M_{nb}} \right) = 1$$

2.8 DISEÑO DEL ARRIOSTRE

CARGAS DEL ANÁLISIS

$$P_{ma} := 31.435 \text{ tonnef}$$

$$P_{va} := 8.602 \text{ tonnef}$$

$$P_{sa} := 48.315 \text{ tonnef}$$

$$M_{ma} := 0.20 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{va} := 0 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$M_{sa} := 0 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

COMBINACIONES SÍSMICAS

$$P_{u1a} := (1.2 + S_{vd}) \cdot P_{ma} + P_{va} + P_{sa} = 102.121 \text{ tonnef}$$

$$M_{u1a} := (1.2 + S_{vd}) \cdot M_{ma} + M_{va} + M_{sa} = 0.288 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$P_{ua} := P_{u1a} = 102.121 \text{ tonnef}$$

$$M_{ua} := M_{u1a} = 0.288 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

P_u (tonf)
-102.1211

RESISTENCIA A COMPRESIÓN

$$Kx := 1 \quad Ky := 1$$

$$La := \sqrt{H^2 + \left(\frac{L-e}{2}\right)^2} = 5.315 \text{ m}$$

$$Lba := La \cdot 0.85 = 4.518 \text{ m} \quad \text{LONGITUD DEL ARRIOSTRE ESTIMANDO REDUCCIÓN POR UNIONES}$$

$$Emax := \max\left(\frac{Kx \cdot Lba}{rxa}, \frac{Ky \cdot Lba}{rya}\right) = 69.479 \quad \lambda c := \frac{Emax}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{Fya}{E}} = 0.918$$

$$chequeo := \text{if}(\lambda c \leq 1.5, \text{"Pandeo inelástico"}, \text{"Pandeo elástico"})$$

$$chequeo = \text{"Pandeo inelástico"}$$

$$Fcr := \text{if}\left(\lambda c \leq 1.5, 0.658^{\lambda c^2} \cdot Fyv, \frac{0.877}{\lambda c^2} \cdot Fyv\right) = (2.47 \cdot 10^4) \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$Pna := Fcr \cdot Aa \cdot in^2 = 282.047 \text{ tonnef} \quad \phi Pna := 0.9 \cdot Pna = 253.842 \text{ tonnef}$$

$$\frac{Pua}{\phi Pna} = 0.402$$

RESISTENCIA A FLEXIÓN

$$Lb := Lba = 4.518 \text{ m}$$

$$Lp := 1.76 \cdot rya \cdot \sqrt{\frac{E}{Fya}} = 2.756 \text{ m} \quad c := 1$$

$$Lr := 1.95 \cdot rta \cdot in \cdot \frac{E}{0.7 \cdot Fya} \cdot \sqrt{\frac{ja \cdot in^4 \cdot c}{Sxa \cdot in^3 \cdot hoa \cdot in}} + \sqrt{\left(\frac{ja \cdot in^4 \cdot c}{Sxa \cdot in^3 \cdot hoa \cdot in}\right)^2 + 6.76 \cdot \left(0.7 \cdot \frac{Fya}{E}\right)^2}$$

$$Mp := Zxa \cdot in^3 \cdot Fya = 42.974 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad Mr := 0.7 \cdot Sxa \cdot in^3 \cdot Fya = 26.896 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$Cb := 1$$

$$Fcr := Cb \cdot \pi^2 \cdot \frac{E}{\left(\frac{Lb}{rta \cdot in}\right)^2} \cdot \sqrt{1 + 0.078 \cdot \frac{ja \cdot in^4 \cdot c}{Sxa \cdot in^3 \cdot hoa \cdot in} \cdot \left(\frac{Lb}{rta \cdot in}\right)^2} = (7.757 \cdot 10^4) \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$Mn1 := Mp = 42.974 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$Mn2 := Cb \cdot \left(Mp - (Mp - 0.7 \cdot Sxv \cdot in^3 \cdot Fyv) \cdot \frac{Lb - Lp}{Lr - Lp} \right) = 45.293 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$Mn3 := Sxv \cdot in^3 \cdot Fcr = 170.342 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$Mna := \text{if}(Lb \leq Lp, Mn1, \text{if}(Lb \leq Lr, \min(Mn1, Mn2), \min(Mn1, Mn3))) = 42.974 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$\phi Mna := 0.9 \cdot Mna = 38.677 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$\frac{Mua}{\phi Mna} = 0.007$$

D/C Ratio =	$(P_r/P_c) + (8/9)(M_{r33}/M_{c33}) + (8/9)(M_{r22}/M_{c22})$
0.468 =	0.461 + 0.007 + 0

RELACIÓN ENTRE COMPRESIÓN Y FLEXIÓN (FLEXO-COMPRESIÓN)

$$Rcf := \text{if}\left(\frac{Pua}{\phi Pna} \leq 0.2, \frac{Pua}{2 \cdot \phi Pna} + \frac{Mua}{\phi Mna}, \frac{Pua}{\phi Pna} + \frac{8}{9} \cdot \frac{Mua}{\phi Mna}\right) = 0.409$$

$$\text{chequeo} := \text{if}(Rcf \leq 1, \text{"OK"}, \text{"No Cumple"})$$

$$\text{chequeo} = \text{"OK"}$$

SI LA RELACIÓN NO CUMPLE SE DEBERA AUMENTAR LA SECCIÓN DE LA VIGA O REFORZAR CON UNA PLANCHA

REVISIÓN ESPECIAL DEL ARRIOSTRE

$$Vn = 92.749 \text{ tonnef} \quad \text{RESISTENCIA NOMINAL AL CORTE DEL ENLACE}$$

$$Vmp := 1.25 \cdot Ryv \cdot Vn = 127.53 \text{ tonnef} \quad \text{RESISTENCIA ESPERADO POR CORTE EN EL ENLACE}$$

SE HACE EL DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE DEL ARRIOSTRE

$$Men := Vmp \cdot \frac{e}{2} = 63.765 \text{ tonnef} \cdot m \quad \text{MOMENTO EN EL INICIO DEL ENLACE}$$

$$Lv := \frac{L - e}{2} = 3.5 \text{ m} \quad \text{LARGO DE LA VIGA FUERTE DEL ENLACE}$$

$$La = 5.315 \text{ m} \quad \text{LARGO DEL ARRIOSTRE}$$

$$Sv := \frac{E \cdot Ivx \cdot in^4}{Lv} = 2691.449 \text{ tonnef} \cdot m \quad \text{MÓDULO DE RIGIDEZ DE LA VIGA FUERA DEL ENLACE}$$

$$S_a := \frac{E \cdot I_{ax} \cdot \text{in}^4}{L_a} = 544.473 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad \text{MÓDULO DE RIGIDEZ DEL ARRIOSTRE}$$

$$F_{da} := \frac{S_a}{S_v + S_a} = 0.168 \quad \text{FACTOR DE DISTRIBUCIÓN DEL ARRIOSTRE}$$

$$M_{emha} := F_{da} \cdot M_{en} = 10.729 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad \text{MOMENTO SÍSMICO AMPLIFICADO}$$

$$P_{mp} := V_{mp} \cdot \frac{L}{2 \cdot H} = 127.53 \text{ tonnef} \quad \text{FUERZA AXIAL EN EL ARRIOSTRE}$$

$$\theta := \text{atan} \left(\frac{H}{L_v} \right) = 48.814 \text{ deg} \quad \text{ÁNGULO RESPECTO A LA HORIZONTAL}$$

$$P_{emba} := P_{mp} \cdot \cos(\theta) + V_{mp} \cdot \sin(\theta) = 179.955 \text{ tonnef} \quad \text{FUERZA AXIAL SÍSMICA AMPLIFICADA}$$

APLICANDO LAS COMBINACIONES CON SISMO AMPLIFICADO

$$P_{uaa} := (1.2 + S_{vd}) \cdot P_{ma} + P_{va} + P_{emba} = 233.761 \text{ tonnef} \quad \text{FUERZA AXIAL CON SISMO AMPLIFICADO}$$

$$\frac{P_{uaa}}{\phi P_{na}} = 0.921$$

$$M_{uaa} := (1.2 + S_{vd}) \cdot M_{ma} + M_{va} + M_{emha} = 11.017 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_{uaa}}{\phi M_{na}} = 0.285$$

DUCTILIDAD MODERADA EN PATINES

$$\text{chequeo} := \text{if} \left(\frac{b_{fa}}{2 t_{fa}} \leq 0.4 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yv} \cdot F_{ya}}}, \text{“Cumple”}, \text{“Cambiar viga”} \right) = \text{“Cumple”}$$

DUCTILIDAD MODERADA EN EL ALMA

(341-16 TABLA DI.1 P60)

$$P_y := R_{yv} \cdot F_{yv} \cdot A_a \cdot \text{in}^2 = 441.572 \text{ tonnef}$$

$$C_a := \frac{P_{uaa}}{0.9 \cdot P_y} = 0.588$$

$$\lambda_{md1} := 3.96 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yv} \cdot F_{yv}}} \cdot (1 - 3.04 Ca) = -71.666$$

$$\lambda_{md2} := \max\left(1.29 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yv} \cdot F_{yv}}} \cdot (2.12 - Ca), 1.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yv} \cdot F_{yv}}}\right) = 45.374$$

$$\lambda_{md} := \text{if}(Ca \leq 0.114, \lambda_{md1}, \lambda_{md2}) = 45.374$$

$$\text{chequeo} := \text{if}\left(\frac{hb}{twv \cdot in} \leq \lambda_{md}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}\right)$$

chequeo = "Cumple"

RELACIÓN ENTRE COMPRESIÓN Y FLEXIÓN

$$R_{cf} := \text{if}\left(\frac{P_{uaa}}{\phi P_{na}} \leq 0.2, \frac{P_{uaa}}{2 \cdot \phi P_{na}} + \frac{M_{uaa}}{\phi M_{na}}, \frac{P_{uaa}}{\phi P_{na}} + \frac{8}{9} \cdot \frac{M_{uaa}}{\phi M_{na}}\right) = 1$$

2.9 DISEÑO DE LA COLUMNA

CARGA DEL ANÁLISIS

$$P_{mc} := 349 \text{ tonnef}$$

$$P_{vc} := 97.74 \text{ tonnef}$$

$$P_{sc} := 79.93 \text{ tonnef}$$

$$M_{mc} := 2.86 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$M_{vc} := 1.29 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$M_{sc} := 5.27 \text{ tonnef} \cdot m$$

COMBINACIONES SÍSMICAS

$$P_{u1c} := (1.2 + S_{vd}) \cdot P_{mc} + P_{vc} + P_{sc} = 679.532 \text{ tonnef}$$

$$M_{u1c} := (1.2 + S_{vd}) \cdot M_{mc} + M_{vc} + M_{sc} = 10.673 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$P_{uc} := P_{u1c} = 679.532 \text{ tonnef}$$

$$M_{uc} := M_{u1c} = 10.673 \text{ tonnef} \cdot m$$

DUCTILIDAD ALTA EN PATINES

$$chequeo := \text{if} \left(\frac{bfc}{2 tfc} \leq 0.32 \cdot \sqrt{\frac{E}{Ryc \cdot Fyc}}, \text{“Cumple”}, \text{“Cambiar viga”} \right) = \text{“Cumple”}$$

DUCTILIDAD ALTA EN EL ALMA

(341-16 TABLA DI.1 P60)

$$Py := Ryc \cdot Fyc \cdot Ac \cdot in^2 = 1165.052 \text{ tonnef}$$

$$Ca := \frac{Puc}{0.9 \cdot Py} = 0.648$$

$$\lambda_{md1} := 2.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{Ryc \cdot Fyc}} \cdot (1 - 1.04 Ca) = 19.239$$

$$\lambda_{md2} := \max \left(0.88 \cdot \sqrt{\frac{E}{Ryc \cdot Fyc}} \cdot (2.68 - Ca), 1.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{Ryc \cdot Fyc}} \right) = 41.059$$

$$\lambda_{md} := \text{if} (Ca \leq 0.114, \lambda_{md1}, \lambda_{md2}) = 41.059$$

$$chequeo := \text{if} \left(\frac{hb}{twv \cdot in} \leq \lambda_{md}, \text{“Cumple”}, \text{“No cumple”} \right)$$

$$chequeo = \text{“Cumple”}$$

RESISTENCIA A COMPRESIÓN

$$Kx := 1$$

$$Ky := 1$$

$$Lbc := H - dv \cdot in = 3.581 \text{ m}$$

$$Emax := \max \left(\frac{Kx \cdot Lbc}{rxc}, \frac{Ky \cdot Lbc}{ryc} \right) = 35.226$$

$$\lambda_c := \frac{Emax}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{Fyc}{E}} = 0.466$$

$$chequeo := \text{if} (\lambda_c \leq 1.5, \text{“Pandeo inelástico”}, \text{“Pandeo elástico”})$$

$$chequeo = \text{“Pandeo inelástico”}$$

$$Fcr := \text{if} \left(\lambda_c \leq 1.5, 0.658^{\lambda_c^2} \cdot Fyc, \frac{0.877}{\lambda_c^2} \cdot Fyc \right) = 32104.407 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$P_{nc} := F_{cr} \cdot A_c \cdot i_n^2 = 967.273 \text{ tonnef}$$

$$\phi P_{nc} := 0.9 \cdot P_{nc} = 870.546 \text{ tonnef}$$

P_u Force (tonf)	ϕP_{nc} Capacity (tonf)	ϕP_{nt} Capacity (tonf)
679.684	870.5456	953.2244

$$\frac{P_{uc}}{\phi P_{nc}} = 0.781$$

D/C Ratio =	$(P_r/P_c) + (8/9)($
0.932 =	0.781 +

RESISTENCIA A FLEXIÓN

$$L_b := L_{bc} = 3.581 \text{ m}$$

LONGITUD LATERAL NO SOPORTADA

$$c := 1$$

$$L_p := 1.76 \cdot r_{yc} \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 4.309 \text{ m}$$

LONGITUD LÍMITE DE COMPORTAMIENTO PLÁSTICO

LONGITUD LÍMITE DEL COMPORTAMIENTO LATERAL TORSIONAL INELÁSTICO

$$L_r := 1.95 \cdot r_{tc} \cdot i_n \cdot \frac{E}{0.7 \cdot F_{yc}} \cdot \sqrt{\frac{j_c \cdot i_n^4 \cdot c}{S_{xc} \cdot i_n^3 \cdot h_{oc} \cdot i_n} + \sqrt{\left(\frac{j_c \cdot i_n^4 \cdot c}{S_{xc} \cdot i_n^3 \cdot h_{oc} \cdot i_n}\right)^2 + 6.76 \cdot \left(0.7 \cdot \frac{F_{yc}}{E}\right)^2}}$$

$$M_p := Z_{xc} \cdot i_n^3 \cdot F_{yc} = 165.33 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_r := 0.7 \cdot S_{xc} \cdot i_n^3 \cdot F_{yc} = 102.424 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$C_b := 2.173$$

$$F_{cr} := C_b \cdot \pi^2 \cdot \frac{E}{\left(\frac{L_b}{r_{tc} \cdot i_n}\right)^2} \cdot \sqrt{1 + 0.078 \cdot \frac{j_c \cdot i_n^4 \cdot c}{S_{xc} \cdot i_n^3 \cdot h_{oc} \cdot i_n} \cdot \left(\frac{L_b}{r_{tc} \cdot i_n}\right)^2} = (5.348 \cdot 10^5) \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

EN FUNCIÓN A LA LONGITUD NO ARRIOSTRADA SE DEFINE EL COMPORTAMIENTO Y CAPACIDAD A FLEXIÓN

$$M_{n1} := M_p = 165.33 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{n2} := C_b \cdot \left(M_p - M_r - 0.7 \cdot S_{xv} \cdot i_n^3 \cdot F_{yv} \cdot \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) = 5.337 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{n3} := S_{xv} \cdot i_n^3 \cdot F_{cr} = (1.174 \cdot 10^3) \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{nc} := \text{if}(L_b \leq L_p, M_{n1}, \text{if}(L_b \leq L_r, \min(M_{n1}, M_{n2}), \min(M_{n1}, M_{n3}))) = 165.33 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\phi M_{nc} := 0.9 \cdot M_{nc} = 148.797 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$\frac{M_{uc}}{\phi M_{nc}} = 0.072$$

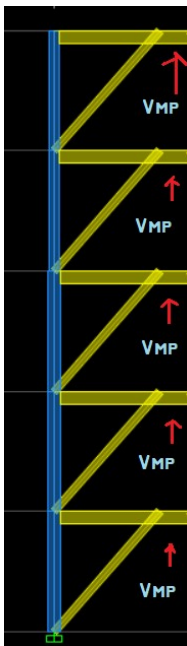
RELACIÓN ENTRE COMPRESIÓN Y FLEXIÓN (FLEXO-COMPRESIÓN)

$$R_{cf} := \text{if} \left(\frac{P_{uc}}{\phi P_{nc}} \leq 0.2, \frac{P_{uc}}{2 \cdot \phi P_{nc}} + \frac{M_{uc}}{\phi M_{nc}}, \frac{P_{uc}}{\phi P_{nc}} + \frac{8}{9} \cdot \frac{M_{uc}}{\phi M_{nc}} \right) = 0.844$$

chequeo := if (Rcf ≤ 1, "OK", "No Cumple")

chequeo = "OK"

REVISIÓN ESPECIAL DE LA COLUMNA



NÚMERO DE ENLACES

$$n_e := 5$$

$$V_{mp} = 127.53 \text{ tonnef}$$

CORTE MÁXIMO PROBABLE EN CADA ENLACE
CONSIDERANDO LA DEFORMACIÓN POR
ENDURECIMIENTO DEL MATERIAL

$$V_{mp} := 0.88 \cdot 1.25 \cdot R_{yc} \cdot V_n = 112.227 \text{ tonnef}$$

MÁXIMA FUERZA AXIAL DE COMPRESIÓN
QUE OCURRIRÍA EN LA COLUMNA SI TODO
LOS ENLACES FLUYERAN JUNTOS POR
CORTE

$$P_{emhc} := n_e \cdot V_{mp} = 561.133 \text{ tonnef}$$

$$P_{uac} := 1.4 \cdot P_{mc} + P_{vc} + S_{vd} \cdot P_{emhc} = 719.89 \text{ tonnef}$$

$$\frac{P_{uac}}{\phi P_{nc}} = 0.827$$

NOTA: YA QUE LA RELACIÓN NO CUMPLE SE DEBERÁ AUMENTAR LA SECCIÓN DE LA COLUMNA, CAMBIAR A UN ACERO MÁS RESISTENTE O REFORZAR LA MISMA UTILIZANDO PLANCHAS.