



Universidad de San Carlos de Guatemala
Facultad de Ingeniería
Escuela de Estudios de Postgrado
Maestría en Ciencias en Estructuras

**CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS DE
ACERO, UTILIZANDO MARCOS ESPECIALES A MOMENTO (SMF) Y
MARCOS ESPECIALES CON BREIZAS CONCÉNTRICAS (SCBF)**

Ing. Julio Oswaldo Pirir Quelex

Asesorado por el Msc. Luis Estuardo Saravia Ramírez

Guatemala, noviembre de 2017

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS DE
ACERO, UTILIZANDO MARCOS ESPECIALES A MOMENTO (SMF) Y
MARCOS ESPECIALES CON BREIZAS CONCÉNTRICAS (SCBF)**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA Y A LA ESCUELA DE ESTUDIOS DE
POSTGRADO
POR

JULIO OSWALDO PIRIR QUELEX

ASESORADO POR EL MSC. LUIS ESTUARDO SARAVIA RAMÍREZ

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

MAESTRO EN ESTRUCTURAS

GUATEMALA, NOVIEMBRE DE 2017

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
VOCAL I	Ing. Ángel Roberto Sic García
VOCAL II	Ing. Pablo Christian De León Rodríguez
VOCAL III	Inga. Elvia Miriam Ruballos
VOCAL IV	Ing. Raúl Eduardo Ticún Córdova
VOCAL V	Br. Henry Fernando Duarte García
SECRETARIA	Inga. Lesbia Magalí Herrera López

JURADO EVALUADOR QUE PRACTICÓ EL EXAMEN DE DEFENSA

DECANO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
COORDINADOR	Ing. Armando Fuentes Roca
EXAMINADOR	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Armando Fuentes Roca
EXAMINADOR	Ing. Luis Saravia Ramírez
SECRETARIA	Inga. Lesbia Magalí Herrera López

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

Cumpliendo con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de graduación titulado:

CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS DE ACERO, UTILIZANDO MARCOS ESPECIALES A MOMENTO (SMF) Y MARCOS ESPECIALES CON BREIZAS CONCÉNTRICAS (SCBF)

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Estudios de Postgrado de la Facultad de Ingeniería, con fecha 3 de octubre de 2015.

Ing. Julio Oswaldo Pirir Quelex

ACTO QUE DEDICO A:

DIOS

Por guiar mis pasos para alcanzar las metas propuestas.

MIS PADRES

Por su entrega, cuidados, dedicación y esfuerzo para brindarme lo mejor de su vida.

MIS HERMANAS

Por su cariño y apoyo.

MIS SOBRINOS

Por alegrar con su presencia y sonrisa cada momento de nuestras vidas.

MIS COMPAÑEROS DE ESTUDIO DE LA MAESTRÍA

Por su amistad y apoyo incondicional.

AGRADECIMIENTOS

Al ingeniero Luis Estuardo Saravía Ramírez, por su valiosa asesoría para la culminación del presente trabajo de graduación, así como también por su constante apoyo y colaboración.

Al ingeniero Erik Flores Aldana, por la sugerencia del tema del trabajo de graduación.

A la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, por ser la institución de mi formación académica.



FACULTAD DE
INGENIERÍA - USAC
EP
ESCUELA DE
ESTUDIOS DE POSTGRADO

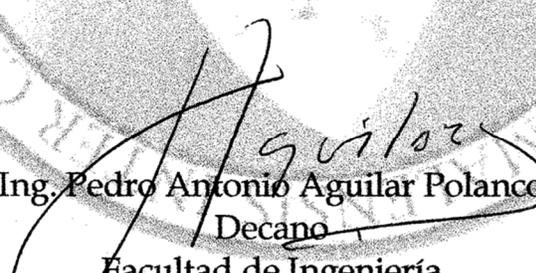
Escuela de Estudios de Postgrado
Facultad de Ingeniería
Teléfono 2418-9142 / 24188000 Ext. 86226

APT-2017-017

El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Postgrado, al Trabajo de Tesis de la Maestría en Ciencias en Estructuras titulado: **"CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS DE ACERO, UTILIZANDO MARCOS ESPECIALES A MOMENTO (SMF) Y MARCOS ESPECIALES CON BREIZAS CONCÉNTRICAS (SCBF)"** presentado por el Ingeniero Civil Julio Oswaldo Pirir Quelex, procede a la autorización para la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.

"Id y Enseñad a Todos"


Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
Decano

Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos de Guatemala

Guatemala, octubre de 2017.

Cc: archivo/la

Doctorado: Sostenibilidad y Cambio Climático. **Programas de Maestrías:** Ingeniería Vial, Gestión Industrial, Estructuras, Energía y Ambiente Ingeniería Geotécnica, Ingeniería para el Desarrollo Municipal, Tecnologías de la Información y la Comunicación, Ingeniería de Mantenimiento. **Especializaciones:** Gestión del Talento Humano, Mercados Eléctricos, Investigación Científica, Educación virtual para el nivel superior, Administración y Mantenimiento Hospitalario, Neuropsicología y Neurociencia aplicada a la Industria, Enseñanza de la Matemática en el nivel superior, Estadística, Seguros y ciencias actuariales, Sistemas de información Geográfica, Sistemas de gestión de calidad, Explotación Minera, Catastro.



FACULTAD DE
INGENIERÍA - USAC
EP
ESCUELA DE
ESTUDIOS DE POSTGRADO

Escuela de Estudios de Postgrado
Facultad de Ingeniería
Teléfono 2418-9142 / 24188000 Ext. 86226

APT-2017-017

El Director de la Escuela de Estudios de Postgrado de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer el dictamen y dar el visto bueno del revisor y la aprobación del área de Lingüística del Trabajo de Tesis titulado **"CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS DE ACERO, UTILIZANDO MARCOS ESPECIALES A MOMENTO (SMF) Y MARCOS ESPECIALES CON BREIZAS CONCÉNTRICAS (SCBF)"** presentado por el Ingeniero Civil **Julio Oswaldo Pirir Quelex**, correspondiente al programa de Maestría en Ciencias en Estructuras; apruebo y autorizo el mismo.

Atentamente,

"Id y Enseñad a Todos"



MSc. Ing. **Murphy Olympo Paiz Recinos**
Director
Escuela de Estudios de Postgrado
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos de Guatemala

Guatemala, octubre de 2017.

Cc: archivo/la

Doctorado: Sostenibilidad y Cambio Climático. **Programas de Maestrías:** Ingeniería Vial, Gestión Industrial, Estructuras, Energía y Ambiente Ingeniería Geotécnica, Ingeniería para el Desarrollo Municipal, Tecnologías de la Información y la Comunicación, Ingeniería de Mantenimiento. **Especializaciones:** Gestión del Talento Humano, Mercados Eléctricos, Investigación Científica, Educación virtual para el nivel superior, Administración y Mantenimiento Hospitalario, Neuropsicología y Neurociencia aplicada a la Industria, Enseñanza de la Matemática en el nivel superior, Estadística, Seguros y ciencias actuariales, Sistemas de información Geográfica, Sistemas de gestión de calidad, Explotación Minera, Catastro.



FACULTAD DE
INGENIERÍA - USAC
EP
ESCUELA DE
ESTUDIOS DE POSTGRADO

Escuela de Estudios de Postgrado
Facultad de Ingeniería
Teléfono 2418-9142 / 24188000 Ext. 86226

APT-2017-017

Como Coordinador de la Maestría en Ciencias en Estructuras del Trabajo de Tesis titulado **"CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS DE ACERO, UTILIZANDO MARCOS ESPECIALES A MOMENTO (SMF) Y MARCO ESPECIALES CON BREIZAS CONCÉNTRICA (SCBF)"** presentado por el Ingeniero Civil Julio Oswaldo Pirir Quelex, apruebo y recomiendo la autorización del mismo.

Atentamente,

"Id y Enseñad a Todos"

MSc. Armando Fuentes Roca
Coordinador de Maestría
Escuela de Estudios de Postgrado
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos de Guatemala



Guatemala, octubre de 2017.

Cc: archivo/la

Doctorado: Sostenibilidad y Cambio Climático. **Programas de Maestrías:** Ingeniería Vial, Gestión Industrial, Estructuras, Energía y Ambiente Ingeniería Geotécnica, Ingeniería para el Desarrollo Municipal, Tecnologías de la Información y la Comunicación, Ingeniería de Mantenimiento. **Especializaciones:** Gestión del Talento Humano, Mercados Eléctricos, Investigación Científica, Educación virtual para el nivel superior, Administración y Mantenimiento Hospitalario, Neuropsicología y Neurociencia aplicada a la Industria, Enseñanza de la Matemática en el nivel superior, Estadística, Seguros y ciencias actuariales, Sistemas de información Geográfica, Sistemas de gestión de calidad, Explotación Minera, Catastro.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	VII
TABLAS	IX
LISTA DE SÍMBOLOS	XI
GLOSARIO	XVII
RESUMEN	XXI
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	XXII
OBJETIVOS	XXV
HIPÓTESIS	XXVII
RESUMEN DEL MARCO TEÓRICO	XXIX
INTRODUCCIÓN	XXXI
1. DEFINICIONES BÁSICAS	1
1.1. Criterios de estructuración sismo resistente	1
1.1.1. Resistencia y ductilidad	1
1.1.2. Rigidez lateral	2
1.1.3. Simplicidad y simetría	3
1.1.4. Hiperestaticidad	4
1.1.5. Irregularidades en planta	5
1.1.5.1. Irregularidad torsional	5
1.1.5.2. Irregularidad torsional extrema	5
1.1.5.3. Irregularidad en esquina reentrante	6
1.1.5.4. Irregularidad por discontinuidad en el diafragma	7
1.1.5.5. Irregularidad por desviaciones fuera del plano	7

1.1.5.5.	Irregularidad por sistemas no paralelos	8
1.1.6.	Irregularidades en elevación	9
1.1.6.1.	Irregularidad de rigidez o piso blando	9
1.1.6.2.	Irregularidad de rigidez extrema	9
1.1.6.3.	Irregularidad de peso (masa)	9
1.1.6.4.	Irregularidad geométrica vertical	10
1.1.6.5.	Irregularidad por discontinuidad en el plano de los elementos resistentes a fuerzas laterales	11
1.1.6.6.	Irregularidad por discontinuidad en la capacidad de resistencia de la fuerza lateral de un piso	11
1.1.6.7.	Irregularidad por discontinuidad en la capacidad de la fuerza lateral de un piso	12
1.1.7.	Estructura resistente con bajo peso	13
1.1.8.	Elementos no estructurales	14
1.1.9.	Evitar que se generen columnas cortas en la estructura	15
1.1.10.	Separación insuficiente entre edificios adyacentes	16
1.2.	Categoría de riesgo de la estructura	16
2.	INTEGRACIÓN DE CARGAS	19
2.1.	Cargas muertas	19
2.2.	Cargas vivas	20
2.3.	Carga de viento	20
2.3.1.	Velocidad básica del viento	21
2.3.2.	Factor de direccionalidad del viento	22
2.3.3.	Factor de importancia por viento	22

2.3.4.	Categoría de exposición	22
2.3.5.	Coeficiente de exposición de presión de velocidad	23
2.3.6.	Efecto topográfico	24
2.3.6.1.	Factor de efecto topográfico	25
2.3.7.	Factor efecto de ráfaga	27
2.3.7.1.	Frecuencia fundamental	27
2.3.7.2.	Frecuencia fundamental aproximada	28
2.3.7.3.	Factor efecto de ráfaga para edificios y otras estructuras	28
2.3.7.4.	Factor efecto de ráfaga para edificios y otras estructuras flexibles	29
2.3.8.	Clasificación del cerramiento del edificio	31
2.3.9.	Presión de velocidad	32
2.3.10.	Presión del viento	33
2.3.11.	Fuerza del viento	33
2.4.	Carga de sismo	34
2.4.1.	Clase de sitio	34
2.4.2.	Parámetros de aceleración espectral	36
2.4.3.	Factor de importancia por sismo	38
2.4.4.	Coeficientes de sitio	38
2.4.5.	Evaluación específica para suelo	39
2.4.6.	Coeficiente para máximo sismo esperado	40
2.4.7.	Parámetros de diseño y aceleración espectral	40
2.4.8.	Espectro de diseño	41
2.4.9.	Categoría de diseño sísmico	42
2.4.10.	Selección del sistema estructural	44
2.4.11.	Coeficiente de modificación de respuesta sísmica	45
2.4.12.	Período fundamental de la estructura	46

2.4.13.	Cortante basal sísmico por el método de la fuerza lateral equivalente	48
2.4.14.	Distribución vertical de la fuerza sísmica	49
2.5.15.	Distribución horizontal de las fuerzas	49
3.	ANÁLISIS ESTRUCTURAL	51
3.1.	Marco especial a momento	53
3.1.1.	Conexiones viga - columna	53
3.1.2.	Placas de continuidad	55
3.1.3.	Zonal del panel de la conexión viga - columna	56
3.1.4.	Relación ancho - espesor para vigas y columnas	57
3.1.5.	Relación columna fuerte - viga débil	59
3.1.6.	Restricción lateral en conexiones	59
3.1.7.	Restricción lateral en vigas	60
3.1.8.	Empalmes de columnas	61
3.1.9.	Conexiones precalificadas	61
3.1.10.	Conexión con viga de sección reducida RBS	63
3.1.11.	Requerimientos de viga para una conexión RBS	65
3.1.12.	Requerimientos de columna para una conexión RBS	66
3.2.	Marco especial embreizado concéntricamente	66
3.2.1.	Breizas	66
3.2.2.	Configuración de las breizas	67
3.2.3.	Relación ancho – espesor para vigas, breizas y columnas	69
3.2.4.	Conexiones viga - columna	71
3.2.5.	Conexiones de las breizas	71
3.3.	Diseño por capacidad	74
3.4.	Notación de cargas	74

3.5.	Metodología de diseño por factores de carga y resistencia, LRFD (Load and Resistance Factor Design)	75
3.5.1.	Combinaciones básicas de carga metodología LRFD	76
3.5.2.	Combinaciones para carga sísmica metodología LRFD	76
3.6.	Modelado y análisis estructura mediante el programa ETABS v9.5	78
4.	DESARROLLO DE EJEMPLO PRÁCTICO PARA EL DISEÑO DE UN EDIFICIO DE 4 NIVELES CON ESTRUCTURA DE ACERO	79
4.1.	Metodología a seguir para el diseño estructural de un edificio con estructura de acero, utilizando dos sistemas estructurales específicos	79
5.	PRESENTACIÓN Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS	331
5.1.	Presentación de resultados	331
5.2.	Discusión de resultados	340
	CONCLUSIONES	341
	RECOMENDACIONES	343
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	345
	ANEXO 1	349
	ANEXO 2	359

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1. Distribución de elementos resistentes	1
2. Rigidez lateral en ejes externos para marcos de acero	2
3. Ubicación de muros de cortante para resistir efectos de volteo y torsión, b y c configuraciones recomendadas	2
4. Formas asimétricas en planta no recomendables	3
5. Plantas con alas de gran longitud no recomendables	3
6. Reducciones no recomendables en pisos superiores de edificios	4
7. Límites recomendados para los lados en planta y altura en elevación para un edificio	4
8. Continuidad de la estructura, ubicación de articulaciones plásticas en la viga para lograr el efecto columna fuerte-viga débil	5
9. Irregularidad torsional	6
10. Irregularidad en esquina reentrante	6
11. Irregularidad por discontinuidad en el diafragma	7
12. Irregularidad por desviación fuera del plano	8
13. Irregularidad por sistemas no paralelos	8
14. Irregularidad de rigidez	9
15. Irregularidad de peso	10
16. Irregularidad geométrica vertical	10
17. Irregularidad por discontinuidad en la capacidad de resistencia de la fuerza lateral de un piso	11

18. Irregularidad por discontinuidad extrema en la capacidad de resistencia de la fuerza lateral de un piso	12
19. Muros de mampostería como relleno entre marcos, no recomendable	14
20. Efectos de columna corta, por ubicación de muros de mampostería de baja altura entre marcos	15
21. Configuraciones en elevación donde se generan efectos de columna corta	15
22. Separación recomendable entre edificios	16
23. Talud, colina o cresta	25
24. Factores que intervienen con la intensidad del sismo	35
25. Espectro de diseño	42
26. Mecanismo de deformación plástica en articulaciones de vigas	54
27. Ubicación de placas de continuidad	55
28. Orificio de acceso para soldadura, FEMA, 2000a	56
29. Zona del panel conexión viga-columna	57
30. Conexión con viga de sección reducida, RBS	64
31. Zonas protegidas en una breiza y sus conexiones	67
32. Configuraciones para breizas, recomendadas por AISC 341-10	68
33. Detalle de conexión recomendado por AISC 341-10	73
34. Detalle de conexión con breiza de sección tubular, reforzada con placas, recomendado por AISC 341-10	73

MAPAS

1. Zonas de velocidad básica del viento para la República de Guatemala (mph)	21
2. Zonificación sísmica para la República de Guatemala	37

TABLAS

I.	Irregularidades en planta aceptadas y no aceptadas de acuerdo con la categoría de diseño sísmico	12
II.	Irregularidades en elevación aceptadas y no aceptadas de acuerdo con la categoría de diseño sísmico	13
III.	Categoría de riesgo para edificios y otras estructuras	17
IV.	Algunos valores de carga muerta que se consideran para edificios	19
V.	Algunos valores de carga viva que se consideran para edificios cuyo uso sea oficinas	20
VI.	Factor de direccionalidad del viento	22
VII.	Factor de importancia por viento	22
VIII.	Categoría de exposición por viento	23
IX.	Constantes de exposición del terreno	23
X.	Parámetro de velocidad sobre colinas y taludes	26
XI.	Coefficientes de presión interna	31
XII.	Coefficientes de presión externa para edificios cerrados, parcialmente cerrados y abiertos	32
XIII.	Clasificación del sitio	36
XIV.	Factor de importancia por sismo	38
XV.	Coefficiente de sitio F_a	38
XVI.	Coefficiente de sitio F_v	39
XVII.	Período de transición para períodos largos	41
XVIII.	Categoría de diseño sísmico basado en el parámetro de aceleración espectral para períodos cortos	43
XIX.	Categoría de diseño sísmico basado en el parámetro de aceleración espectral para períodos de 1 segundo	43

XX.	Coeficientes y factores sísmicos para estructuras sismo resistentes	45
XXI.	Deriva permisible	47
XXII.	Parámetros C_t y c , valores para período aproximado	48
XXIII.	Procedimiento de análisis permitido para el cortante basal	48
XXIV.	Clasificación de los sistemas estructurales para edificios de acero	52
XXV.	Relación límite entre ancho y espesor de elementos a compresión para miembros altamente dúctiles	58
XXVI.	Clasificación del emblezamiento para la estabilidad de vigas	60
XXVII.	Conexiones precalificadas a momento	62
XXVIII.	Comparación de los requerimientos entre marcos a momento	63
XXIX.	Dimensiones para la sección reducida en viga	65
XXX.	Relación límite entre ancho y espesor de elementos a compresión para miembros altamente dúctiles y moderadamente dúctiles	70

LISTA DE SÍMBOLOS

A_b	Área del perno
A_g	Área bruta de la sección
a_{RBS}	Distancia horizontal del rostro del patín de la columna hasta el inicio del corte RBS
A_s	Área de acero
A_T	Área tributaria
$A_{tributario}, A_t$	Ancho tributario
b_{bf}	Ancho del patín de la viga
b_{cf}	Ancho del patín de la columna
b_f	ancho del patín
b_{RBS}	Longitud del corte RBS
C_d	Factor de amplificación de deflexión o desplazamiento
CDS	Categoría de diseño sísmico
C_p	Coefficiente de presión externa
c_{RBS}	Profundidad del corte hacia el centro de la sección de viga reducida
C_s	Coefficiente de respuesta sísmica
C_t y χ	Coefficientes para período fundamental aproximado
C_{vx}	Factor de distribución vertical
D/C	Relación demanda - capacidad
D_b	Diámetro del perno
d_b	Peralte total de viga
d_c	Peralte total de columna
DL	Carga muerta
E	Módulo de elasticidad del acero

E_h	Carga sísmica horizontal
E_{mh}	Efecto de la acción sísmica amplificada
EQ	Carga sísmica
E_v	Carga sísmica vertical
F	Fuerza del viento
F_a y F_v	Coeficientes de sitio
f'_c	Resistencia a compresión del concreto
Fd	Franja de diseño
F_i	Porción del cortante basal sísmico inducido en el nivel i
F_u	Resistencia de tracción mínima para el acero especificado
F_x	Fuerza lateral sísmica inducida en cada nivel
F_y	Tensión mínima de fluencia para el acero especificado
f_y	Tensión mínima de fluencia del acero de refuerzo
G	Factor efecto de ráfaga
$G_{C_{pi}}$	Coeficiente de presión interna
G_f	Factor efecto de ráfaga para edificios y otras estructuras flexibles
Gr	Grado del acero
h_o	Distancia entre baricentro de los patines
h_r	Altura nominal del nervio del deck
h_s	Longitud del perno conector en el deck
h_w	espesor del patín de viga o columna
I	Módulo de inercia
I_e	Factor de importancia por sismo
I_o	Zona sísmica
I_w	Factor de importancia por viento
k	Exponente relacionado con el período de la estructura
K	Factor de longitud efectivo de pandeo

K_d	Factor de direccionalidad del viento
KL/r	Relación de esbeltez
K_z	Coefficiente de exposición de presión de velocidad
K_{zt}	Factor de efecto topográfico
L	Luz o claro
L_b	Longitud de embreizamiento
L_{eff}	Longitud efectiva del edificio en la dirección de análisis
L_h	Distancia entre articulaciones plásticas en la viga
LL	Carga viva
M_n	Momento nominal
M_p	Momento de plastificación de la viga, calculada con la tensión de fluencia para el acero especificado
$M_{resistente}$	Momento resistente
M_u	Momento último
n	Frecuencia fundamental de la estructura (para viento)
N	Carga notional o hipotética
n_a	Frecuencia fundamental aproximada
N_b	Número de pernos
p	Presión del viento
P_u	Carga axial última
q_z	Presión de velocidad del viento
R	Coefficiente de modificación de respuesta
r_{hs}	Recubrimiento del perno conector en el metal deck
R_u	Reacción última
r_x	Radio de giro del perfil
R_y	Relación entre tensión de fluencia esperada y tensión mínima de fluencia
$SCDL$	Sobre carga muerta

S_{DS} y S_{D1}	Parámetros de aceleración espectral para períodos cortos y para períodos de 1 segundo
S_{MS} y S_{M1}	Coefficiente para máximo sismo esperado para períodos cortos y para períodos de 1 segundo
S_s y S_1	Parámetros de aceleración espectral a partir de períodos de 0.2 y 1 segundo
T	Período fundamental de la estructura (para sismo)
T_a	Período fundamental aproximado
t_c	Espesor de concreto sobre el nervio del metal deck
t_{deck}	Peralte de losa tipo metal deck
T_u	Carga de tensión última
t_w	espesor del alma de viga o columna
V	Velocidad básica del viento
V	Cortante basal sísmico
V_u	Carga cortante último
W	Peso de la estructura
W_L	Carga de viento
$W_{servicio}$	Carga de servicio
W_u	Carga distribuida última
Z_{min}	Altura mínima
Z_x	Módulo plástico del perfil
Δ_n	Desplazamiento relativo de piso
Δ_{per}	Deriva permisible
$\Delta_{permisible}$	Deflexión permisible
λ_{hd}	Relación ancho - espesor límite para miembros con alta ductilidad
λ_{md}	Relación ancho - espesor límite para miembros con moderada ductilidad

λ_p	Relación ancho - espesor límite para miembros con compacidad
ΣM^*_{pb}	Sumatoria de momentos plásticos en la viga, proyectada en el rostro de la columna
ΣM^*_{pc}	Sumatoria de momentos plásticos en la columna por encima y debajo del nudo
$\Sigma M^*_{pc}/\Sigma M^*_{pb}$	Relación columna fuerte – viga débil
Φ	Factor de resistencia
Φ_{perno}	Diámetro del perno
Φ_a	Diámetro del perno conector para el deck
Ω_o	Factor de sobre resistencia

GLOSARIO

ACI	Instituto Americano del Concreto (American Concrete Institute).
AGIES	Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica.
AISC	Instituto Americano de Construcción con Acero (American Institute of Steel Construction).
Análisis estructural	Utilización de ecuaciones de resistencia de materiales o programa para determinar los esfuerzos actuantes en una estructura.
ASCE	Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (American Society of Civil Engineers).
Breiza	Elemento estructural cuya función es de proveer estabilidad al marco para soportar cargas perpendiculares a su plano.
Carga de servicio	Carga estática o dinámica sin factores, que se le asignan a una estructura bajo análisis.
Combinación de cargas	Conjunto de fuerzas mayoradas por su respectivo factor de acuerdo a la metodología utilizada.

Diafragma horizontal	Elemento plano conformado por lámina metálica (metal deck), concreto reforzado y miembros horizontales (vigas principales y secundarias).
Ductilidad	Capacidad que tiene una estructura para resistir deformación sin colapsar bajo las solicitaciones de carga inducida.
Efecto P - Delta	Desplazamiento lateral proporcional al momento adicional inducido por una carga gravitacional, a la estructura deformada por la acción sísmica.
Estado límite	Condición donde una estructura o elemento deja de ser apto para el servicio y se considera que no es útil para la función a que fue concebida.
Factor de carga	Considera las desviaciones de la carga real respecto a la carga nominal, la incertidumbre en el análisis que transforma la carga en demandas; y la probabilidad que más de una carga extrema ocurra simultáneamente.
Factor de resistencia	Coeficiente menor o igual a la unidad utilizado para reducir la resistencia nominal y convertirla en resistencia de diseño.
FEMA	Agencia Federal de Manejo de Emergencias (Federal Emergency Management Agency).

IBC	Código Internacional de Construcción (International Building Code).
LRFD	Metodología de diseño por factores de carga y resistencia (Load and Resistance Factors Design).
Predimensionamiento	Selección de un elemento estructural (columna, viga, breiza), de forma rápida con base a condiciones de servicio, sin mayor comprobación.
Resistencia	Capacidad que tiene un elemento para soportar una carga.
Resistencia de diseño	Resistencia nominal multiplicada por el factor de resistencia.
SCBF	Marco especial embreizado concéntricamente (Special Concentrically Braced Frame).
SMF	Marco especial a momento (Special Moment Frame).

RESUMEN

Debido al desarrollo globalizado y la implementación de nuevas técnicas en el diseño y construcción sismo resistente para edificios, se hace necesario tener la noción de cómo aplicar los criterios definidos en los códigos de diseño actuales, en especial para las estructuras de acero.

Por lo que se presentará una metodología que considera los aspectos más importantes a tener en cuenta para el diseño sismo resistente de edificios con estructura de acero, tanto para la estructura como para el diseño de los elementos que componen la misma, utilizando dos sistemas estructurales específicos, uno en cada sentido siendo estos marcos especiales a momento (SMF) en un sentido y marcos especiales embreizados concéntricamente (SCBF) para el otro sentido, que a la vez conformarán un sistema combinado, permitidos por el código de diseño.

Se propone la metodología a seguir para el diseño de la estructura de acero de un edificio, desde la estructuración de la misma, tanto de la forma en planta como en elevación, las distribución de los marcos y elementos que conforman la estructura, integración de las cargas gravitacionales, integración de la carga de viento y sismo, predimensionamiento de los elementos gravitacionales y del sistema resistente a carga lateral, diseño de elementos gravitacionales, modelación y análisis de la estructura utilizando el programa ETABS V9.5, diseño de elementos del sistema resistente a carga lateral, por último el diseño de conexiones y la cimentación.

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Una metodología para el diseño sismo resistente de un edificio con estructura de acero debe proporcionar todas las consideraciones a realizar, desde estructuración del edificio hasta obtener los resultados finales como la distribución, dimensiones y resistencia de cada uno los elementos que la conformarán, no obstante, al llevar a cabo la búsqueda de información bibliográfica en tesorios de diferentes universidades del país, no se encontró un documento que abarque todos los aspectos para el diseño, existe más información relacionada con el diseño de estructuras de concreto reforzado, así mismo se pudo encontrar documentos que hacían mención al tema elaborados en otros países; sin embargo, tampoco definían una guía desde el principio para llevar a cabo paso a paso el diseño, así como también no son aplicables para la República de Guatemala. Los códigos actuales para el diseño en acero como AISC proporcionan la información correspondiente para el diseño de los elementos en acero de forma individual, es decir para cada efecto, a compresión, tensión y corte, lo que se hace necesario es integrar todos los efectos que intervienen para el diseño de los elementos de la estructura de un edificio.

OBJETIVOS

GENERAL

Enumerar las consideraciones para el diseño estructural de edificios de acero, utilizando marcos especiales a momento (SMF) y marcos especiales con breizas concéntricas (SCBF).

ESPECÍFICOS

1. Describir la integración de la carga de viento y sismo, de acuerdo a su localización dentro de la República de Guatemala, empleando la norma AGIES NSE 2-10.
2. Desarrollar un trabajo, que integre de manera profesional la aplicación de los códigos de diseño en acero, fundamentado en el concepto de la combinación de los dos sistemas estructurales bajo estudio.
3. Elaborar hojas de cálculo, para el diseño por capacidad de los elementos que conforman la estructura de un edificio.

HIPÓTESIS

La integración de los códigos AISC 360-10, AISC 341-10 y AISC 358-10 que considere paso a paso el diseño de edificios con estructura de acero, utilizando la combinación de dos sistemas estructurales, será útil para estudiantes y profesionales del área de ingeniería civil, aplicado al medio guatemalteco.

RESUMEN DE MARCO TEÓRICO

En el capítulo I, se detallan las consideraciones necesarias a realizar para la estructuración sísmo resistente de un edificio con estructura de acero, así como las irregularidades en planta como elevación que se deben evitar, para lograr una estructura que responda de manera eficiente ante las solicitaciones a que esté sometida.

En el capítulo II, se describe la integración de cargas gravitacionales (carga muerta y carga viva) y cargas laterales (carga de viento y carga sísmica), que se deben realizar para el diseño estructural de un edificio. Para las cargas laterales se considera la implementación de NSE 2-10 AGIES, aplicado para la república de Guatemala.

En el capítulo III, se puntualizan los aspectos más importantes relacionados con los dos sistemas estructurales utilizados para este trabajo, el diseño por capacidad, notación y combinación de cargas; y el modelado y análisis estructural por medio de programa de cómputo.

INTRODUCCIÓN

Actualmente no se cuenta con una metodología para el diseño sísmo resistente de estructuras de edificios de acero, que describa los pasos necesarios para llevar a cabo dicho fin, lo que hace preciso proponer un documento que exponga claramente los aspectos a considerar. Para el desarrollo de esta metodología se utilizarán dos sistemas estructurales específicos, con el objeto de obtener un diseño que sea aplicado al medio nacional.

Los dos sistemas estructurales utilizados son marcos especiales a momento y marcos especiales embreizados concéntricamente, donde se enumeran sus principales características y su implementación para la estructuración de un edificio.

En el capítulo IV, se desarrolla un ejemplo completo desde la estructuración, ubicación de sistemas estructurales, integración de cargas gravitacionales, predimensionamiento de elementos, diseño de elementos por capacidad, ensamble del modelo en el programa de análisis, diseño de conexiones y el diseño de la cimentación.

1. DEFINICIONES BÁSICAS

1.1. Criterios de estructuración sismo resistente

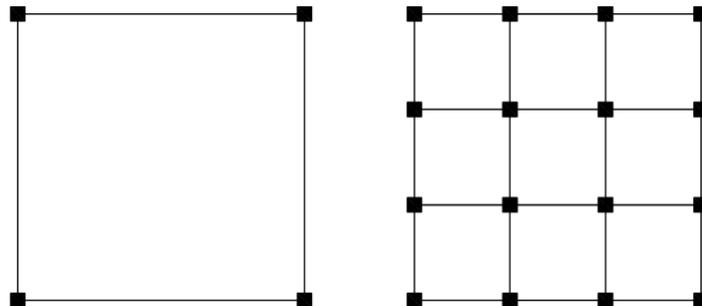
Los principales a considerar para la estructuración de un edificio se enumeran a continuación:

1.1.1. Resistencia y ductilidad (Tenacidad)

Proveer de suficiente resistencia y ductilidad ante cargas sísmicas en los dos ejes ortogonales de la estructura, para garantizar la propiedad de absorber y disipar energía, en su conjunto y en cada uno de sus elementos que la componen, provocando una estabilidad estructural.

La demanda sísmica es ocasional, por lo que se establece para valores intermedios de la demanda, asignando a la estructura una resistencia inferior a la máxima, debe complementar el saldo otorgándole una adecuada ductilidad, preparando a la estructura para que pueda ingresar a una etapa plástica, sin que llegue a la falla evitando el colapso.

Figura 1. **Distribución en planta de elementos resistentes**

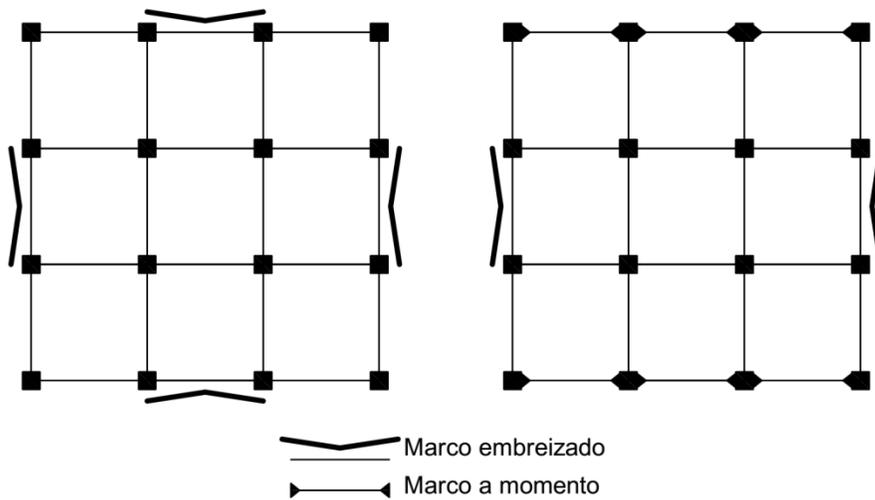


Fuente: elaboración propia.

1.1.2. Rigidez lateral

Proporcionar rigidez lateral en cada uno de los ejes externos o perimetrales de la estructura para las dos direcciones ortogonales, que pueda resistir carga sísmica sin llegar a experimentar deformaciones severas, dos casos a y b.

Figura 2. Rigidez lateral en ejes externos para marcos de acero

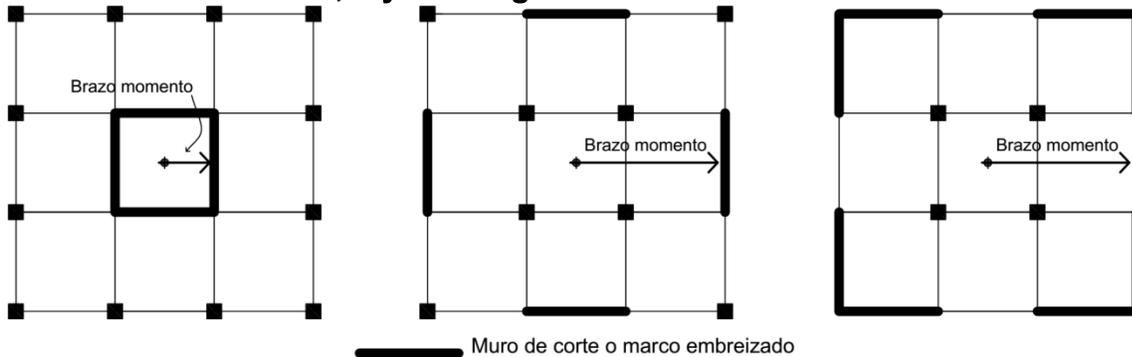


a) Marcos embreizados

b) Marcos a momento y marcos embreizados

Fuente: elaboración propia.

Figura 3. Ubicación de muros de cortante para resistir efectos de volteo y torsión, b y c configuraciones recomendadas



(a)

(b)

(c)

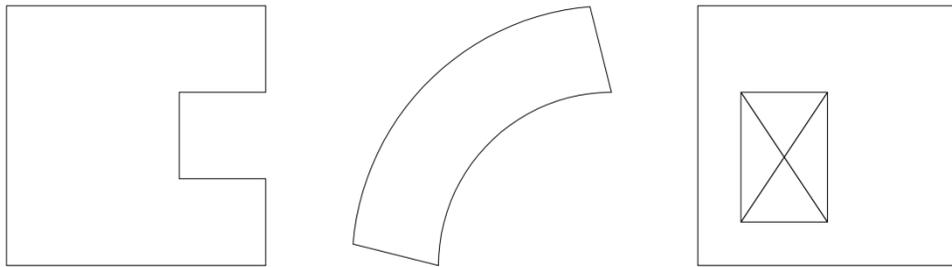
Fuente: elaboración propia.

1.1.3. Simplicidad y simetría

Mantener configuraciones simples hace que las estructuras se comporten de mejor manera durante la ocurrencia de un sismo.

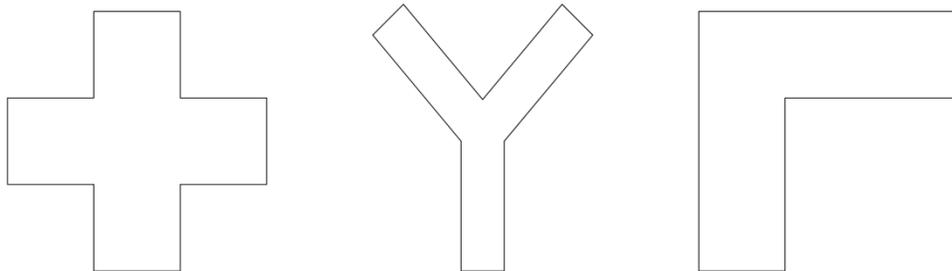
La simetría de una estructura en las dos direcciones es aconsejable, para disminuir los efectos torsionales que pueden llegar a ser muy destructivos.

Figura 4. **Formas asimétricas en planta no recomendables**



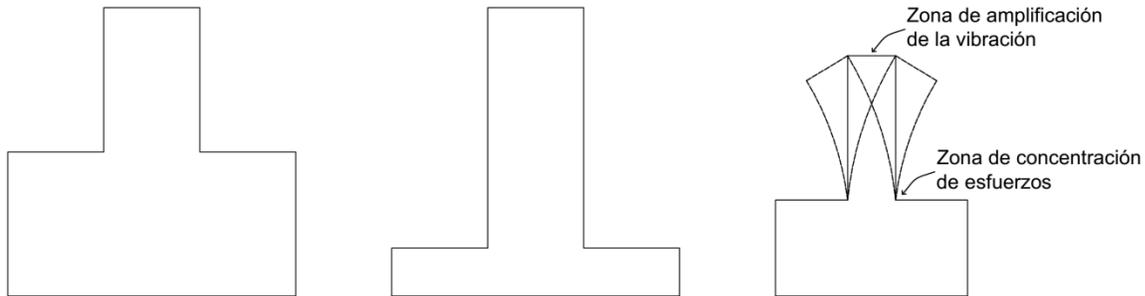
Fuente: elaboración propia.

Figura 5. **Plantas con alas de gran longitud no recomendables**



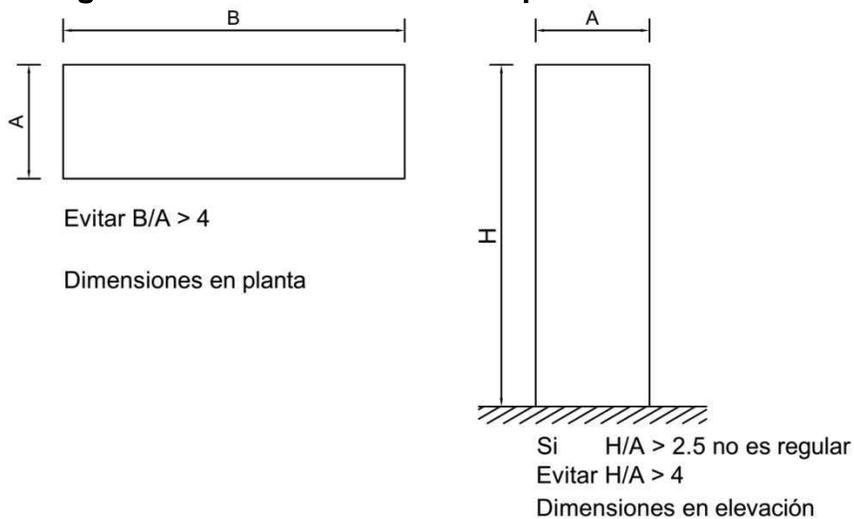
Fuente: elaboración propia.

Figura 6. Reducciones no recomendables en pisos superiores de edificios



Fuente: elaboración propia.

Figura 7. Límites recomendados para los lados en planta y altura en elevación para un edificio, de acuerdo a Normas Técnicas de Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (NTDS)

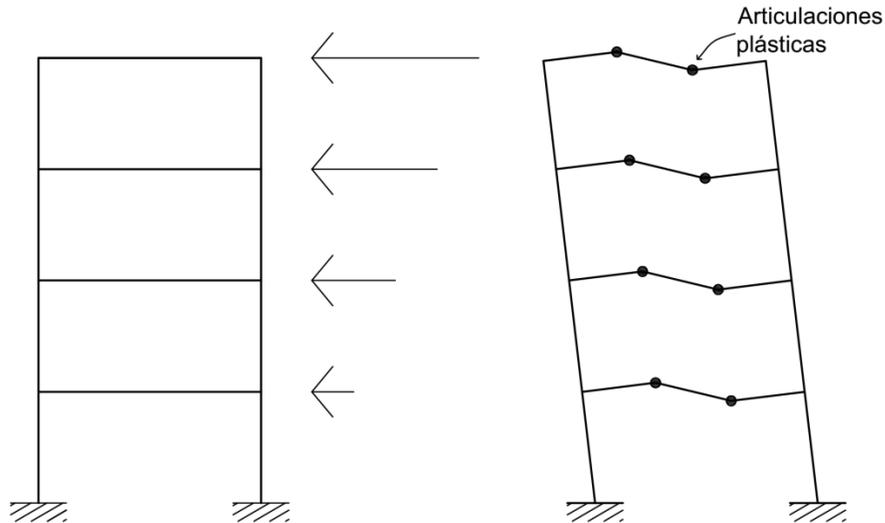


Fuente: BAZAN, Enrique & MELI, Roberto. Diseño Sísmico de Edificios. p. 179.

1.1.4. Hiperestaticidad

Formular una estructura que sea continua y monolítica para mejorar su estabilidad, ubicando los puntos donde puedan ocurrir articulaciones plásticas, para conseguir suficiente capacidad de absorción de la energía procedente del sismo; y evitar fallas inducidas por desplazamientos y rotaciones, debido a la acción sísmica presente entre las conexiones de los elementos de la estructura.

Figura 8. **Continuidad de la estructura, ubicación de articulaciones plásticas en la viga para lograr el efecto columna fuerte-viga débil**



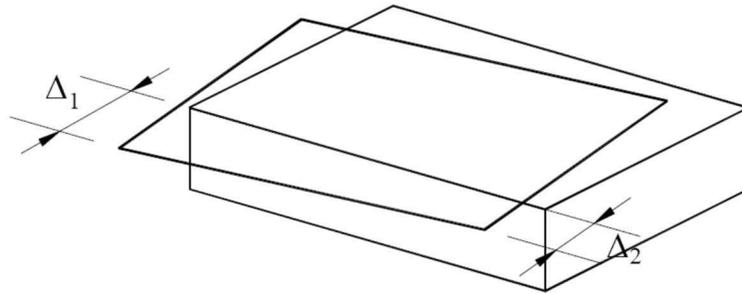
Fuente: elaboración propia.

1.1.5 Irregularidades en planta

1.1.5.1. Irregularidad torsional: Con base a ASCE, (2010e), se considera que ocurre cuando el máximo desplazamiento relativo del piso (deriva), calculado incluyendo torsión accidental, en un extremo de la estructura transversal a un eje es superior a 1.2 veces el promedio de los desplazamientos relativos del piso de los dos extremos de la estructura. Válido para estructuras donde los diafragmas sean estimados como rígidos o semirígidos.

1.1.5.2. Irregularidad torsional extrema: De acuerdo a ASCE, (2010e), sucede cuando el máximo desplazamiento relativo del piso (deriva), calculado como torsión accidental, en un extremo de la estructura transversal a un eje es superior a 1.4 veces el promedio de los desplazamientos relativos del piso en los dos extremos de la estructura. Válido para estructuras donde los diafragmas sean estimados como rígidos o semirígidos.

Figura 9. Irregularidad torsional

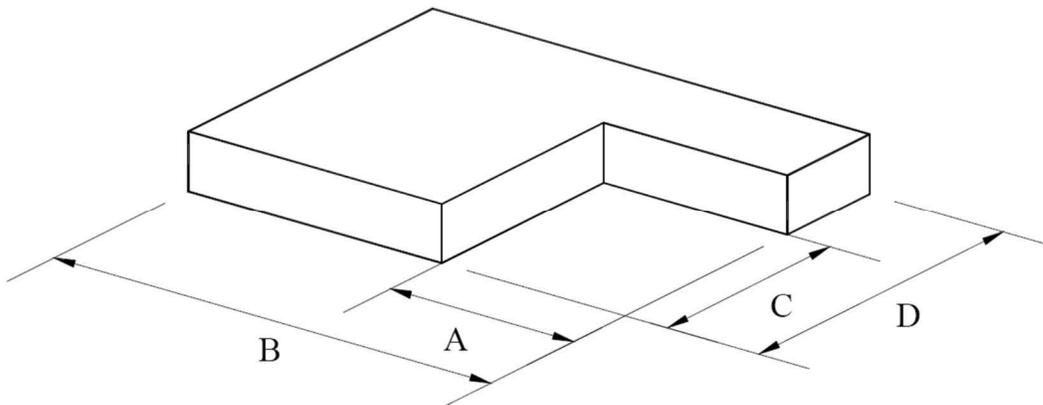


$$\Delta_1 > 1.2 (\Delta_1 + \Delta_2) / 2$$

Fuente: elaboración propia.

1.1.5.3. Irregularidad en esquina reentrante: Con referencia a ASCE, (2010e), se considera que acontece cuando ambas proyecciones del plano de la estructura van más allá de una esquina reentrante, cuando son mayores que el 15 % de la dimensión en el plano de la estructura en la dirección dada.

Figura 10. Irregularidad en esquina reentrante

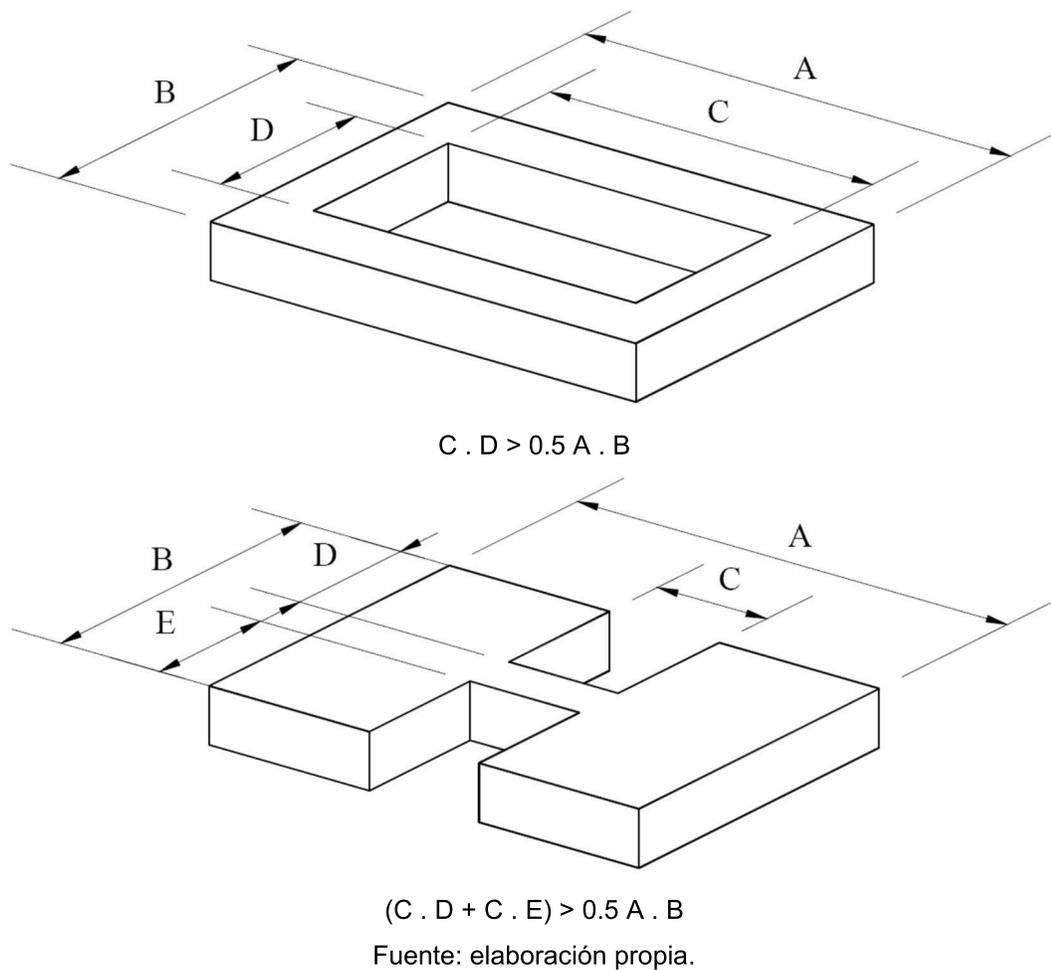


$$A > 0.15 B, C > 0.15 D$$

Fuente: elaboración propia.

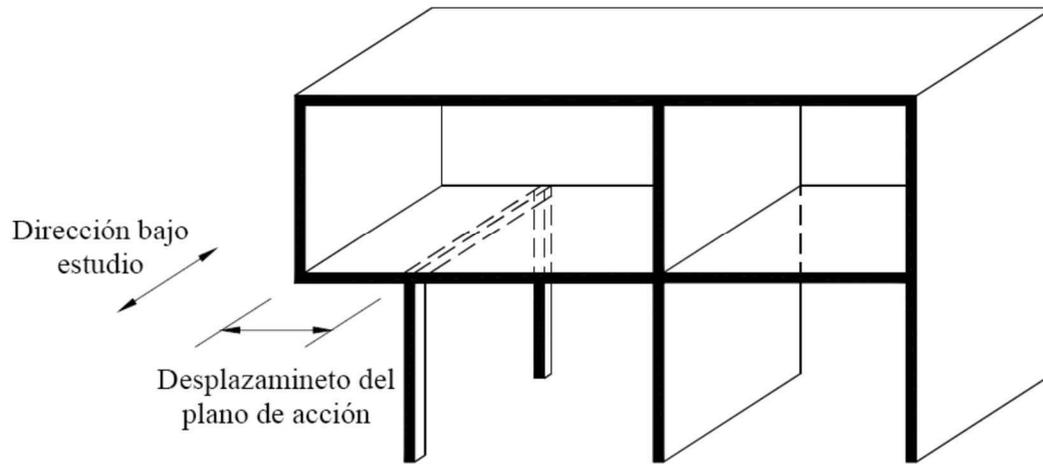
1.1.5.4. Irregularidad por discontinuidad en el diafragma: Considerado en ASCE, (2010e), que se produce cuando hay diafragmas con discontinuidades abruptas o variaciones en la rigidez, incluidas las causadas por el recorte que tenga o en áreas abiertas mayores superior al 50 % del área bruta del diafragma cerrado, o cambios en la rigidez efectiva superior al 50 % a partir de un piso siguiente.

Figura 11. Irregularidad por discontinuidad en el diafragma



1.1.5.5. Irregularidad por desviaciones fuera del plano: Señalado por ASCE, (2010e), que tiene lugar cuando hay discontinuidades en una trayectoria de la fuerza lateral, tales como desviaciones fuera del plano de los elementos verticales.

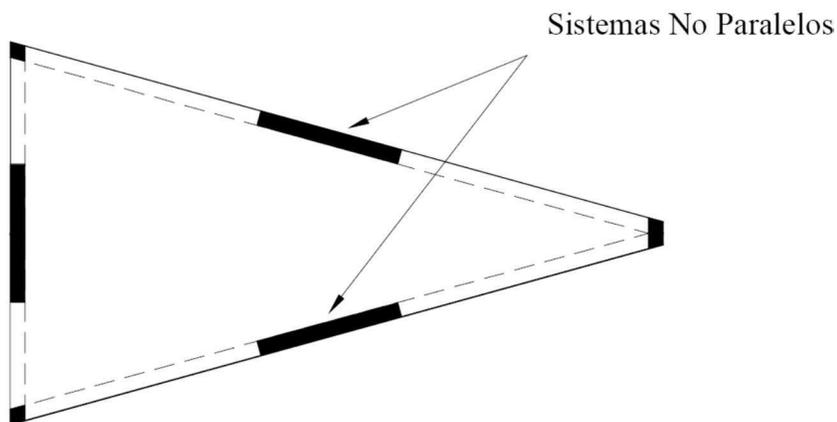
Figura 12. Irregularidad por desviación fuera del plano



Fuente: elaboración propia.

1.1.5.6. Irregularidad por sistemas no paralelos: Indicado por ASCE, (2010e), que ocurre cuando en los elementos verticales resistentes a las cargas laterales, no son paralelos ni simétricos respecto a los ejes ortogonales principales del sistema que resisten las fuerzas laterales.

Figura 13. Irregularidad por sistemas no paralelos



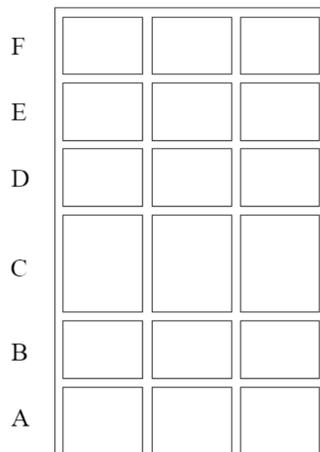
Fuente: elaboración propia.

1.1.6. Irregularidades en elevación

1.1.6.1. Irregularidad de rigidez o piso blando: Referido por ASCE, (2010e), existe un piso blando cuando la rigidez lateral es menor que el 70 % de la rigidez del piso superior, o menor que el 80 % de la rigidez promedio de los tres pisos superiores.

1.1.6.2. Irregularidad de rigidez extrema (piso blando): Con base a ASCE, (2010e), existe un piso blando cuando la rigidez lateral es menor que el 60 % de la rigidez del piso superior, o menor que el 70 % de la rigidez promedio de los tres pisos superiores.

Figura 14. Irregularidad de rigidez

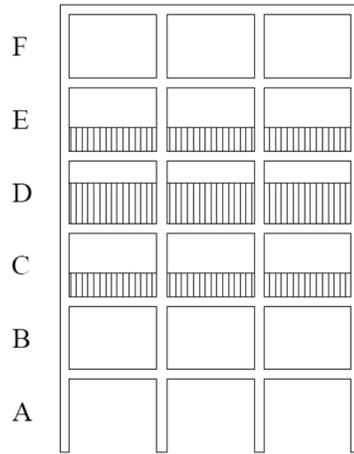


Rigidez $K_C < 0.70$ Rigidez K_D ; Rigidez $K_C < 0.80$ Rigidez $(K_D + K_E + K_F)/3$

Fuente: elaboración propia.

1.1.6.3. Irregularidad de peso (masa): De acuerdo con ASCE, (2010e), sucede cuando la masa efectiva de cualquier piso es mayor que el 150 % de la masa efectiva de uno de los pisos adyacentes. Un techo o cubierta que sea más liviano que el piso de abajo no es necesario tenerlo en cuenta.

Figura 15. Irregularidad de peso

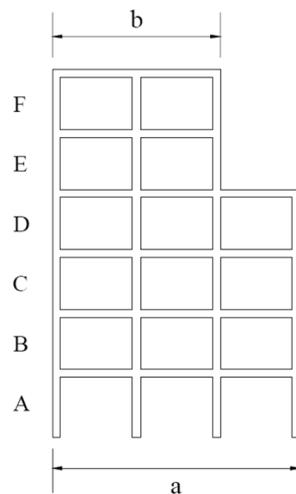


$$m_D > 1.50 m_E; m_D > 1.50 m_C$$

Fuente: elaboración propia.

1.1.6.4. Irregularidad geométrica vertical: Con referencia a ASCE, (2010e), acontece cuando la dimensión horizontal del sistema resistente a fuerzas laterales en cualquier piso es mayor que el 130 % de la de un piso adyacente.

Figura 16. Irregularidad geométrica vertical

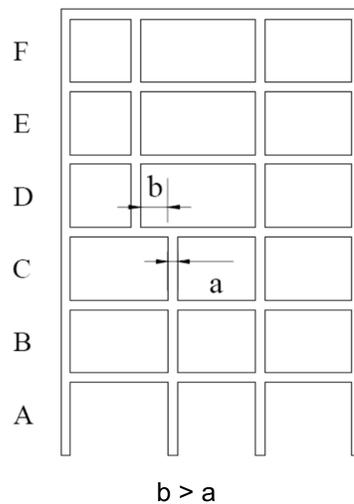


$$a > 1.30 b$$

Fuente: elaboración propia.

1.1.6.5. Irregularidad por discontinuidad en el plano de elementos verticales resistentes a fuerzas laterales: Considerado por ASCE, (2010e), que se produce cuando un desplazamiento en el plano de los elementos resistentes a cargas laterales es mayor que la longitud de esos elementos, o no existe una reducción de la rigidez del elemento resistente en el siguiente piso.

Figura 17. Irregularidad por discontinuidad en el plano de elementos verticales resistentes a fuerzas laterales

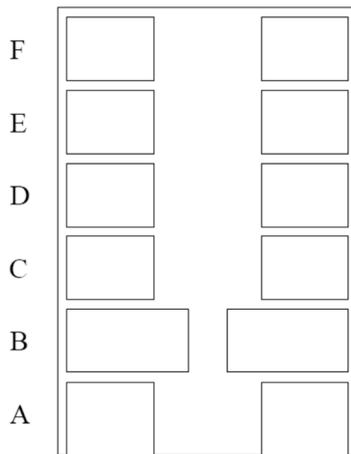


Fuente: elaboración propia.

1.1.6.6. Irregularidad por discontinuidad en la capacidad de resistencia de la fuerza lateral de un piso: Señalado por ASCE, (2010e), tiene lugar cuando la resistencia de un piso es menor que el 80 % de la resistencia del piso superior. La resistencia del piso es la resistencia total de todos los elementos resistentes a las fuerzas laterales que comparten el esfuerzo cortante del piso para la dirección en estudio.

1.1.6.7. Irregularidad por discontinuidad extrema en la capacidad de resistencia de la fuerza lateral de un piso: Indicado por ASCE, (2010e), que ocurre cuando la resistencia de un piso es menor que el 65 % de la resistencia del piso superior. La resistencia del piso es la resistencia total de todos los elementos resistentes a las fuerzas laterales que comparten el esfuerzo cortante del piso para la dirección en estudio.

Figura 18. Irregularidad por discontinuidad extrema en la capacidad de resistencia de la fuerza lateral de un piso



Resistencia Piso B < 0.80 Resistencia Piso C; Resistencia Piso B < 0.65 Resistencia Piso C

Fuente: elaboración propia.

Tabla I. Irregularidades en planta aceptadas y no aceptadas de acuerdo con la categoría de diseño sísmico

No.	Tipo de Irregularidad en planta	Categoría de diseño sísmico	
		Aceptado	No aceptado
1.2.4.1.	Irregularidad torsional	B, C, D, E y F	
1.2.4.2.	Irregularidad torsional extrema	B, C y D	E y F
1.2.4.3.	Irregularidad en esquina reentrante	D, E, y F	
1.2.4.4.	Irregularidad por discontinuidad en el diafragma	D, E, y F	
1.2.4.5.	Irregularidad por desviaciones fuera del plano	B, C, D, E y F	
1.2.4.6.	Irregularidad por sistemas no paralelos	B, C, D, E y F	

Fuente: ASCE 7-10, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, American Society of Civil Engineers. Tabla 12.3-1. p. 82.

Tabla II. Irregularidades en elevación aceptadas y no aceptadas de acuerdo con la categoría de diseño sísmico

No.	Tipo de Irregularidad en elevación	Categoría de diseño sísmico	
		Aceptado	No Aceptado
1.2.5.1.	Irregularidad de rigidez o piso blando	D, E y F	
1.2.5.2.	Irregularidad de rigidez extrema o piso blando	D	E y F
1.2.5.3.	Irregularidad de peso (masa)	D, E y F	
1.2.5.4.	Irregularidad geométrica vertical	D, E y F	
1.2.5.5.	Irregularidad por discontinuidad en el plano de los elementos verticales resistentes a las fuerzas laterales	B, C, D, E y F	
1.2.5.6.	Irregularidad por discontinuidad en la capacidad de resistencia de la fuerza lateral de un piso	D	E y F
1.2.5.7.	Irregularidad por discontinuidad extrema en la capacidad de resistencia de la fuerza lateral de un piso	B y C	D, E y F

Fuente: ASCE 7-10, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, American Society of Civil Engineers. Tabla 12.3-2. p. 83.

Nota: la información para asignar la categoría de diseño sísmico se amplía en el inciso 2.4.9.

1.1.7. Estructura resistente con bajo peso

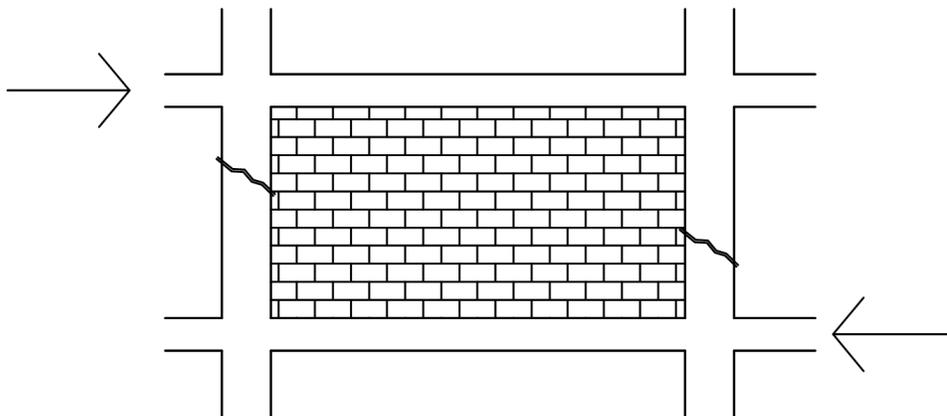
Configurar para que la estructura sea resistente a la vez que sea lo más liviana posible, con el peso distribuido simétricamente en todos los niveles, debido a que las fuerzas de inercia inducidas por el efecto sísmico son directamente proporcionales a la masa, así como evitar las concentraciones de peso en las partes altas de la estructura por que las aceleraciones aumentan con la altura.

Los elementos no estructurales tales como muros divisorios, acabados, instalaciones y mobiliario también representan un factor importante en cuanto al peso de la estructura en su conjunto, por lo que tendrán que ser seleccionados los más ligeros en la medida posible.

1.1.8. Elementos no estructurales

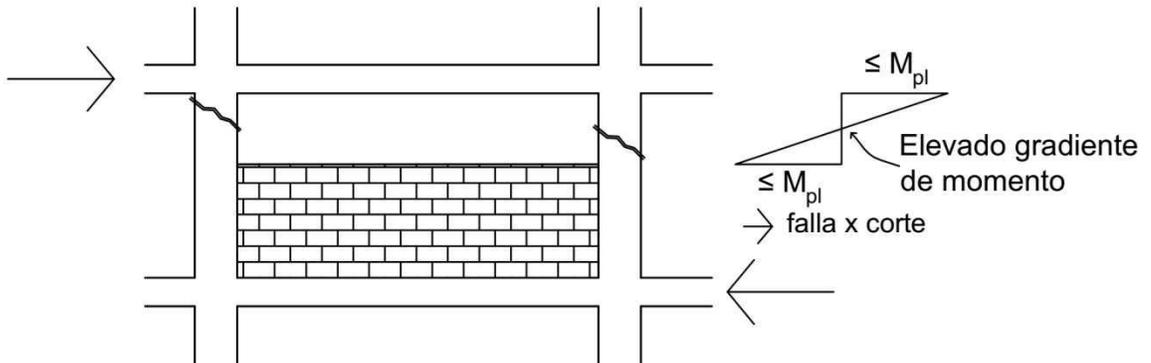
Considerar la influencia de elementos secundarios en la estructuración que en algún momento puedan provocar severos daños, tal es el caso cuando se utilizan muros de mampostería como relleno (divisorios o de sello como elementos de fachada), localizados dentro de un marco producen concentraciones de fuerzas cortantes en los extremos libres de la columnas, formando efectos de columna corta, que a su vez por la rigidez del muro tienden a hacer fallar por cortante el marco durante un evento sísmico.

Figura 19. **Muros de mampostería como relleno entre marcos, no recomendable**



Fuente: elaboración propia.

Figura 20. **Efectos de columna corta, por ubicación de muros de mampostería de baja altura entre marcos**

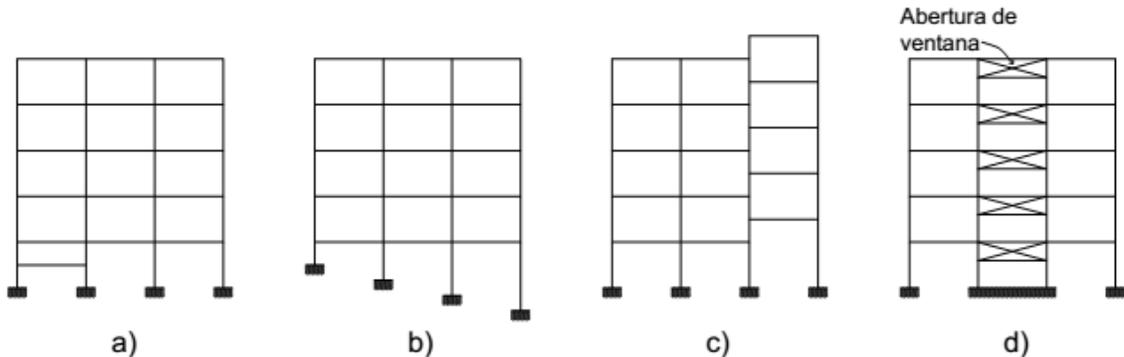


Fuente: elaboración propia.

1.1.9. Evitar que se generen columnas cortas en la estructura

Evitar la variación de la altura libre entre columnas del mismo nivel, genera cambio de rigideces da lugar a la creación de puntos donde se genere efectos de columna corta, los efectos por fuerza cortante gobiernan a los de flexión produciendo fallas de tipo frágil.

Figura 21. **Configuraciones en elevación donde se generan efectos de columna corta**



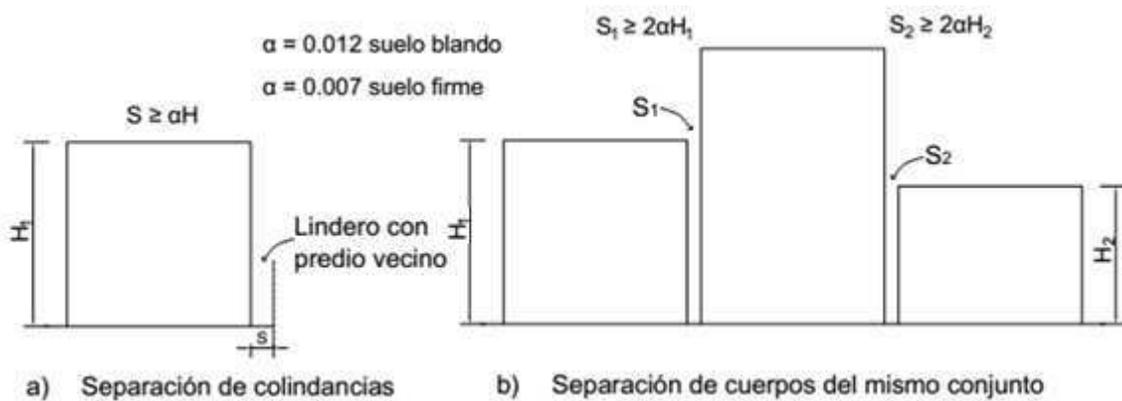
- a) Viga que limita el claro de la columna
- b) Variación en el nivel de la base de la cimentación
- c) Diafragmas rígidos no coinciden en el nivel
- d) Muros con relleno entre marcos

Fuente: elaboración propia.

1.1.10. Separación insuficiente entre edificios adyacentes

Evitar el choque que se produce entre edificios adyacentes debido a la vibración diferente de cada uno de ellos debido a su altura, mediante una separación adecuada.

Figura 22. Separación recomendable entre edificios, de acuerdo a Normas Técnicas de Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (NTDS)



Fuente: BAZAN, Enrique & MELI, Roberto. Diseño Sísmico de Edificios. p. 181.

1.2. Categoría de riesgo de la estructura

Tener definido el uso u ocupación que se le dará a la edificación a diseñar, debido a que los códigos de diseño tienen establecido categorías de riesgo en función del uso que se le asigne, en la Tabla III se mencionan.

Tabla III. **Categoría de riesgo para edificios y otras estructuras**

Uso u ocupación de los edificios y estructuras	Categorías de riesgo
Edificios y estructuras que representan un bajo riesgo para la vida humana en caso de falla.	I
Todos los edificios y otras estructuras excepto los que se encuentran en las categorías de riesgo I, III y IV.	II
<p>Edificios y otras estructuras, donde la falla podría plantear un riesgo sustancial para la vida humana.</p> <p>Edificios y otras estructuras, que no se encuentran en la categoría de riesgo IV, con potencial de causar un importante impacto económico y/o la interrupción masiva del día a día de la vida civil en caso de falla.</p> <p>Edificios y otras estructuras que no se encuentran en la categoría de riesgo IV (incluyendo, pero sin limitarse a, las instalaciones que fabrican, procesan, manipulan, almacenan, utilizan o disponen de sustancias tales como combustibles peligrosos, productos químicos peligrosos, residuos peligrosos o explosivos) que contienen sustancias tóxicas o explosivas, donde su cantidad supere la cantidad límite establecida por la autoridad competente, y es suficiente para constituir una amenaza al público en caso de ser liberado.</p>	III
<p>Edificios y otras estructuras designadas como instalaciones esenciales.</p> <p>Edificios y otras estructuras, donde la falla podría presentar un peligro sustancial para la sociedad.</p> <p>Edificios y otras estructuras (incluyendo, pero sin limitarse a, las instalaciones que fabrican, procesan, almacenan, utilizan, o disponen sustancia tales como combustibles peligrosos, productos químicos peligrosos, o residuos peligrosos), que contienen suficientes cantidades de sustancias altamente tóxicas, cuando la cantidad sea superior a una cantidad límite establecida por la autoridad competente para ser un peligro para el público en caso de ser liberado.</p> <p>Edificios y otras estructuras necesarias para mantener la funcionalidad de otras estructuras que se encuentran en categoría de riesgo IV.</p>	IV

Fuente: ASCE 7-10, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, American Society of Civil Engineers. Tabla 1.5-1. p. 2.

2. INTEGRACIÓN DE CARGAS

2.1. Cargas muertas

Se conservan inalterables en su valor, con una posición fija durante la vida útil de la estructura. La mayor parte de la carga muerta la constituye el peso propio de la estructura. Para edificios, se toman como cargas muertas el peso de los elementos que conforman la estructura tales como: rellenos para nivelación de piso, acabados de entrepisos (piso y acabados en muros), cielos falsos, muros de división (panel de yeso) ductos y accesorios para instalaciones.

Tabla IV. **Algunos valores de carga muerta que se consideran para edificios**

Componente	Carga (lb/pie ²)
Metal deck, calibre 22	1.50
Concreto $f'c$ 3000 lb/plg ² , $t = 3 \frac{3}{8}$ "	42.00
Relleno para nivelación (contrapiso, $t = 2$ ")	12.00
Piso cerámico, con mortero de espesor $\frac{1}{2}$ " a $\frac{3}{4}$ "	16.00
Cielo suspendido (plancha de fibra acústica)	1.00
Tabicaciones	15.00
Instalaciones	3.00

Fuente: ASCE 7-10, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, American Society of Civil Engineers. Tabla C3-1. p. 399.

2.2. Cargas vivas

Se consideran de acuerdo al tipo de uso u ocupación, para este caso de un edificio. Estas pueden ser aplicadas total o parcialmente o no estar presentes y también es posible cambiarlas de ubicación. Su distribución y valor pueden ser desconocidas en un determinado momento; y además sus máximas intensidades a lo largo de la vida útil de la estructura no se conocen con exactitud.

Tabla V. **Algunos valores de carga viva, que se consideran para edificios cuyo uso sea oficinas**

Ocupación o uso	Carga uniformemente distribuida (lb/pie ²)
Oficinas	50.00
Sala para cómputo	100.00
Vestíbulos y corredores del primer piso	100.00
Corredores por encima del primer piso	80.00
Techo ordinario, plano, inclinado, curvo	20.00

Fuente: ASCE 7-10, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, American Society of Civil Engineers. Tabla 4-1. p. 17.

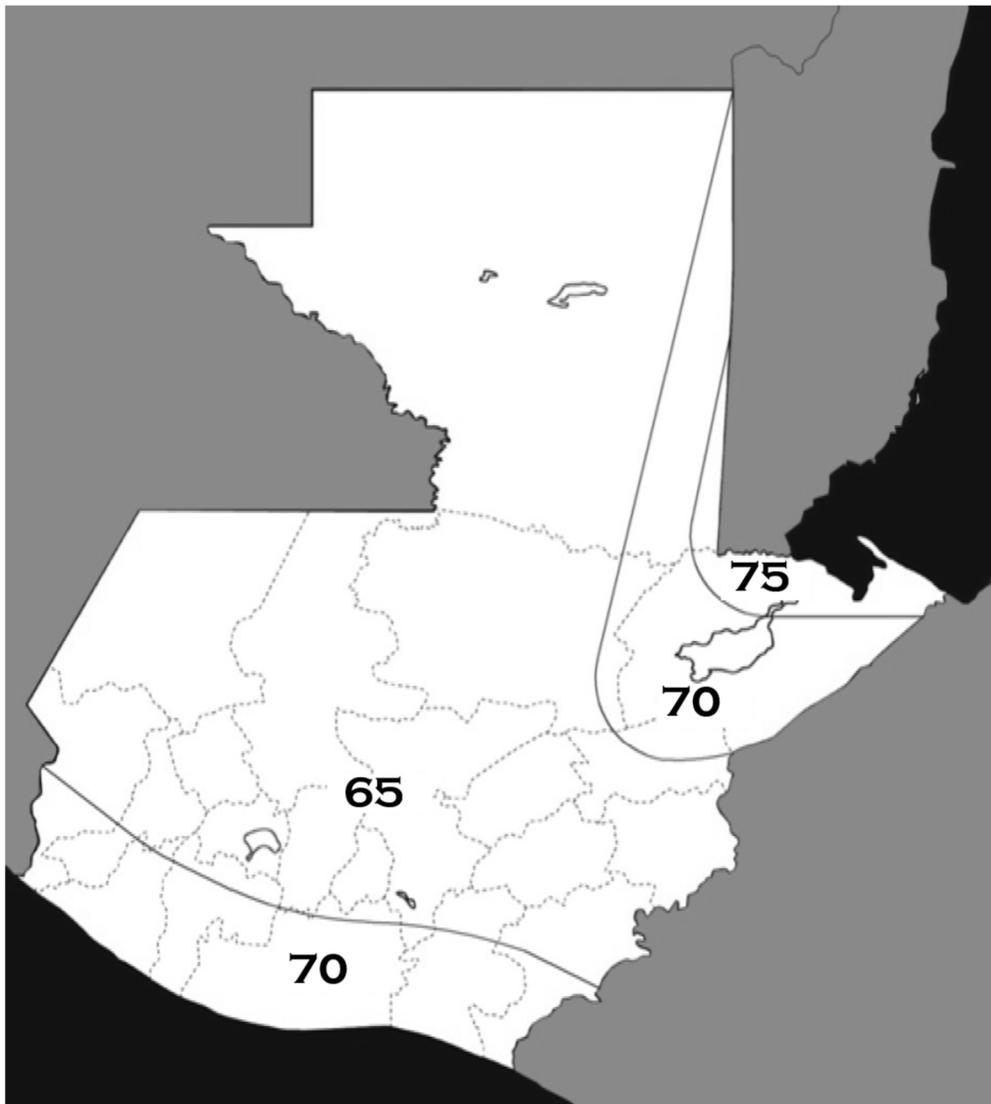
2.3. Carga de viento

La magnitud y duración de la carga del viento varía dependiendo de la localización geográfica, la altura de la estructura sobre el sitio donde se ubica, la topografía del sitio alrededor de la estructura, la proximidad de otros edificios y la velocidad básica del viento.

2.3.1. Velocidad básica del viento, V

Esta velocidad varía de acuerdo a la ubicación geográfica de la estructura, se determina mediante el Mapa 1, que muestra zonas de velocidad básica del viento para la república de Guatemala.

Mapa 1. Zonas de velocidad básica del viento para la República de Guatemala (mph)



Fuente: AGIES NSE 2-10, Demandas Estructurales, Condiciones del Sitio y Niveles de Protección. Figura 5-1. p. 31.

2.3.2. Factor de direccionalidad del viento, K_d

Este factor de direccionalidad se determina mediante la Tabla VI.

Tabla VI. Factor de direccionalidad del viento, K_d

Tipo de Estructura	Factor K_d
Edificios:	
Sistema principal resistente a fuerza de viento	0.85
Componentes y revestimientos	0.85

Fuente: ASCE 7-10, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, American Society of Civil Engineers. Tabla 26.6-1. p. 250.

2.3.3. Factor de importancia por viento, I_w

Este factor de importancia se determina mediante la Tabla VII, que depende de la categoría de riesgo, el cual está indicado en la Tabla III.

Tabla VII. Factor de importancia por viento

Categoría de riesgo	Factor de importancia por viento, I_w , ($v = 85 - 100$ mph)	Factor de importancia por viento, I_w , ($v > 100$ mph)
I	0.87	0.77
II	1.00	1.00
III	1.15	1.15
IV	1.15	1.15

Fuente: ASCE 7-10, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, American Society of Civil Engineers. Tabla 1.5-2. p. 5.

2.3.4. Categoría de exposición

Estas categorías se describen a continuación en la Tabla VIII.

Tabla VIII. **Categoría de exposición por viento**

Categoría de exposición	Descripción
B	Cuando la aspereza superficial B influya en la dirección contra el viento (barlovento) a una distancia de por lo menos 2,600 pies o 20 veces la altura de la estructura, se considera la mayor. (Excepto para estructuras cuya altura sea menor o igual al 30 pies, la distancia con la dirección del viento puede ser reducida a 1,500 pies).
C	Se emplea en los casos donde las exposiciones B o D no aplican.
D	Cuando la aspereza superficial D prevalezca en la dirección contra el viento (barlovento) a una distancia superior a 5,000 pies o 20 veces la altura de la estructura, se considera la mayor. La exposición D se extenderá a las zonas de sotavento de la aspereza superficial B o C en una distancia de 600 pies o 20 veces a altura de la estructura, se considera la mayor.

Fuente: ASCE 7-10, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, American Society of Civil Engineers. Sección 26.7.3. p. 251.

2.3.5. Coeficiente de exposición de presión de velocidad, K_z

El coeficiente de exposición de presión de velocidad, se determina de acuerdo con la categoría de exposición por viento indicada en la Tabla VIII; y se establecen los valores en la Tabla IX.

Tabla IX. **Constantes de exposición del terreno**

Exposición	α	Z_g (pie)	\hat{a}	\hat{b}	$\bar{\alpha}$	\bar{b}	c	l (pie)	$\bar{\epsilon}$	Z_{min} (pie)*
B	7.0	1200	1/7.0	0.84	1/4.0	0.45	0.30	320	1/3.0	30
C	9.5	900	1/9.5	1.00	1/6.5	0.65	0.20	500	1/5.0	15
D	11.5	700	1/11.5	1.07	1/9.0	0.80	0.15	650	1/8.0	7

Fuente: ASCE 7-10, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, American Society of Civil Engineers. Tabla 26.9-1. p. 256.

* Z_{\min} = altura mínima utilizada para asegurar que la altura equivalente \bar{Z} es mayor de $0.6h$ o Z_{\min} .

Para edificios con $h \leq Z_{\min}$, \bar{Z} será considerada como Z_{\min} .

El coeficiente de exposición de presión de velocidad se calculará de la siguiente manera:

■ Para $15 \text{ pies} \leq z \leq Z_g$

$$K_z = 2.01 \left(\frac{z}{Z_g} \right)^{2/\alpha}$$

■ Para $z < 15 \text{ pies}$

$$K_z = 2.01 \left(\frac{15}{Z_g} \right)^{2/\alpha}$$

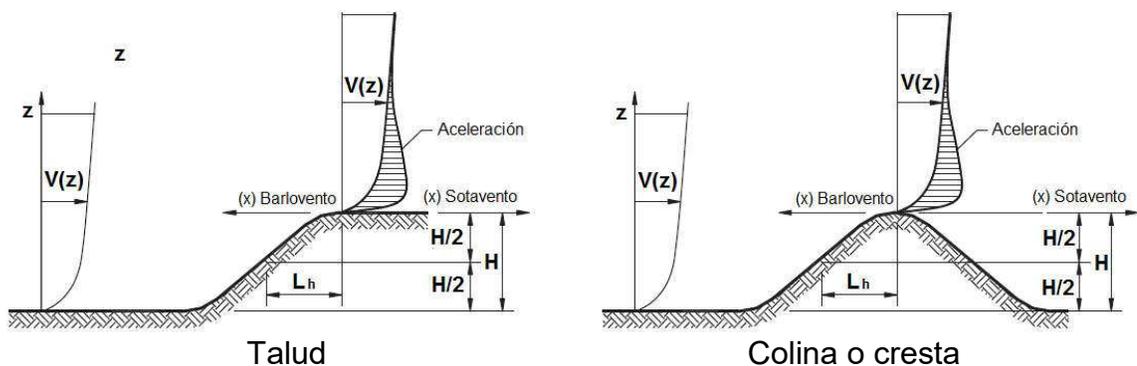
2.3.6. Efecto topográfico

Los efectos de la velocidad del viento en colinas aisladas, crestas; y taludes son debidos a los cambios bruscos de la topografía en general, que se localizan en cualesquiera de las categorías de exposición, de acuerdo con ASCE (2010f), se incluirán en el diseño cuando las condiciones del sitio y la ubicación de las estructuras cumplan con las siguientes condiciones:

■ La colina, cresta; y talud se localiza aislada y sin obstrucciones topográficas en contra de la dirección del viento (barlovento) a altura comparable a 100 veces su propia altura o 2 millas, se considera la mayor. Esta distancia (L_h) será medida horizontalmente desde el punto donde se encuentra la altura (H) de la colina, cresta; y talud.

- La colina, cresta; y talud sobresale por encima de la altura de las características del terreno en contra de la dirección del viento (barlovento) a 2 millas de radio en cualesquiera de los cuadrantes por un factor de dos o más.
- La estructura se encuentra ubicada en el medio superior de una colina, o cercana a la cúspide de un acantilado.
- $H/L_h \geq 0.20$
- $H \geq 15$ pies para exposición C y D; y 60 pies para exposición B.

Figura 23. Talud, colina o cresta



Donde:

- H = es la altura de la colina o talud en relación con el terreno a barlovento, en pies.
- L_h = es la distancia de la cresta da donde la diferencia de altura es la mita de la altura de la colina o talud, en pies.

Fuente: ASCE 7-10, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, American Society of Civil Engineers. Figura 26.8-1. p. 252.

2.3.6.1. Factor de efecto topográfico, K_{zt}

El efecto de la velocidad del viento se incluye en el cálculo de las cargas de diseño por viento, utilizando el factor:

$$K_{zt} = (1 + K_1 K_2 K_3)^2$$

Donde:

■ K_1 = factor que considera la forma de accidente topográfico y el máximo efecto de la velocidad, establecido en la Tabla X.

■ K_2 = factor que considera la reducción de la velocidad con la distancia a barlovento o sotavento de la cresta:

$$K_2 = 1 - \frac{|x|}{\mu L_h}$$

■ K_3 = factor que considera la reducción de la velocidad con la altura sobre el terreno local:

$$K_3 = e^{-\gamma Z/L_h}$$

■ X = es la distancia a barlovento o sotavento de la cresta a la obra, en pies.

■ Z = es la altura sobre el nivel de suelo, en pies

■ μ = factor de atenuación horizontal, establecido en la Tabla X.

■ γ = factor de atenuación de altura, establecido en la Tabla X.

Tabla X. **Parámetro de velocidad sobre colinas y taludes**

Forma de la colina o Talud	K ₁			γ	μ	
	Exposición				a barlovento de la cresta	a sotavento de la cresta
	B	C	D			
Cresta en 2 direcciones	1.30	1.45	1.55	3.00	1.50	1.50
Talud en 2 direcciones	0.75	0.85	0.95	2.50	1.50	4.00
Colinas en 3 direcciones	0.95	1.05	1.15	4.00	1.50	1.50

Fuente: ASCE 7-10, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, American Society of Civil Engineers. Figura 26.8-1. p. 253.

Cuando las condiciones del sitio y la localización de la estructura no cumplen con todas las condiciones establecidas en el inciso 2.3.6, por lo que se asignará el valor de $K_{zt} = 1.00$.

2.3.7. Factor efecto de ráfaga, G

El factor efecto de ráfaga que describe ASCE (2010f), para edificios u otras estructuras que se consideran como rígidas, se permite que se utilice un valor igual a 0.85.

2.3.7.1 Frecuencia fundamental, n

Edificios u otras estructuras de baja altura, según ASCE (2010f), serán considerados como rígidos.

Estructura rígida: $n \geq 1$ Hz

Estructura flexible: $n < 1$ Hz

Como alternativa a un análisis para determinar la frecuencia natural fundamental, se puede optar por calcular la frecuencia fundamental aproximada (n_a) para el caso de edificios, el cual tendrán que cumplir con los requerimientos siguientes:

- La altura del edificio tendrá que ser menor o igual a 300 pies.
- La altura del edificio tendrá que ser menor que 4 veces su longitud efectiva (L_{eff}) en la dirección bajo análisis.

$$L_{eff} = \frac{\sum_{i=1}^n h_i L_i}{\sum_{i=1}^n h_i}$$

Donde:

- h_i = es la altura de la estructura sobre el nivel del nivel i.
- L_i = es la longitud de la estructura en el nivel i paralela a la dirección del viento.

2.3.7.2. Frecuencia fundamental aproximada, n_a

La frecuencia fundamental aproximada para edificios de acero con marcos resistentes a momento, conforme a ASCE (2010f), se permite ser calculada si se satisfacen las condiciones establecidas en el inciso 2.3.7.1, de la siguiente manera:

$$n_a = \frac{22.2}{h^{0.8}}$$

Donde:

- h = altura medida a la cubierta en pies.

2.3.7.3. Factor efecto de ráfaga para edificios y otras estructuras rígidas

Edificios u otras estructuras consideradas como rígidas, de acuerdo a ASCE (2010f), el factor efecto de ráfaga puede considerarse como la menor entre 0.85 y el calculado, mediante la ecuación siguiente:

$$G = 0.925 \left(\frac{1 + 1.7g_Q I_{\bar{z}} Q}{1 + 1.7g_V I_{\bar{z}}} \right)$$

Donde:

- $I_{\bar{z}}$ = es la intensidad de la turbulencia a la altura z , expresada como:

$$I = c \left(\frac{33}{\bar{z}} \right)^{1/16}$$

- \bar{z} = es la altura equivalente de la estructura definida como $0.6h$, pero no menor que Z_{\min} , para todos los edificios de altura h .
- Z_{\min} y c se enumeran para cada exposición en la Tabla IX.
- g_Q = factor máximo de respuesta de fondo, se considerará con un valor de 3.4 de acuerdo a la Sección 26.9.5 ASCE 7-10

- g_v = factor máximo de respuesta de viento, se considerará con un valor de 3.4 de acuerdo a la Sección 26.9.5 ASCE 7-10
- Q = factor de respuesta de fondo, expresado como:

$$Q = \sqrt{\frac{1}{1 + 0.63 \left(\frac{B+h}{L_z}\right)^{0.63}}}$$

- B = es la dimensión horizontal de la estructura normal a la dirección del viento en pies.
- h = es la altura de la estructura en pies.
- L_z = es la longitud integral de la turbulencia en pies, expresada como:

$$L_z = \iota \left(\frac{\bar{z}}{33}\right)^{\bar{\epsilon}}$$

- ι y $\bar{\epsilon}$ = constantes que se enumeran en la Tabla IX.

2.3.7.4. Factor efecto de ráfaga para edificios y otras estructuras flexibles

Edificios y otras estructuras consideradas como flexibles o dinámicamente sensibles, según ASCE (2010f), el factor efecto de ráfaga se calculará mediante la ecuación siguiente:

$$G_f = 0.925 \left(\frac{1 + 1.7I_z \sqrt{g_Q^2 Q^2 + g_R^2 R^2}}{1 + 1.7g_v I_z} \right)$$

Donde:

- I_z = intensidad de turbulencia.

■ g_Q = factor máximo de respuesta de fondo, se considerará con un valor de 3.4 de acuerdo a la Sección 26.9.5 ASCE 7-10

■ Q = factor de respuesta de fondo.

■ g_R = factor máximo de respuesta de resonancia, expresado como:

$$g_R = \sqrt{2 \ln(3,600n_1)} + \frac{0.577}{\sqrt{2 \ln(3,600n_1)}}$$

■ n_1 = frecuencia natural de la estructura en Hz.

■ R = factor respuesta de resonancia, expresado como:

$$R = \sqrt{\frac{1}{\beta} R_n R_h R_B (0.53 + 0.47 R_L)}$$

■ β = factor de amortiguamiento, para edificios de acero el valor es 0.01, Sección C29.6 ASCE 7-10.

$$R_n = \frac{7.47 N_1}{(1 + 10.3 N_1)^{5/3}}$$

■ N_1 = frecuencia reducida, expresada como:

$$N_1 = \frac{n_1 L_{\bar{z}}}{\bar{V}_{\bar{z}}}$$

■ $L_{\bar{z}}$ = es la longitud integral de la turbulencia en pies, expresada como:

$$L_{\bar{z}} = \iota \left(\frac{\bar{z}}{33} \right)^{\bar{\epsilon}}$$

■ ι y $\bar{\epsilon}$ = constantes que se enumeran en la Tabla X.

■ $\bar{V}_{\bar{z}}$ = velocidad media del viento a una altura equivalente, en pie/s, expresada como:

$$\bar{V}_{\bar{z}} = \bar{b} \left(\frac{\bar{z}}{33} \right)^{\bar{\alpha}} \left(\frac{88}{60} \right) V$$

■ \bar{b} y $\bar{\alpha}$ = constantes que se enumeran en la Tabla X.

■ V = velocidad básica del viento en mph.

■ Para $R_h \rightarrow \eta = 4.6 n_1 \frac{h}{\bar{V}_{\bar{z}}}$

$$R_h = \frac{1}{\eta} - \frac{1}{2\eta^2}(1 - e^{-2\eta}); \eta > 0$$

$$R_h = 1; \eta = 0$$

■ Para $R_B \rightarrow \eta = 4.6n_1 \frac{B}{\bar{v}_z}$

$$R_B = \frac{1}{\eta} - \frac{1}{2\eta^2}(1 - e^{-2\eta}); \eta > 0$$

$$R_B = 1; \eta = 0$$

■ Para $R_L \rightarrow \eta = 15.4n_1 \frac{L}{\bar{v}_z}$

$$R_L = \frac{1}{\eta} - \frac{1}{2\eta^2}(1 - e^{-2\eta}); \eta > 0$$

$$R_L = 1; \eta = 0$$

■ B = base de la estructura normal a la dirección del viento, en pies.

■ L = base de la estructura paralela a la dirección del viento, en pies.

■ g_v = factor máximo de respuesta de viento, se considerará con un valor de 3.4 de acuerdo a la Sección 26.9.5 ASCE 7-10

2.3.8. Clasificación del cerramiento del edificio

Los coeficientes de presión interna se determinan, según la clasificación que se le asigne al edificio como totalmente cerrado, parcialmente cerrado y abierto.

Tabla XI. **Coefficientes de presión interna**

Clasificación de cerramiento	(GC_{pi})
Edificios abiertos	0.00
Edificios parcialmente cerrados	+0.55 -0.55
Edificios totalmente cerrados	+0.18 -0.18

Fuente: ASCE 7-10, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, American Society of Civil Engineers. Tabla 26.11-1. p. 258.

Tabla XII. **Coefficientes de presión externa para edificios cerrados, parcialmente cerrados y abiertos**

Superficie	L/B	C _p
Pared de barlovento	Todos los valores	0.8
Pared de sotavento	0-1	-0.5
	2	-0.3
	≥ 4	-0.2
Pared lateral	Todos los valores	-0.7

Fuente: ASCE 7-10, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, American Society of Civil Engineers. Tabla 27.4-1. p. 264.

2.3.9. Presión de velocidad, q_z

La presión de velocidad del viento calculada a una altura z , según ASCE (2010f), será determinada mediante la ecuación siguiente:

$$q_z = 0.00256K_zK_{zt}K_dV^2I_w$$

Donde:

- K_z = coeficiente de exposición de presión de velocidad.
- K_{zt} = factor topográfico.
- K_d = factor de direccionalidad del viento.
- V = velocidad básica del viento, en mph.
- I_w = factor de importancia por viento, enumerado en la Tabla VII. Nota: este coeficiente fue suprimido en el documento ASCE 7-10, sin embargo, para la república de Guatemala al no contar con información actualizada, se está considerando en la ecuación.

- El coeficiente numérico 0.00256 es el que será utilizado, solo en caso que existan suficientes datos climáticos disponibles para justificar el uso de un valor diferente a este coeficiente.

2.3.10. Presión del viento, p

La presión del viento calculada a una altura z , conforme a ASCE (2010f), será determinada mediante la ecuación siguiente:

$$p = qGC_p - q_i(GC_{pi})$$

Donde:

- $q = q_z$ = presión de velocidad para muros a barlovento evaluado a una altura z por encima del suelo.
- G = factor efecto de ráfaga.
- C_p = coeficiente de presión externa, enumerado en la Tabla XIII.
- $q_i = q_z$ = presión de velocidad para muros a sotavento evaluado a una altura z , sobre el nivel de suelo.
- (GC_{pi}) = coeficiente de presión interna, enumerado en la Tabla XII.

2.3.11. Fuerza del viento, F

La fuerza del viento calculada a una altura z , será determinada mediante la ecuación siguiente:

$$F = p A$$

Donde:

- F = fuerza del viento, en libras.
- p = presión del viento, en lb/pie².
- A = área de contacto normal a la dirección del viento, en pie².

2.4. Carga de sismo

Los sismos son movimientos del suelo, provocados por el continuo reajuste de las placas tectónicas. La energía que se libera en forma de ondas vibratorias, se propaga a grandes distancias a través del suelo, éste a su vez lo amortigua o amplifica dependiendo de la calidad del suelo, generando fuerzas de inercia que generan esfuerzos en los elementos que conforman una estructura, que pueden llevarla a la falla y posteriormente al colapso.

2.4.1. Clase de sitio

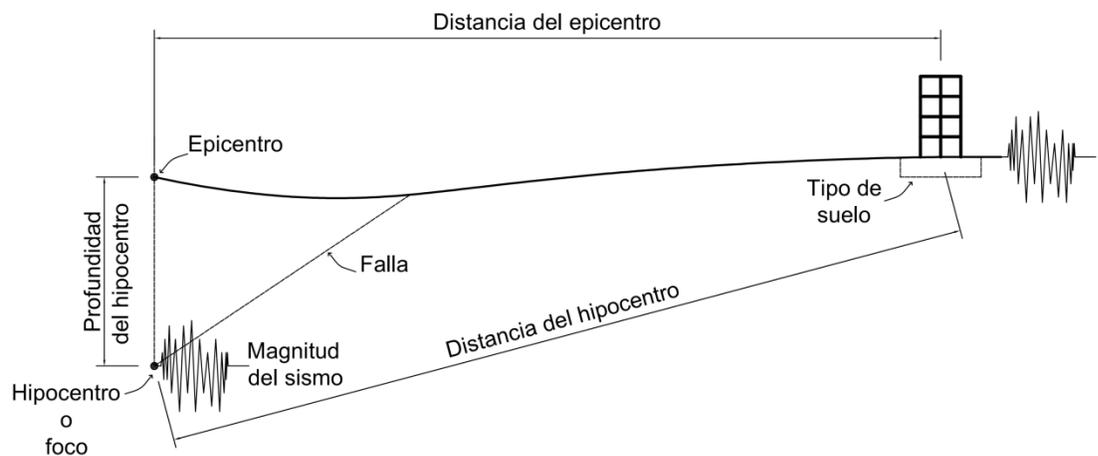
Cuando se produce un evento sísmico, los factores principales que afectan la intensidad del movimiento, son:

- La magnitud del sismo.
- La distancia del sitio a la falla.
- La dirección de la ruptura de la falla.
- Las propiedades de la roca a través del cual el movimiento sísmico se propaga a medida que se acerca al sitio.
- La naturaleza o tipo del suelo en el sitio.

Siendo los dos factores más notables que actúan con la intensidad del movimiento son: el primero es la profundidad donde se origina el hipocentro en la zona de subducción o distensión (movimiento de placas tectónicas), mientras más profundo se encuentre menor será el daño que provoque a las estructuras, si es más superficial el daño será mayor.

El segundo factor es el tipo de suelo, donde se localiza la estructura, si se trata de un suelo blando este amplifica la energía sísmica, provoca daños severos, por el contrario, si se trata de un suelo firme este disipará la energía sísmica.

Figura 24. Factores que intervienen con la intensidad del sismo



Fuente: elaboración propia.

De acuerdo con las características del suelo, se clasifican en seis diferentes clases de sitios, el cual se describen en la Tabla XIV. Cuando no se cuenta con suficiente información para determinar la clase de sitio, se podrá utilizar el Sitio de Clase D.

Tabla XIII. Clasificación del sitio

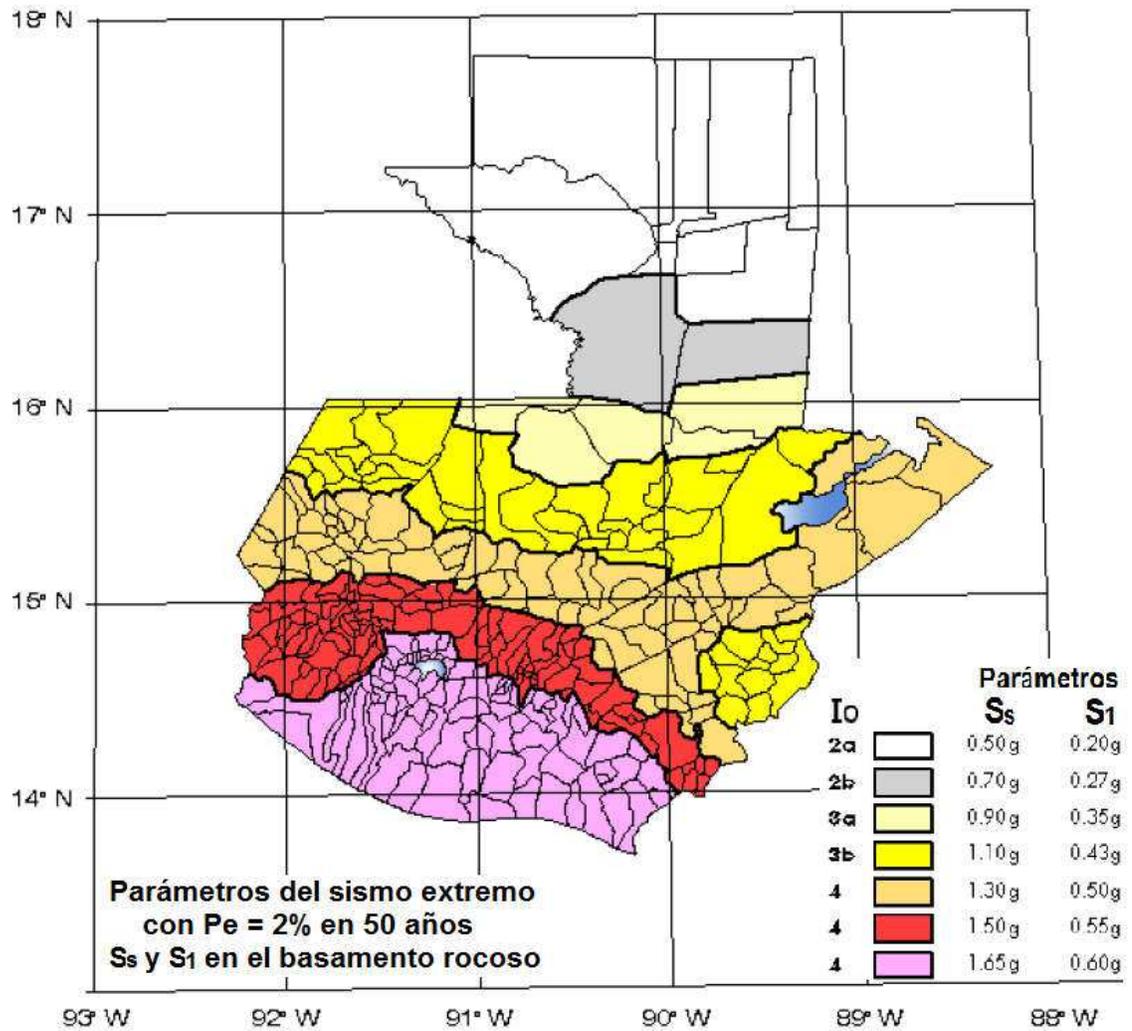
Clase de Sitio	Tipo de Suelo	Propiedades promedio sobre la base de los primeros 100 pies		
		Velocidad de onda de corte del suelo, \bar{V}_s , (pie/s)	Resistencia a la Penetración estándar, \bar{N}	Resistencia al corte no drenado, \bar{S}_u , (lb/plg ²)
A	Roca	> 5,000	NA	NA
B	Roca blanda	2,500 a 5,000	NA	NA
C	Suelo rígido	1,200 a 2,500	> 50	> 2,000
D	Suelo firme	600 a 1,200	15 a 50	1,000 a 2,000
E	Suelo suave	< 600	<15	<1,000
		Cualquier tipo de suelo con más de 10 pies, que tenga las siguientes características: 1. Índice de plasticidad IP > 20 2. Contenido de humedad w ≥ 40% 3. Resistencia al corte no drenado, $\bar{S}_u < 500$ lb/pie ²		
F	Suelo con problema especial	Cualquier tipo de suelo que contenga una o más de las siguientes características: 1. Suelos vulnerables a la posible quiebra o colapso bajo cargas sísmicas, como suelos licuables, arcillas de altas sensibilidad, suelos plegables débilmente cementados. 2. Arcillas con turbas y/o altamente orgánicas (H > 10 pies de arcilla con turba y/o altamente orgánica, donde H = espesor del suelo) 3. Arcillas con muy alta plasticidad (H > 25 pies con índice de plasticidad IP > 75) 4. Arcillas rígidas, blandas o medianas (H > 120 pies)		

Fuente: IBC 2009, International Building Code. Tabla 1613.5.2. p. 341.

2.4.2. Parámetros de aceleración espectral, S_s y S_1

Los parámetros de aceleración espectral S_s y S_1 , se establecen a partir de períodos de 0.2 y 1 segundo, de acuerdo con el Mapa 2, el cual presenta la zonificación sísmica para la República de Guatemala.

Mapa 2. Zonificación sísmica para la República de Guatemala



Fuente: AGIES NSE 2-10, Demandas Estructurales, Condiciones del Sitio y Niveles de Protección. Figura 4-1. p. 14.

Ver en Anexo 2: Tabla con el Listado de amenaza sísmica por municipios.

2.4.3. Factor de importancia por sismo, I_e

El factor de importancia se determinará de acuerdo con la Tabla XIV, que depende de la categoría de riesgo asignado, establecido en la Tabla III.

Tabla XIV. Factor de importancia por sismo

Categoría de riesgo	Factor de importancia por sismo, I_e
I	1.00
II	1.00
III	1.25
IV	1.50

Fuente: ASCE 7-10, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, American Society of Civil Engineers. Tabla 1.5-2. p. 5.

2.4.4. Coeficientes de sitio, F_a y F_v

Los coeficientes de sitio dependen directamente de la clase de sitio, el valor para cada uno se establece en la Tabla XV y Tabla XVI respectivamente.

Tabla XV. Coeficiente de sitio F_a

Clase de sitio	Parámetro de aceleración para períodos cortos				
	$S_s \leq 0.50g$	$S_s = 0.70g$	$S_s = 0.90g$	$S_s = 1.10g$	$S_s \geq 1.30g$
A	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
B	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C	1.20	1.00	1.00	1.00	1.00
D	1.40	1.20	1.10	1.00	1.00
E	1.70	1.20	1.00	0.90	0.90
F	Se requiere de evaluación específica, ver inciso 2.4.5				

Fuente: AGIES NSE 2-10, Demandas Estructurales, Condiciones del Sitio y Niveles de Protección. Tabla 4-2. p. 15.

Tabla XVI. Coeficiente de sitio F_v

Clase de sitio	Parámetro de aceleración para períodos 1 segundo				
	$S_1 \leq 0.20g$	$S_1 = 0.27g$	$S_1 = 0.35g$	$S_1 = 0.43g$	$S_s \geq 0.50g$
A	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
B	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C	1.70	1.60	1.50	1.40	1.30
D	2.00	1.80	1.70	1.60	1.50
E	3.20	2.80	2.60	2.40	2.40
F	Se requiere de evaluación específica, ver inciso 2.4.5				

Fuente: AGIES NSE 2-10, Demandas Estructurales, Condiciones del Sitio y Niveles de Protección. Figura 4-3. p. 15.

2.4.5. Evaluación específica para suelo

Según ASCE (2010d), se deberá establecer el espectro en la superficie a partir del sismo en el basamento rocoso por métodos geofísicos analíticos basados en datos físicos relevantes para el sitio. Se puede utilizar como guía de criterio la Sección 21.1 de Cargas Mínimas de Diseño para Edificios y otras Estructuras (Minimum Design Loads For Buildings and Other Structures), ASCE 7-10. La Sección 21.1.1 del documento en mención describe una manera de modelar la excitación sísmica en el basamento rocoso utilizando como factores de escala los parámetros S_s y S_1 del sitio de interés.

La Sección 21.1.2 se refiere a modelar la columna de suelo. La Sección 21.1.3 se refiere a la respuesta en la parte superior del perfil del suelo.

Se pueden utilizar otros métodos de análisis que estén de acuerdo a la práctica geofísica reconocida. La metodología estará descrita en el informe geofísico - geotécnico, avalado por el ingeniero responsable del estudio de suelos.

2.4.6. Coeficiente para máximo sismo esperado, S_{MS} y S_{M1}

Conforme a ASCE (2010d), los coeficientes de aceleración espectral para períodos cortos y para períodos de 1 segundo, ajustados por efectos de la clase de sitio, se determinan mediante las ecuaciones siguientes:

$$S_{MS} = F_a S_s$$
$$S_{M1} = F_v S_1$$

Donde:

- S_s = parámetro de aceleración espectral para período corto, enumerado en Mapa 2.
- S_1 = parámetro de aceleración espectral para período de 1 segundo, enumerado en Mapa 2.
- F_a y F_v = coeficientes de sitio.

2.4.7. Parámetros de diseño de aceleración espectral, S_{DS} y S_{D1}

De acuerdo a ASCE (2100d), los parámetros de diseño de aceleración espectral para períodos cortos y períodos de 1 segundo, se determinan mediante las ecuaciones siguientes:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS}$$
$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1}$$

Donde:

- S_{MS} = coeficiente para máximo sismo esperado para períodos cortos.

- S_{M1} = coeficiente para máximo sismo esperado para períodos de 1 segundo.

2.4.8. Espectro de diseño

Según ASCE (2010d), para construir el espectro de diseño se deben determinar los períodos de transición T_0 , T_s , y T_L , el cual se calculan mediante las ecuaciones siguientes:

$$T_0 = 0.2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

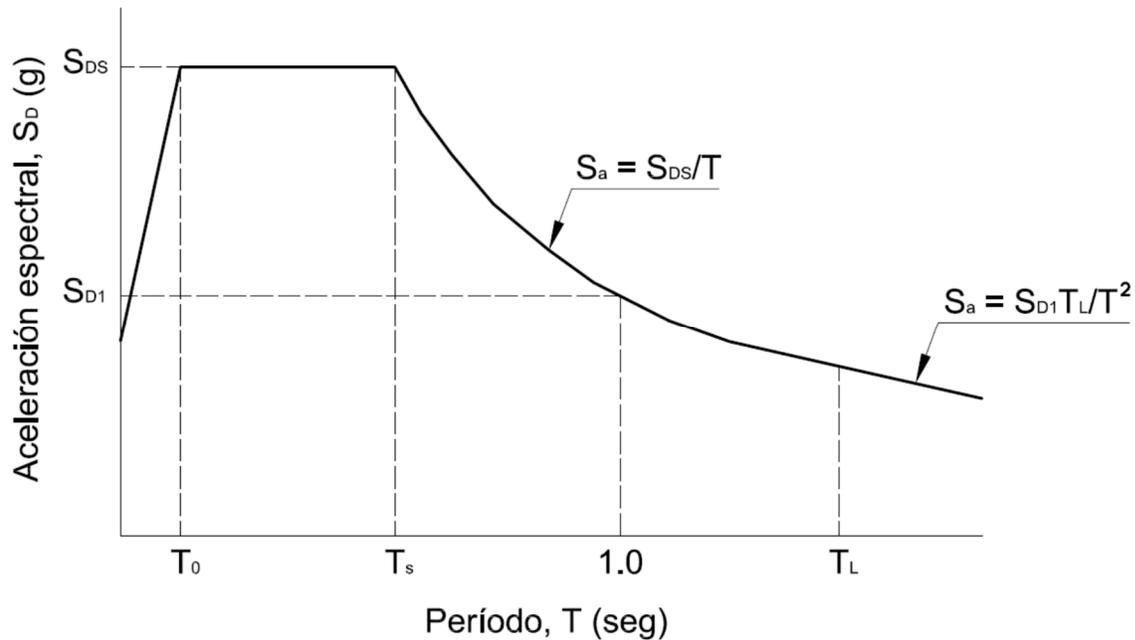
El período de transición para períodos largos T_L , depende de la magnitud M , establecido en la Tabla XVII.

Tabla XVII. **Período de transición para períodos largos**

Magnitud (M)	T_L (segundos)
6.00 – 6.50	4
6.50 – 7.00	6
7.00 – 7.50	8
7.50 – 8.00	12
8.00 – 8.50	16
8.50 – 9.00 (+)	20

Fuente: Actas de la VIII Conferencia Nacional de Estados Unidos en Ingeniería Sísmica, Documento No. 533, Desarrollo de Criterios del Movimiento del Suelo para el Estándar ASCE 7-05, abril de 2006.

Figura 25. Espectro de diseño



Fuente: elaboración propia.

Donde:

- S_a = aceleración de diseño de respuesta espectral.
- S_{DS} = parámetro de aceleración espectral para períodos cortos.
- S_{D1} = parámetro de aceleración espectral para períodos de 1 segundo.
- T_0 = período de transición, en segundos.
- T_s = período de transición, en segundos.
- T_L = periodo de transición para períodos largos, asignado en Tabla XVIII.

2.4.9. Categoría de diseño sísmico

Se establecerá la categoría de diseño sísmico en función de la categoría de riesgo que tiene asignada la estructura de acuerdo a Tabla III; y de los parámetros de aceleración espectral.

La categoría de diseño sísmico se asignará de acuerdo con la Tabla XVIII y Tabla XIX, para efecto de diseño se deberá considerar la más crítica de las dos.

Tabla XVIII. Categoría de diseño sísmico basado en el parámetro de aceleración espectral para períodos cortos, S_{DS}

Valor de S_{DS}	Categoría de riesgo	
	I, II, III	IV
$S_{DS} < 0.167$	A	A
$0.167 \leq S_{DS} < 0.33$	B	C
$0.33 \leq S_{DS} < 0.50$	C	D
$0.50 \leq S_{DS}$	D	D

Fuente: ASCE 7-10, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, American Society of Civil Engineers. Tabla 11.6-1. p. 67.

Tabla XIX. Categoría de diseño sísmico basado en el parámetro de aceleración espectral para períodos de 1 segundo, S_{D1}

Valor de S_{D1}	Categoría de riesgo	
	I, II, III	IV
$S_{D1} < 0.067$	A	A
$0.067 \leq S_{D1} < 0.133$	B	C
$0.133 \leq S_{D1} < 0.20$	C	D
$0.20 \leq S_{D1}$	D	D

Fuente: ASCE 7-10, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, American Society of Civil Engineers. Tabla 11.6-2. p. 67.

2.4.10. Selección del sistema estructural

El sistema estructural se seleccionará de acuerdo con la categoría de diseño sísmico, considerando las limitaciones del sistema y los límites de altura para la construcción.

El código de diseño permite utilizar la combinación de dos sistemas estructurales, un sistema en cada eje ortogonal de la estructura.

La combinación de dos sistemas estructurales pueden ser marcos especiales a momento o marcos intermedios a momento con muros de corte o marcos embreizados, obteniendo de esta manera un sistema resultante con mejor rigidez lateral y capacidad para disipar energía.

Para la elaboración de esta metodología se eligieron dos sistemas estructurales específicos, siendo una combinación de marcos especiales a momento con marcos especiales embreizados concéntricamente, para dicha selección se tomaron a consideración dos criterios; la primera es la categoría de diseño sísmico, y la segunda es debido a que los marcos especiales a momento deben cumplir para los dos ejes con la condición de columna fuerte - viga débil, en este caso se utilizarán perfiles W debido a su geometría poseen un eje débil y uno fuerte; por lo tanto en el eje fuerte cumple la condición mencionada anteriormente, mientras que en la otra no la cumple, así como también estos dos sistemas estructurales no poseen ninguna limitación en cuanto a su altura. En la Tabla XX se muestran los coeficientes y factores de los dos sistemas seleccionados.

Tabla XX. **Coefficientes y factores sísmicos para estructuras sismo resistentes**

Sistema Estructural	Coeficiente de modificación de respuesta, R	Factor de sobre resistencia, Ω_o	Factor de amplificación de deflexión, C_d	Categoría de diseño sísmico y su limitación considerando la altura (pies)			
				A	B	C	D
Marco especial a momento	8	3.0	5.5	SL	SL	SL	SL
Marco especial embreizado concéntricamente (para sistema dual con SMF)	7	2.5	5.5	SL	SL	SL	SL

SL = sin limitación de altura.

Fuente: ASCE 7-10, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, American Society of Civil Engineers. Tabla 12.2-1. p. 75.

2.4.11. Coeficiente de modificación de respuesta sísmica, R

Según ASCE (2010e), el coeficiente de respuesta sísmica se calculará de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

Donde:

C_s = coeficiente de respuesta sísmica.

S_{DS} = parámetro de aceleración espectral para períodos cortos.

R = coeficiente de modificación de respuesta, Tabla XX.

I_e = factor de importancia por sismo, Tabla XIV.

- ⚠ El valor del coeficiente de respuesta sísmica C_s , no deberá exceder los siguientes límites (Sección 12.8.1 ASCE 7-10):

$$C_{smax} = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)} \text{ para } T \leq T_L$$

$$C_{smax} = \frac{S_{D1} T_L}{T^2 \left(\frac{R}{I_e}\right)} \text{ para } T > T_L$$

■ C_s no será menor que (Sección 12.8.1 ASCE 7-10):

$$C_{smin} = 0.044 S_{DS} I_e \geq 0.01$$

■ Para estructuras localizadas en sitios donde $S_1 \geq 0.6g$, C_s no será menor que (Sección 12.8.1. ASCE 7-10):

$$C_{smin} = \frac{0.5 S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

Donde:

C_{smax} = coeficiente de respuesta sísmica máximo.

C_{smin} = coeficiente de respuesta sísmica mínimo.

S_1 = parámetro de aceleración espectral para período corto, Mapa 2.

S_{D1} = parámetro de aceleración espectral para período de 1 segundo, Mapa 2.

T_L = período de transición para período largo, Tabla XVII.

I_e = factor de importancia por sismo, Tabla XIV.

T = período fundamental de la estructura.

2.4.12. Período fundamental de la estructura

Conforme a ASCE (2010e), el período fundamental de la estructura, se determina por la ecuación de dinámica estructural siguiente:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\delta_{st}}{g}}$$

Donde:

T = período fundamental de la estructura, en segundos.

δ_{st} = desplazamiento lateral del piso, en pies, expresado como:

$$\delta_{st} = \frac{\Delta_{per}}{\left(\frac{C_d}{I_e}\right)}$$

g = aceleración de la gravedad, en pie/segundo².

I_e = factor de importancia por sismo, enumerado en Tabla XIV.

C_d = factor de amplificación, enumerado en Tabla XX.

Δ_{per} = deriva permisible, en pies, enumerado en Tabla XXI.

Tabla XXI. Deriva permisible, Δ_{per}

Tipo de estructura	Categoría de riesgo
	I o II
Todas las otras estructuras	0.020 h_{sx}

Fuente: ASCE 7-10, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, American Society of Civil Engineers. Tabla 12.12-1. p. 97.

Donde:

h_{sx} = altura de piso por debajo del nivel.

Como alternativa el período fundamental de la estructura se puede determinar de manera aproximada Sección 12.8.1 ASCE 7-10, mediante la siguiente ecuación:

$$T_a = C_t h_n^x$$

Donde:

h_n = distancia vertical desde la base hasta el nivel más alto de la estructura.

C_t = enumerado en la Tabla XXII.

x = enumerado en la Tabla XXII.

Tabla XXII. **Parámetros C_t y x , valores para período aproximado**

Tipo de estructura	C_t	x
Marcos de acero resistentes a momento	0.028	0.8
Todos los demás sistemas estructurales	0.02	0.75

Fuente: ASCE 7-10, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, American Society of Civil Engineers. Tabla 12.8-2. p. 90.

2.4.13. Cortante basal sísmico por el método de la fuerza lateral equivalente

Tabla XXIII. **Procedimiento de análisis permitido para el cortante basal**

Categoría de diseño sísmico	Característica estructural	Análisis por fuerza lateral equivalente
D, E y F	Categoría de riesgo I o II, edificios que no sobrepasen 2 niveles sobre la base	Permitido

Fuente: ASCE 7-10, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, American Society of Civil Engineers. Tabla 12.6-1. p. 88.

El cortante basal sísmico en cada dirección se determinará de acuerdo a la ecuación:

$$V = C_s W$$

Donde:

C_s = coeficiente de respuesta sísmica.

W = peso de la estructura.

2.4.14. Distribución vertical de la fuerza sísmica

Con base a ASCE (2010e), la distribución lateral de la fuerza sísmica inducida en cada nivel, será determinado por medio de las siguientes ecuaciones:

$$F_x = C_{vx}V$$
$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$$

Donde:

C_{vx} = factor de distribución vertical

V = fuerza lateral total de diseño o cortante basal sísmico de la estructura

w_i y w_x = porción del peso sísmico total efectivo de la estructura (W) localizado o asignado para el nivel i o x .

h_i y h_x = la altura de la base a el nivel i o x

k = exponente relacionado con el período de la estructura de la siguiente manera:

para estructuras que tienen período de 0.5 s o menos, $k = 1$

para estructuras que tienen un período de 2.5 s o más, $k = 2$

para estructuras que tienen un período entre 0.5 y 2.5 s, k será 2 o será determinado por interpolación lineal entre 1 y 2

2.5.15. Distribución horizontal de las fuerzas

Según ASCE (2010e), el cortante sísmico de diseño en el nivel y en cada nivel (V_x) se determinará por medio de la siguiente ecuación:

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i$$

Donde:

F_i = porción del cortante basal sísmico (V) inducido en el nivel i

El cortante sísmico de diseño se distribuirá a los diferentes elementos verticales del sistema resistente a carga lateral, considerando la rigidez relativa de los elementos verticales resistentes y el diafragma.

3. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

En el inciso 2.4.10, se trató el tema para selección del sistema estructural, el cual hace referencia a dos sistemas estructurales específicos que se desarrollarán en el presente documento; y que más adelante se ampliará la información acerca de cada uno de ellos, sus principales características y consideraciones para utilizarlos; sin embargo, existen otros sistemas estructurales, su clasificación se presenta en la Tabla XXIV.

Tabla XXIV. **Clasificación de los sistemas estructurales para edificios de acero**

Clasificación	Sistema estructural	Categoría de diseño sísmico y su limitación considerando la altura (pies)			
		A	B	C	D
Marcos a momento	Marcos ordinarios a momento, OMF	NL	NL	NL	NP
	Marcos intermedios a momento, IMF	NL	NL	NL	35
	Marcos especiales a momento, SMF	NL	NL	NL	NL
	Marcos especiales con vigas reticuladas, STMF	NL	NL	NL	160
	Sistemas de columnas ordinarias en voladizo, OCCS	35	35	35	35
	Sistemas de columnas especiales en voladizo, SCCS	35	35	35	NP
Marcos embreizados	Marcos ordinarios embreizados concéntricamente, OCBF	NL	NL	NL	35
	Marcos especiales embreizados concéntricamente, SCBF	NL	NL	NL	160
	Marcos embreizados excéntricamente, EBF	NL	NL	NL	160
	Marcos con breizas de pandeo restringido, BRBF	NL	NL	NL	160
	Muros de corte especiales con placas de acero, SPSW	NL	NL	NL	160

SL = sin limitación de altura, NP = no permitido.

Fuente: ASCE 7-10, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, American Society of Civil Engineers. Tabla 12.2-1. p. 75.

3.1. Marco especial a momento, SMF

Los marcos especiales a momento presentan una mayor capacidad de disipación de energía, según AISC (2010b), las deformaciones inelásticas se desarrollan principalmente por flexión en las vigas, en menor cantidad en la zona del panel de las columnas.

Para lograr que se desarrolle adecuada ductilidad y estabilidad estos marcos se deberán diseñar para limitar la deformación de la zona del panel, evitar la formación de articulaciones en columnas y controlar los efectos de pandeo local. Los extremos de la viga se consideran como zonas protegidas, se hace necesario el uso de conexiones precalificadas.

3.1.1. Conexiones viga - columna

Las conexiones tendrán que cumplir, conforme a AISC (2010b), con los siguientes requerimientos:

- La conexión será capaz de resistir rotaciones plásticas correspondientes a un nivel de deformación de piso total de 0.04 radianes. Este nivel de deformación es equivalente a una rotación plástica en las articulaciones de 0.03 radianes (considerando que la deformación elástica de piso es 0.01 radianes).
- La capacidad a flexión de la conexión, medida respecto al rostro de la columna, debe ser como mínimo $0.80 M_p$ de la viga conectada para un nivel de deformación de piso de 0.04 radianes (M_p es el momento de plastificación de la viga, calculada con la tensión de fluencia para el acero especificado).

- La resistencia a corte requerida en la conexión debe determinarse a partir de las combinaciones de cargas mayoradas, para lo cual debe considerarse que el efecto de la acción sísmica amplificada es:

$$E_{mh} = 2(1.1R_y M_p)/L_h$$

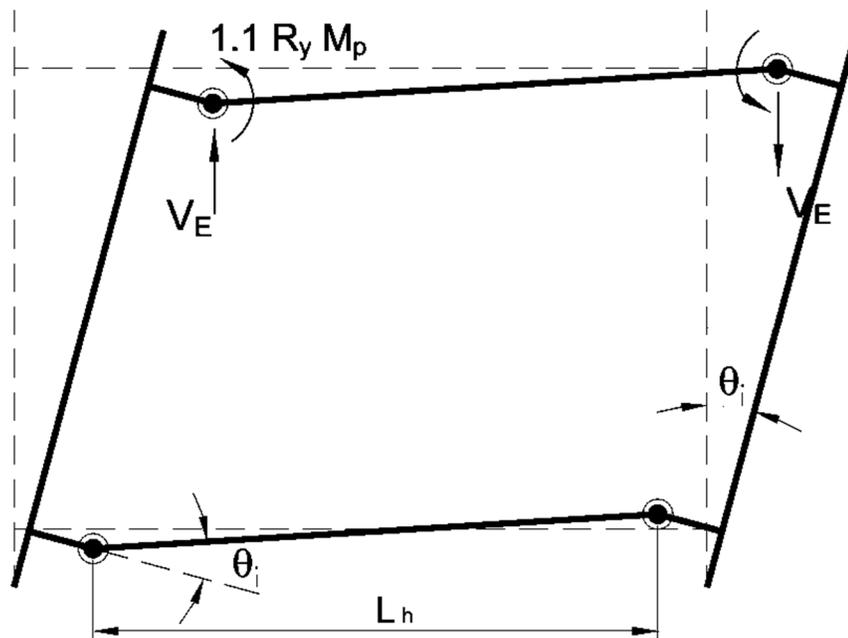
Donde:

R_y = relación entre tensión de fluencia esperada y tensión mínima de fluencia, F_y .

L_h = distancia entre articulaciones plásticas en la viga.

- Soldadura de filete o penetración completa en empalmes de columna.
- Cordones de soldadura en conexiones del extremo inferior de la columna a la base.
- Cordones de penetración completa en soldaduras que conectan los patines y el alma de la viga a la columna.

Figura 26. Mecanismo de deformación plástica en articulaciones de vigas



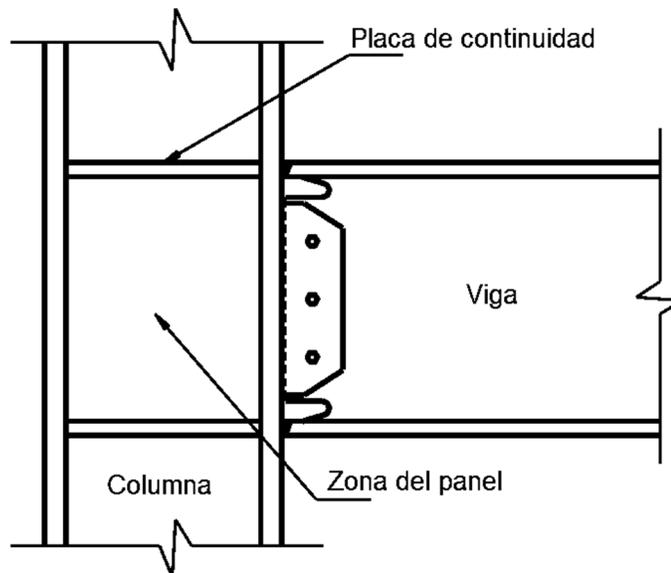
Fuente: elaboración propia.

3.1.2. Placas de continuidad

Son rigidizantes que se colocan entre los patines de la columna, donde se localizan las alas de las vigas que llegan al nudo, según AISC (2010b), para asegurar la adecuada transferencia de cargas de tensión y compresión que se generan sobre la columna y minimizar la concentración de tensiones generada por la diferencia de rigidez entre los elementos de la conexión.

Las placas de continuidad deben unirse a los patines de la columna por medio de soldadura de penetración completa y al alma de la columna con soldadura de filete.

Figura 27. Ubicación de placas de continuidad

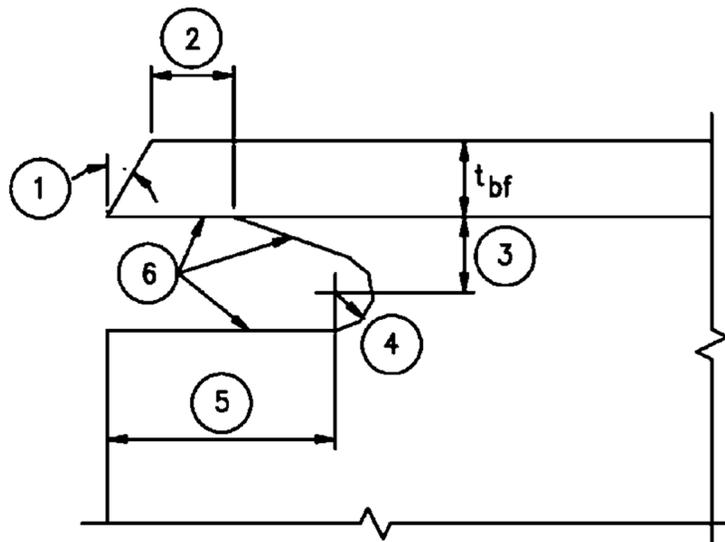


Fuente: elaboración propia.

De acuerdo con las recomendaciones FEMA 350, el cual indican la importancia que las conexiones viga – columna incluyan orificios de acceso para soldadura, para los cordones de soldadura de filete que conectan el patín de la

viga con el patín de la columna, para minimizar el efecto de concentración de tensiones y deformaciones.

Figura 28. Orificio de acceso para soldadura, FEMA, 2000a



Fuente: elaboración propia.

Donde:

1. Bisel requerido para soldadura de filete o penetración completa, 30°
2. Mayor a t_{bf} o $\frac{1}{2}$ plg
3. $\frac{3}{4}t_{bf}$ a t_{bf} , $\frac{3}{4}$ plg como mínimo
4. Radio mínimo $\frac{1}{2}$ plg
5. $3t_{bf}$

3.1.3. Zona del panel de la conexión viga - columna

La zona del panel es un componente flexible en los marcos a momento, geoméricamente se define como la región comprendida entre los patines de vigas y columnas, de acuerdo a AISC (2010b), este elemento está sometido a elevadas demandas de esfuerzos, cargas y momentos que pueden ocasionar deformaciones excesivas sino están diseñadas adecuadamente.

El espesor mínimo de las placas, t , que conformarán la zona del panel para prevenir el pandeo local deben satisfacer el siguiente requerimiento:

$$t = \frac{d_z + w_z}{90}$$

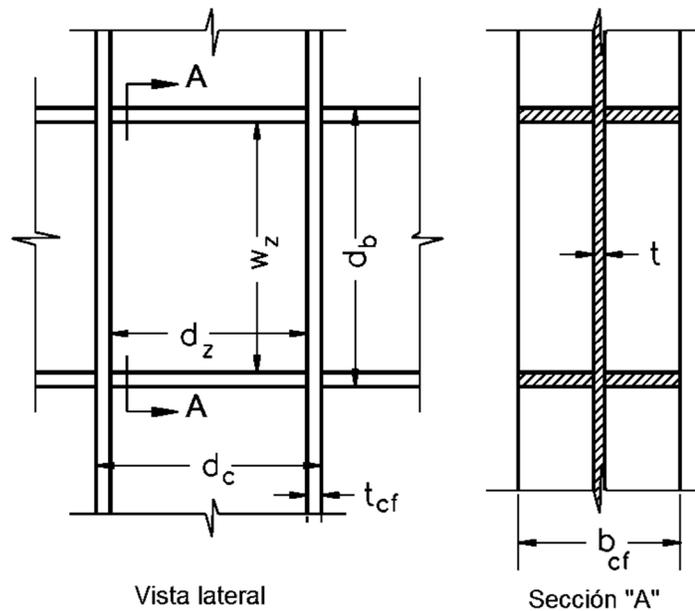
Donde:

t = espesor del alma de la columna y placas dobles (plg)

$d_z = d - 2t_f$ profundidad de la zona del panel entre patines (plg)

w_z = ancho de la zona del panel entre patines de la columna (plg)

Figura 29. Zona del panel conexión viga – columna



Fuente: elaboración propia.

3.1.4. Relación ancho - espesor para vigas y columnas

Se deben verificar las condiciones requeridas para miembros de alta ductilidad, según AISC (2010b), para controlar los efectos de pandeo local, de

modo que las secciones de los miembros de estos marcos deben cumplir con la relación ancho espesor indicadas en la Tabla XXV.

Tabla XXV. Relación límite entre ancho y espesor de elementos a compresión para miembros altamente dúctiles

Descripción del elemento	Relación ancho - espesor	Miembro altamente dúctil, λ_{hd}
Patines laminados o armados de secciones en forma de I	b/t	$0.30 \sqrt{E/F_y}$
Almas laminadas o armadas de secciones en forma de I, utilizadas como vigas	h/t _w	$2.45 \sqrt{E/F_y}$
Almas laminadas o armadas de secciones en forma de I, utilizadas como columnas	h/t _w	<p>para $C_a \leq 0.125$ $2.45 \sqrt{E/F_y} (1 - 0.93C_a)$ para $C_a > 0.125$ $0.77 \sqrt{E/F_y} (2.93 - C_a)$ $\geq 1.49 \sqrt{E/F_y}$ Donde: $C_a = \frac{P_U}{\phi_c P_y}$ (LRFD)</p>

Fuente: AISC 341-10, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction. Tabla D1.1. p. 12.

3.1.5. Relación columna fuerte - viga débil

Para marcos a momento se tendrá que cumplir la relación viga débil-columna fuerte, de acuerdo a AISC (2010b), donde el numerador representa la suma de los momentos plásticos en las columnas por encima y debajo del nudo, el denominador representa la suma de los momentos plásticos en las vigas, proyectada en el rostro de la columna.

$$\frac{\Sigma M_{pc}^*}{\Sigma M_{pb}^*} > 1.0$$

3.1.6. Restricción lateral en conexiones

Las columnas deben contar con embreizamiento destinados a limitar la rotación fuera del plano del marco, según AISC (2010b), específicamente cuando se espera que se desarrollen deformaciones plásticas en la zona del panel o en sus adyacencias.

⚠ Conexiones embreizadas: los nudos viga-columna generalmente están restringidos lateralmente por medio de losa de piso, diafragmas horizontales, breizas o rigidizadores. Los patines de la columna en los nudos requieren soporte lateral solo a nivel del patín superior de las vigas en los casos en que las almas de las vigas y columnas se encuentren en el mismo plano y que las columnas permanecen elásticas fuera de la zona del panel. Esta condición se cumple cuando la relación de resistencia flexional entre columnas y vigas es mayor que dos.

- **Conexiones no embreizadas:** es menos frecuente en estructuras para edificios, para el cual se requiere que la columna tenga una esbeltez $L/r < 60$.

3.1.7. Restricción lateral en vigas

El patín superior e inferior de las vigas de los marcos deben embreizarse lateralmente, o la sección transversal debe embreizarse torsionalmente, según requerimientos de AISC (2010b). La separación máxima entre puntos de embreizamiento es $L_b = 0.086r_y E/F_y$, donde r_y es el radio de giro de la viga respecto al eje vertical. También deberá considerarse embreizamiento lateral en zonas de concentración de esfuerzos, cambios de sección y zonas de localización de las rótulas plásticas.

Tabla XXVI. **Clasificación del embreizamiento para la estabilidad de vigas**

Clasificación	Tipos
Embreizamientos laterales	Relativos
	Nodales
	Continuos
	De apoyo
Embreizamientos torsionales	Nodales
	Continuos

Fuente: AISC 341-10, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction. Sección E3.4b y E3.4c. p. 37.

3.1.8. Empalmes de columnas

Los empalmes serán realizados de conformidad con AISC (2010b), de la siguiente manera:

- Cuando se utiliza soldadura en el empalme, ésta debe ser de penetración completa.
- Cuando en el empalme no se utiliza soldadura, éstos requieren una capacidad a la flexión de al menos $R_y Z_x F_y$ (LRFD) de la columna menor. La capacidad al corte requerido por los empalmes del alma de la columna debe ser al menos $\Sigma M_{pc}/H$ (LRFD), donde ΣM_{pc} es la suma de los momentos plásticos de las columnas nominales arriba y abajo del empalme.

3.1.9. Conexiones precalificadas

El código de diseño conexiones precalificadas para marcos de acero a momento especial e intermedio para aplicaciones sísmicas (Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications) AISC 358-10, muestra las consideraciones de diseño, detallado y fabricación de conexiones precalificadas, los elementos a conectar deben cumplir con los requerimientos para asegurar que se pueden desarrollar las deformaciones inelásticas necesarias.

En la Tabla XXVII, se presentan los tipos de conexiones precalificadas que considera AISC 358-10.

Tabla XXVII. **Conexiones precalificadas a momento**

Tipo de conexión	Sistema Estructural
Viga de sección reducida (RBS)	SMF, IMF
Pernada con placa de extremo sin rigidizar (BUEEP)	SMF, IMF
Pernada con placa de extremorigidizada (BSEEP)	SMF, IMF
Pernada con placas de ala (BFP)	SMF, IMF
De patín soldado sinreforzar-alma soldada (WUF-W)	SMF, IMF
Kaiser con soportes pernados(KBB)	SMF, IMF
A momento ConXtechConXL (ConXL)	SMF, IMF

Fuente: AISC 358-10, Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications, American Institute of Steel Construction. Tabla 2.1. p. 4.

Tabla XXVIII. **Comparación de los requerimientos entre marcos a momento**

Requerimiento	Clasificación		
	Especiales SMF	Intermedio IMF	Ordinario OMF
Factor R	8	4.5	3.5
Capacidad de rotación plástica en articulaciones	0.03	0.01	---
Deformación de piso en las conexiones	0.04	0.02	---
Conexiones viga-columna	Precalificada	Precalificada	No
Zonas protegidas	Extremo de viga	Extremo de viga	No
Verificación de la zona del panel	Si	No	No
Relación ancho-espesor	Altamente dúctil	Moderadamente dúctil	No
Relación entre la resistencia flexional de columnas y vigas	Si	No	No
Restricción lateral en nudos	Si	No	No
Restricción lateral en vigas	Si	No	No

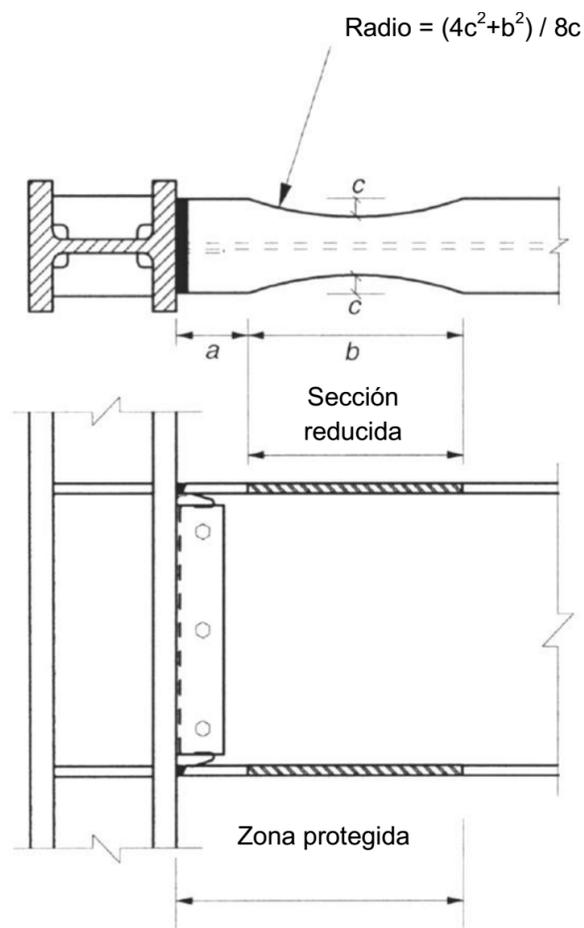
Fuente: ASCE 7-10, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, American Society of Civil Engineers. Tabla 12.2-1. p. 75.

3.1.10. **Conexión con viga de sección reducida RBS**

Para estas conexiones según AISC (2010d), se realiza un corte en los patines del perfil en la zona cercana a la conexión, para lograr que a fluencia se concentre en la zona de sección reducida, con un momento de plastificación menor que el propio de la viga.

La conexión con la columna se realiza mediante soldaduras de penetración completa en los patines, en el alma de la viga se vincula mediante soldadura o pernos, no es necesario reforzar la conexión debido a que se ha reducido la capacidad resistente (momento de plastificación) de la viga.

Figura 30. **Conexión con viga de sección reducida, RBS**



Fuente: elaboración propia.

Tabla XXIX. Dimensiones para la sección reducida en viga

Dimensión	Límite
a	$0.5b_{bf} \leq a \leq 0.75b_{bf}$
b	$0.65b_{bf} \leq b \leq 0.85b_{bf}$
c	$0.1b_{bf} \leq c \leq 0.25b_{bf}$
Donde: b_{bf} = ancho del patín de la viga a = distancia horizontal del rostro del patín de la columna hasta el inicio del corte RBS b = longitud del corte RBS c = profundidad del corte hacia el centro de la sección de viga reducida longitud de zona protegida = a + b	

Fuente: AISC 358-10, Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications, American Institute of Steel Construction. Sección 5.7. p. 107.

3.1.11. Requerimientos de viga para una conexión RBS

La sección diseñada para viga de acuerdo a AISC (2010d), tendrá que satisfacer los siguientes requerimientos:

- ✚ El peralte de la viga se limita a W36 para perfiles laminados. El peralte para secciones armadas no excederá el peralte permitido de los perfiles laminados de patín ancho.
- ✚ El peso de la viga está limitado a 300 lb/pie.
- ✚ El espesor del patín de la viga está limitado a $1 \frac{3}{4}$ pulgadas.
- ✚ La relación luz o claro de viga entre peralte de la sección de la viga, será menor que 7.
- ✚ La relación ancho - espesor para patines y alma de la viga se sujetará al inciso 3.1.4.

3.1.12. Requerimientos de columna para una conexión RBS

La sección diseñada para columna de acuerdo a AISC (2010d), tendrá que satisfacer los siguientes requerimientos:

- La viga se conecta a los patines de la columna.
- El peralte de la columna se limita a W36 para perfiles laminados. El peralte para secciones armadas no excederá el peralte permitido de los perfiles laminados de patín ancho.
- No hay límite en el peso de la columna.
- No hay requerimientos adicionales para el espesor del patín.
- La relación ancho - espesor para patines y alma de la columna se sujetará al inciso 3.1.4

3.2. Marco especial embreizado concéntricamente, SCBF

Los marcos embreizados concéntricamente se diseñan para que desarrollen deformaciones inelásticas significativas, según AISC (2010c), para que tengan un adecuado comportamiento dúctil y disipación de energía, por medio de la fluencia en tensión y pandeo en compresión de las breizas.

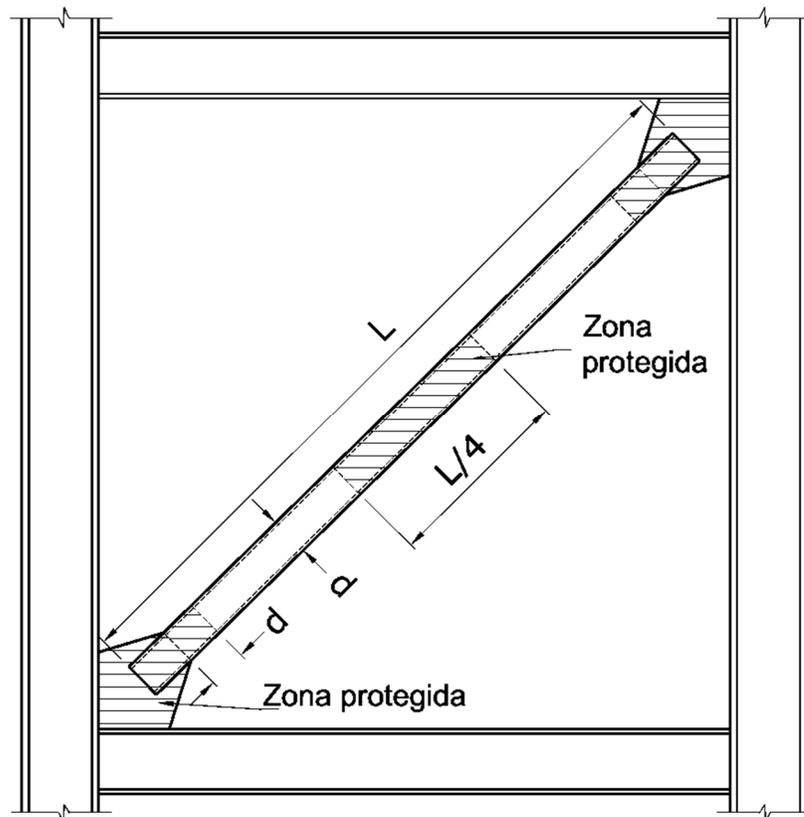
3.2.1. Breizas

Requerimientos principales para las breizas, según AISC (2010c) son resistencia requerida; y esbeltez máxima que debe cumplir con la condición:

$$Kl/R \leq 200$$

La parte central de las breizas, donde se puede formar una rótula plástica como consecuencia del pandeo flexional y los extremos de las breizas (donde se incluye la placa nodo y una distancia igual a la anchura de la breiza, d) se consideran como zonas protegidas.

Figura 31. **Zonas protegidas en una breiza y sus conexiones**

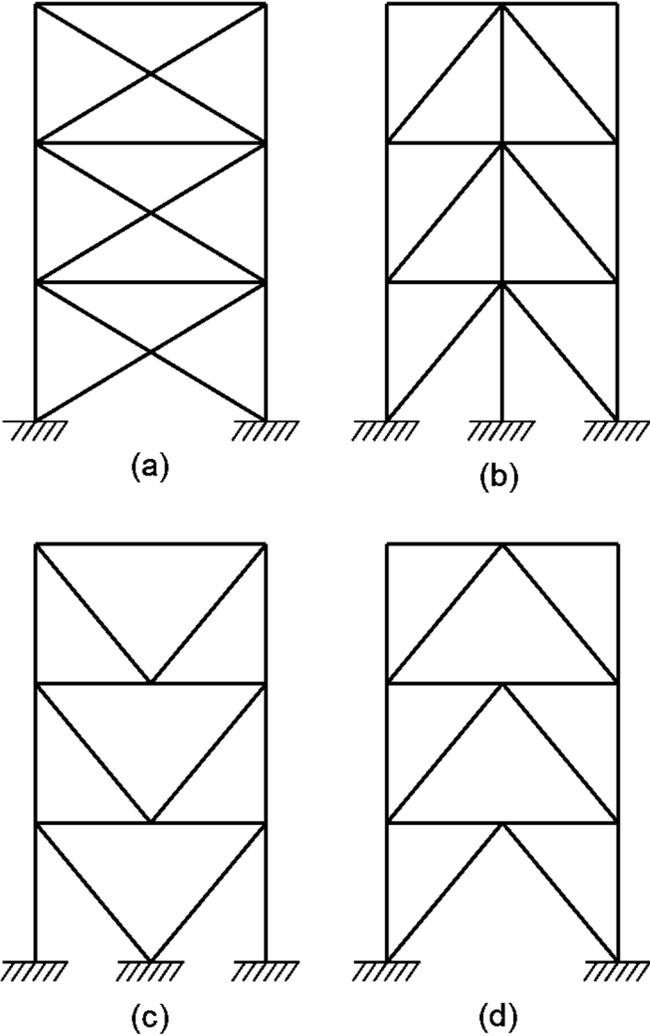


Fuente: elaboración propia.

3.2.2. Configuración de las breizas

En cada plano existente, las breizas deberán colocarse en direcciones alternas con el objeto de conseguir un buen balance entre la resistencia de las breizas a tensión y a compresión.

Figura 32. Configuraciones para breizas, recomendadas por AISC 341-10



(a) en X, (b) diagonales, (c) en V, (d) en V invertida o Chevron

Fuente: elaboración propia.

3.2.3. Relación ancho - espesor para breizas y columnas

Las columnas y breizas de los marcos especiales embreizados deben satisfacer los requerimientos para miembros de alta ductilidad, las vigas se consideran como miembros de ductilidad moderada, de modo que las secciones de los miembros de estos marcos deben cumplir con la relación ancho espesor indicadas en la Tabla XXX.

Estos requerimientos son vinculados con el diseño sismo resistente, mediante el cual se permite el pandeo global de la breiza y se limita la ocurrencia del pandeo local, que puede originar fallas frágiles por fractura del acero.

Tabla XXX. Relación límite entre ancho y espesor de elementos a compresión para miembros altamente dúctiles y moderadamente dúctiles

Descripción del elemento	Relación ancho - espesor	Miembro altamente dúctil, λ_{hd}	Miembro moderadamente dúctil, λ_{md}
Patines laminados o armados de secciones en forma de I	b/t	$0.30 \sqrt{E/F_y}$	$0.38 \sqrt{E/F_y}$
Almas laminadas o armadas de secciones en forma de I, utilizadas como vigas	h/t _w	$2.45 \sqrt{E/F_y}$	$3.76 \sqrt{E/F_y}$
Almas laminadas o armadas de secciones en forma de I, utilizadas como columnas	h/t _w	<p>para $C_a \leq 0.125$ $2.45 \sqrt{E/F_y} (1 - 0.93C_a)$ para $C_a > 0.125$ $0.77 \sqrt{E/F_y} (2.93 - C_a)$ $\geq 1.49 \sqrt{E/F_y}$ Donde: $C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y}$ (LRFD)</p>	---
HSS rectangulares	b/t, h/t	$0.55 \sqrt{E/F_y}$	---

Fuente: AISC 341-10, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction. Tabla D1.1. p. 12.

3.2.4. Conexiones viga - columna

Las conexiones viga - columna para marcos embreizados comúnmente incluyen una placa nodo (gusset plate) para permitir la conexión de la breiza, según AISC (2010c); y cumplir con las siguientes condiciones:

- La conexión se diseña como una conexión simple capaz de permitir una rotación de 0.025 radianes.
- La conexión se diseña para resistir un momento flector igual o menor de los dos valores siguientes: (a) resistencia flexional esperada o capacidad a flexión de la breiza $1.1R_yM_p$, (b) suma de las resistencias flexionales esperadas en la columna o capacidad a compresión en base al estado límite de pandeo $1.1\sum R_yF_yZ$.

3.2.5. Conexiones de las breizas

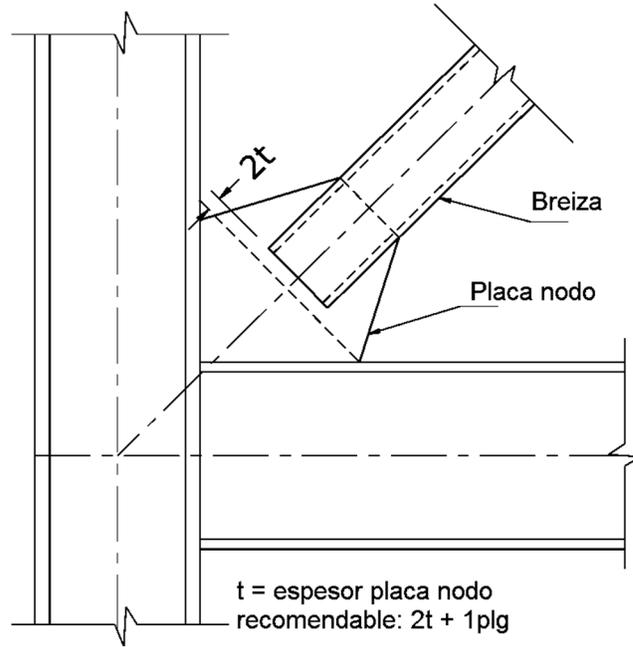
Las conexiones de acuerdo con AISC (2010c), cumplirán con los siguientes requerimientos:

- Resistencia requerida a tensión: se considerará como el menor de los valores siguientes:
 - La resistencia a tensión esperada en la breiza es $R_yF_yA_g$ (donde A_g es el área bruta de la breiza).
 - La carga máxima axial que puede ser transferida a la breiza, determinada por medio de análisis estructural: (a) se asume que las breizas desarrollan la resistencia esperada a compresión y tensión, (b) se asume que las breizas a tensión desarrollan su resistencia esperada, mientras que las comprimidas desarrollan su resistencia de post-pandeo. La resistencia para breizas comprimidas se considera

como el valor menor entre $R_y F_y A_g$ y $1.14 F_{cri} A_g$ (donde F_{cri} es la tensión crítica, determinada como para una tensión de fluencia igual a $R_y F_y$), mientras que la resistencia esperada de post-pandeo se puede determinar como 0.3 veces la resistencia esperada a compresión. La longitud de pandeo para el cálculo de la tensión crítica no debe exceder la distancia entre los extremos de la breiza.

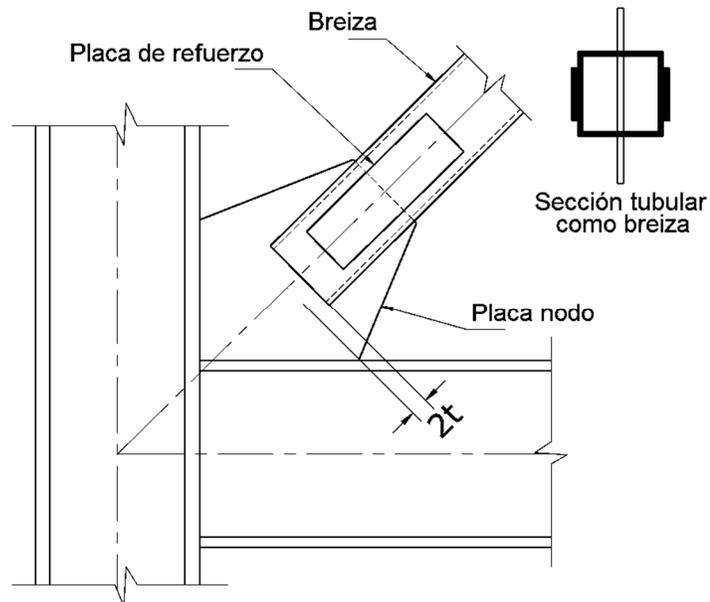
- Resistencia requerida a compresión: debe diseñarse considerando que la resistencia requerida a compresión es al menor igual a la resistencia esperada a compresión de la breiza $1.1 R_y P_n$ (donde P_n es la resistencia nominal a compresión).
- Efectos originados por el pandeo de la breiza: la conexión debe ser capaz de resistir los efectos inducidos por la formación de rótulas plásticas en los extremos cuando se produce el pandeo global de la breiza. De modo que la conexión debe tener suficiente resistencia flexional o adecuada capacidad de deformación para acomodar la rotación del extremo de la breiza, se tendrán que cumplir los requerimientos siguientes:
 - Resistencia flexional requerida de la conexión: debe ser al menos igual a la resistencia flexional esperada de la breiza $1.1 R_y M_p$ (donde M_p se determina respecto del eje crítico de pandeo).
 - Capacidad de rotación de la conexión: debe ser capaz de permitir la rotación impuesta por el pandeo de la breiza.

Figura 33. **Detalle de conexión recomendado por AISC 341-10**



Fuente: elaboración propia.

Figura 34. **Detalle de conexión con breiza de sección tubular, reforzada con placas, recomendado por AISC 341-10**



Fuente: elaboración propia.

3.3. Diseño por capacidad

Permite la formación de un dispositivo de deformación plástica, por medio de una escala en la resistencia de los elementos que conforman el sistema estructural, que impida la ocurrencia de fallas frágiles, donde se seleccionan elementos o zonas específicas de la estructura, los cuales se diseñan y detallan para disipar la energía en forma dúctil. Las articulaciones plásticas denominadas zonas críticas donde la carga lateral provoca deformaciones plásticas por flexión, tratan de evitar otros mecanismos de falla mediante un incremento de la resistencia asignada (efectos de pandeo local en secciones de acero).

La articulación plástica se relaciona a una zona de disipación de energía por flexión, para el caso de los marcos, el concepto se amplía con aplicaciones a otras estructuras a zonas donde ocurre fluencia por corte, tensión, tensión-compresión, inclusive a dispositivos especialmente diseñados como disipadores de energía. De esta forma el diseño por capacidad permite contrarrestar las incertidumbres existentes para definir la demanda sísmica y asegura que la estructura responda en forma estable con adecuada capacidad de disipación de energía.

3.4. Notación de cargas

Para el diseño de edificios se consideran las disposiciones de ASCE (2010a), para la notación de cargas, siendo las siguientes:

DL = carga muerta

LL = carga viva

EQ = carga sísmica

WL = carga de viento

N = carga notional o hipotética

3.5. Metodología de diseño por factores de carga y resistencia, LRFD (Load and Resistance Factor Design)

Existen dos metodologías, diseño por esfuerzos admisibles ASD (Allowable Strength Design); y diseño por factores de carga y resistencia LRFD (Load and Resistance Factors Design), en este documento se tratará únicamente la segunda metodología.

Esta metodología consiste en la evaluación de una serie de estados límites, los cuales pueden definirse como una condición aplicable a toda la estructura o a unos de sus elementos, más allá de la cual no queda satisfecho el comportamiento requerido o esperado. De acuerdo a ASCE (2010a), los estados límites se dividen en:

- Estados límites de servicio: relacionados a circunstancias de funcionamiento y su incumplimiento puede afectar el normal uso de la estructura.

- Estados límites de resistencia o últimos: relacionados con la capacidad de resistencia ante cargas últimas y se vinculan directamente con la seguridad estructural para prevenir el daño y el colapso. Varían dependiendo de la demanda actuante, usualmente se requiere comprobar varios de ellos para un mismo componente. Algunos estados límites de resistencia más usuales son: fluencia, rotura, deformación de articulaciones plásticas, inestabilidad global de un elemento, pandeo local y pandeo lateral torsional.

3.5.1. Combinaciones básicas de carga según ASCE (2010a), para metodología LRFD

- 1.4DL
- 1.2DL + 1.6LL
- 1.2DL + LL
- 1.2DL + 0.80WL
- 1.2DL + 1.6WL + LL
- 1.2DL + EQ + LL
- 0.9DL + 1.6WL
- 0.9DL + EQ

3.5.2. Combinaciones para carga sísmica según ASCE (2010a), para metodología LRFD

Para un sismo regular se considera que tienen 2 componentes, horizontal y vertical, que incluye el factor de redundancia:

$$\blacksquare EQ_h = \rho Q_E$$

$$\blacksquare EQ_v = 0.2S_{DS}D$$

Donde:

EQ_h = carga sísmica horizontal

EQ_v = carga sísmica vertical

ρ = factor de redundancia

Q_E = efecto horizontal de la fuerza sísmica, de V o F_p

V = carga total lateral de diseño o corte en la base

F_p = fuerza sísmica actuante sobre un componente de la estructura

S_{DS} = parámetro de aceleración espectral de respuesta de diseño sísmico en periodos cortos de tiempo

DL = carga muerta

Combinaciones de carga sísmica de acuerdo a ASCE (2010a) para LRFD, incluyendo factor de redundancia:

$$\# (1.2 + 0.2S_{DS})DL + \rho Q_E$$

$$\# (0.9 - 0.2S_{DS})DL + \rho Q_E$$

Para un sismo regular se considera que tiene 2 componentes, horizontal y vertical, además que incluye el factor de sobre resistencia:

$$\# E_{mh} = \Omega_o Q_E$$

$$\# E_v = 0.2S_{DS}DL$$

Donde:

Ω_o = factor de sobre resistencia

Combinaciones de carga sísmica conforme a ASCE (2010a) para LRFD, incluyendo factor de sobre resistencia:

$$\# (1.2 + 0.2S_{DS})DL + \Omega_o Q_E$$

$$\# (0.9 - 0.2S_{DS})DL + \Omega_o Q_E$$

3.6. Modelado y análisis estructural mediante el programa ETABS v9.5

ETABS es un programa utilizado para el modelado, análisis y diseño estructural, su nombre se deriva de las abreviaturas en inglés de Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems (Análisis Tridimensional Extendido de Edificaciones).

Después de realizar la estructuración, seleccionar los sistemas estructurales que conformarán la estructura del edificio con base a la categoría de diseño sísmico y demás requerimientos, evaluar las cargas que actúan sobre ésta y realizar el diseño por capacidad de los elementos, se procederá a modelarlo en un software para su análisis y posterior comprobación del diseño. La modelación se debe realizar de manera responsable, es decir que los datos que se ingresarán en las subventanas que genera el programa, se deben basar a los datos obtenidos de los incisos anteriores; así como tomar en cuenta la distancia entre ejes, distribución de elementos, diafragmas rígidos, ubicación de cargas, metodología de diseño, tipo de conexiones y el código de diseño.

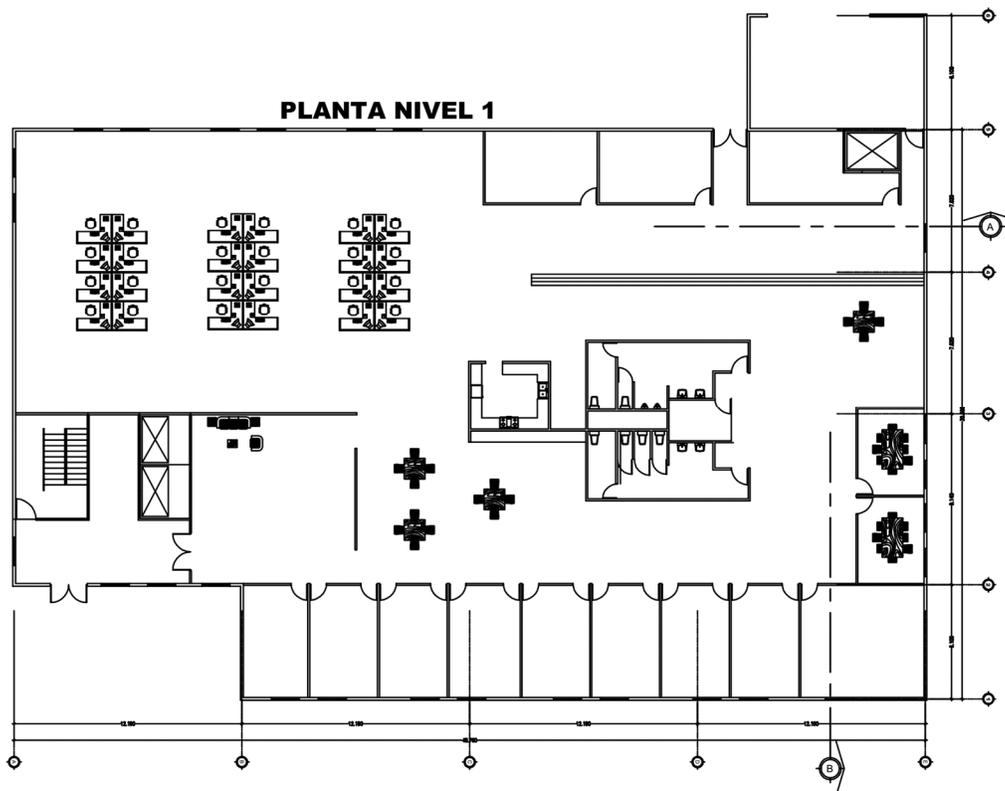
Es importante considerar que los programas no mejoran el comportamiento de las estructuras, únicamente indican su respuesta ante los efectos de las cargas actuantes.

En el paso 4 del Capítulo IV de este documento, se amplían las consideraciones a seguir para el modelado y análisis de la edificación utilizando el programa.

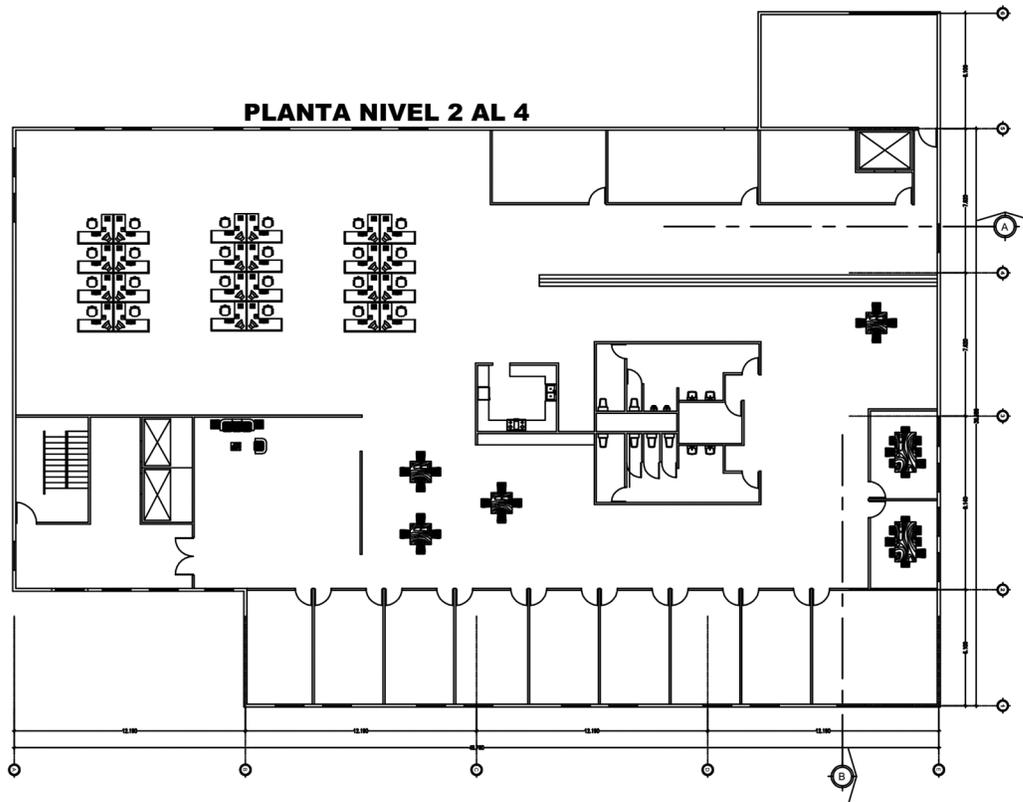
4. DESARROLLO DE EJEMPLO PRÁCTICO PARA EL DISEÑO DE UN EDIFICIO DE 4 NIVELES CON ESTRUCTURA DE ACERO

4.1 Metodología a seguir para el diseño estructural de un edificio con estructura de acero, utilizando dos sistemas estructurales específicos

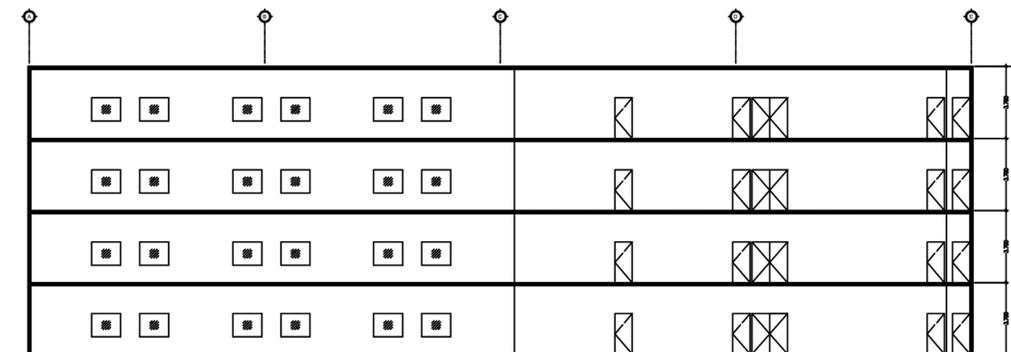
Se desarrollará un ejemplo con todos los pasos a seguir para elaborar el diseño estructural de un edificio de cuatro niveles, cuyo uso será para oficinas; y estará ubicado en el municipio de Mixco del departamento de Guatemala.



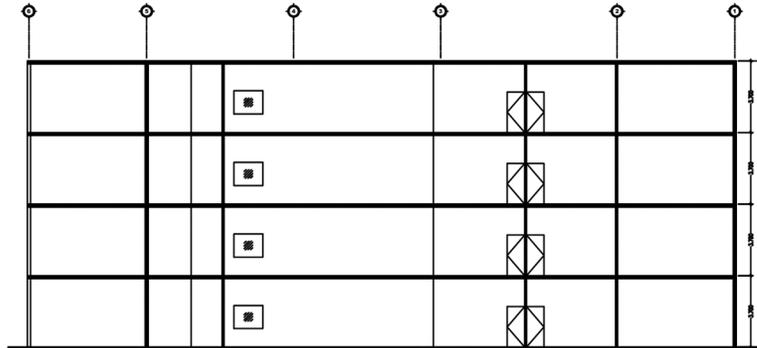
Planta arquitectónica No. 1



Planta arquitectónica No. 2



Sección A



Sección B

Paso 1: Información de la edificación, estructuración, distribución de elementos, información de códigos de diseño y materiales a utilizar.

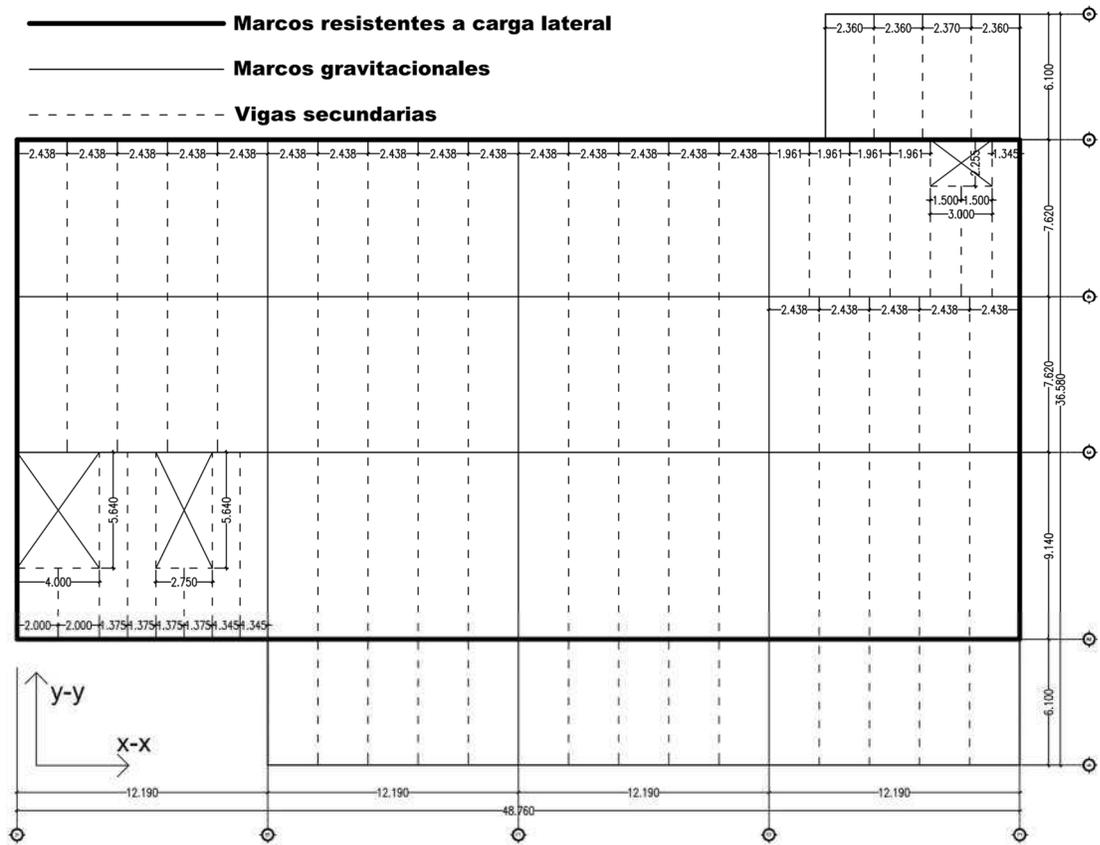
Paso 1.1. Dimensiones, ubicación y uso

Número de niveles:	4.00
Altura de niveles:	3.70 m
	12.14 pie
Altura total del edificio:	14.80 m
	48.56 pie
Ancho del edificio:	30.48 m
	100.00 pie
Largo del edificio:	48.76 m
	159.97 pie
Ubicación de la estructura:	Mixco (Municipio)
Uso u ocupación de la estructura:	oficinas

Paso 1.2. Definir los ejes y ubicación de los elementos estructurales

El criterio a considerar para edificios con estructura de acero es que se deben ubicar los sistemas resistentes a carga lateral únicamente en los marcos externos o perimetrales, los marcos interiores permanecerán articulados o solo por carga gravitacional.

Lo anterior para mejorar la capacidad a torsión de la estructura debido a que se prolonga el brazo del momento.



Planta de distribución de ejes y elementos estructurales para 4 niveles

Paso 1.3. Verificar que la configuración de la estructura cumple con los criterios de estructuración sísmo resistente

Las consideraciones están descritas en la Sección 1, incisos 1.1.1 al 1.1.10

La configuración de la estructura presenta resistencia y ductilidad:	OK
La configuración de la estructura posee rigidez lateral:	OK
La configuración de la estructura en planta es ligeramente simple y simétrica:	OK
La configuración de la estructura en elevación es ligeramente simple y simétrica:	OK
La estructura cumple con el límite de dimensiones en planta: $B/A < 4$ B/A= 1.60 A= 100.00 pie B= 159.97 pie	OK
La estructura cumple con el límite de dimensiones en elevación: $H/A < 2.5$ H/A= 0.49 A= 100.00 pie H= 48.56 pie	OK
La configuración de la estructura representa ser hiperestática:	OK
La configuración de la estructura no posee irregularidades en planta:	OK
La configuración de la estructura no posee irregularidades en elevación:	OK
Es evidente que la estructura es resistente y liviana:	OK
La estructura no posee discontinuidades o elementos que generen efectos de columna corta:	OK

Paso 1.4. Definir códigos de diseño y software a utilizar

Integración de cargas:

- Normas de Seguridad Estructural para Edificaciones y Obras de Infraestructura para la República de Guatemala NSE 2-10 AGIES
- Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures ASCE 7-10

Diseño del acero:

- Specification for Structural Steel Buildings AISC 360-10
- Seismic Provisions for Structural Steel Buildings AISC 341-10
- Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications AISC 358-10

Diseño del concreto reforzado:

- Building Code Requirements for Structural Concrete ACI 318-11

Diseño de elementos de acero y concreto:

- Hojas de cálculo elaboradas con Microsoft Excel 2010

Análisis estructural:

- ETABS Extended 3D Analysis Building Systems 9.5

Paso 1.5. Definir tipo de materiales a utilizar

Acero estructural:

- Acero ASTM A992 (vigas y columnas secciones W)
- Acero ASTM A500 Gr B (breizas secciones HSS)
- Acero ASTM A36 (placas base, nodo, otros)

Acero de refuerzo:

- Acero corrugado ASTM C915 (refuerzo losa y cimentación)

Concreto:

- $f'_c = 3000 \text{ lb/plg}^2$ a los 28 días de edad (losa y cimentación)

Paso 1.6. Determinar categoría de riesgo con base al uso de la estructura

Categoría de riesgo: **II** Tabla III, Sección 1.2

Paso 1.7. Determinar factor de importancia por categoría de riesgo

Factor de importancia, I_e : **1.00** Tabla XIV, Sección 2.4.3

Paso 2: Integración de cargas gravitacionales, diseño de losa, predimensionamiento y diseño de vigas y columnas gravitacionales, diseño de conexiones.

Paso 2.1. Integrar las cargas gravitacionales y diseñar losa de entrepisos

2.1.1. Integrar la carga muerta para entrepiso

DL =	90.50 lb/pie²	
Peso del metal deck =	1.50 lb/pie ²	Tabla IV, Sección 2.1
Peso del concreto =	42.00 lb/pie ²	Tabla IV, Sección 2.1
Nivelación contrapiso =	12.00 lb/pie ²	Tabla IV, Sección 2.1
Piso cerámico =	16.00 lb/pie ²	Tabla IV, Sección 2.1
Cielo suspendido =	1.00 lb/pie ²	Tabla IV, Sección 2.1
Tabicaciones =	15.00 lb/pie ²	Tabla IV, Sección 2.1
Instalaciones =	3.00 lb/pie ²	Tabla IV, Sección 2.1

SCDL = 48.50 lb/pie²

2.1.2. Integrar la carga viva para entrepiso

LL =	50.00 lb/pie²	
LL ocupación =	50.00 lb/pie ²	Tabla V, Sección 2.2

2.1.3. Determinar combinación de carga metodología LRFD, Sección 2.3.2, ASCE 7-10

$W = 1.2DL + 1.6LL =$	188.60 lb/pie ²
Franja de diseño, Fd =	1.00 pie
$W = W Fd =$	188.60 lb/pie

2.1.4. Calcular momentos actuantes

$M(+)= WL^2/10 =$	13.59 klb-plg
$M(-)= WL^2/9 =$	15.10 klb-plg
Luz libre =	7.75 pie

2.1.5. Seleccionar el metal deck

Calibre =	22.00
Peralte total, $t_{deck} =$	4.50 plg
$M_{resistente} = M(+)=$	40.27 klb-plg
Conclusión	OK, resiste flexión

2.1.6. Calcular momento negativo para el refuerzo

$M_u = 0.9(AsFy(d-a/2)) =$	24.69 klb-plg
$f_y =$	40000.00 lb/plg²
$f'_c =$	3000.00 lb/plg²
Barra No. =	4.00
$As =$	0.19635 plg ²
recubrimiento, r =	0.75 plg

d = 3.75 plg
 b = 6.00 plg
 a = $A_s F_y / 0.85 f_{cb} =$ 0.5133 plg
 Conclusión **OK, resiste flexión**

2.1.7. Revisar la deflexión

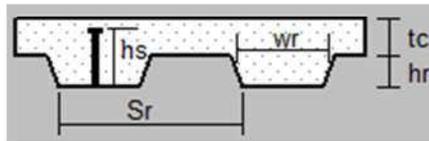
Deflexión considerando carga viva y muerta, $\Delta < \delta$

Límite, $\delta = L/240 =$ 0.39 plg
 W = DL + LL = 11.71 lb/plg
 I = 5.90 plg⁴
 E = 29000000.00 lb/plg²
 $\Delta = 0.0069 * W L^4 / EI =$ 0.04 plg
 Conclusión **OK, chequea deflexión**

Deflexión considerando carga viva únicamente, $\Delta < \delta$

Límite, $\delta = L/360 =$ 0.26 plg
 W = LL = 4.17 lb/plg
 I = 5.90 plg⁴
 E = 29000000.00 lb/plg²
 $\Delta = 0.0069 * W L^4 / EI =$ 0.01 plg
 Conclusión **OK, chequea deflexión**

2.1.8. Revisar que el metal deck cumpla con requerimientos de Sección I1.3, I3.2c e I8 AISC 360-10



a) La resistencia del concreto $3 \text{klb/plg}^2 \leq f'_c \leq 4 \text{klb/plg}^2$ **OK**
 $f'_c =$ 3.00 klb/plg²

b) La altura nominal del nervio, $hr < 3 \text{plg}$ **OK**
 $hr =$ 2.00 plg

c) El espesor de la losa, tc sobre el metal deck $\geq 2 \text{plg}$ **OK**
 $tc =$ 2.50 plg

d) El metal deck debe estar conectado a la viga de acero con pernos conectores de corte soldados con diámetro, $\Phi a \leq 3/4 \text{plg}$ **OK**
 $\Phi a =$ 3/4 plg

e) Después de la instalación la longitud del perno conector:

$h_s > 4\Phi_a$	OK
$4\Phi_a =$	3.00 plg
$h_s =$	4.00 plg

f) El recubrimiento de concreto sobre el perno conector:

$r_{hs} \geq 1/2$ plg	OK
$r_{hs} =$	0.50 plg

Paso 2.2. Integrar cargas gravitacionales y diseñar losa de techo (cubierta)

2.2.1. Integrar la carga muerta para techo

DL =	59.50 lb/pie²	
Peso del metal deck =	1.50 lb/pie ²	Tabla IV, Sección 2.1
Peso del concreto =	42.00 lb/pie ²	Tabla IV, Sección 2.1
Nivelación contrapiso =	12.00 lb/pie ²	Tabla IV, Sección 2.1
Piso cerámico =	0.00 lb/pie ²	Tabla IV, Sección 2.1
Cielo suspendido =	1.00 lb/pie ²	Tabla IV, Sección 2.1
Tabicaciones =	0.00 lb/pie ²	Tabla IV, Sección 2.1
Instalaciones =	3.00 lb/pie ²	Tabla IV, Sección 2.1

SCDL = 17.50 lb/pie²

2.2.2. Integrar la carga viva para techo

LL =	25.00 lb/pie²	
LL ocupación =	25.00 lb/pie ²	Tabla V, Sección 2.2

2.2.3. Determinar la combinación de carga metodología LRFD, Sección 2.3.2, ASCE 7-10

$W = 1.2DL + 1.6LL =$	111.40 lb/pie ²
Franja de diseño, $F_d =$	1.00 pie
$W = W F_d =$	111.40 lb/pie

2.2.4. Calcular momentos actuantes

$M(+)= WL^2/10 =$	8.03 klb-plg
$M(-)= WL^2/9 =$	8.92 klb-plg
Luz libre =	7.75 pie

2.2.5. Seleccionar el metal deck

Calibre =	22.00
Peralte total, $t_{deck} =$	4.50 plg
$M_{resistente} = M(+)=$	40.27 klb-plg
Conclusión	OK, resiste flexión

2.2.6. Calcular momento negativo para el refuerzo

$M_u = 0.9(AsF_y(d-a/2)) =$	14.34 klb-plg
$f_y =$	40000.00 lb/plg²
$f'_c =$	3000.00 lb/plg²
Barra No. =	3.00
$As =$	0.11045 plg ²
recubrimiento, $r =$	0.75 plg

$d = 3.75$ plg
 $b = 6.00$ plg
 $a = A_s F_y / 0.85 f_{cb} = 0.2887$ plg
 Conclusión **OK, resiste flexión**

2.2.7. Revisar la deflexión

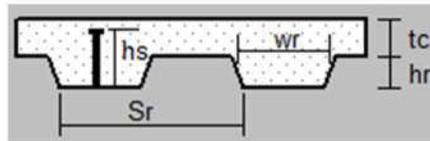
Deflexión considerando carga viva y muerta, $\Delta < \delta$

Límite, $\delta = L/240 = 0.39$ plg
 $W = DL + LL = 7.04$ lb/plg
 $I = 5.90$ plg⁴
 $E = 29000000.00$ lb/plg²
 $\Delta = 0.0069 * W L^4 / EI = 0.02$ plg
 Conclusión **OK, chequea deflexión**

Deflexión considerando carga viva únicamente, $\Delta < \delta$

Límite, $\delta = L/360 = 0.26$ plg
 $W = LL = 2.08$ lb/plg
 $I = 5.90$ plg⁴
 $E = 29000000.00$ lb/plg²
 $\Delta = 0.0069 * W L^4 / EI = 0.01$ plg
 Conclusión **OK, chequea deflexión**

2.2.8. Revisar que el metal deck cumpla con requerimientos de Sección I1.3, I3.2c e I8 AISC 360-10



a) La resistencia del concreto $3 \text{klb/plg}^2 \leq f'c \leq 4 \text{klb/plg}^2$ **OK**
 $f'c = 3.00$ klb/plg²

b) La altura nominal del nervio, $hr < 3$ plg **OK**
 $hr = 2.00$ plg

c) El espesor de la losa, tc sobre el metal deck ≥ 2 plg **OK**
 $tc = 2.50$ plg

d) El metal deck debe estar conectado a la viga de acero con pernos conectores de corte soldados con diámetro, $\Phi a \leq 3/4$ plg **OK**
 $\Phi a = 3/4$ plg

e) Después de la instalación la longitud del perno conector:

$h_s > 4\phi_a$

OK

$4\phi_a =$

3.00 plg

$h_s =$

4.00 plg

f) El recubrimiento de concreto sobre el perno conector:

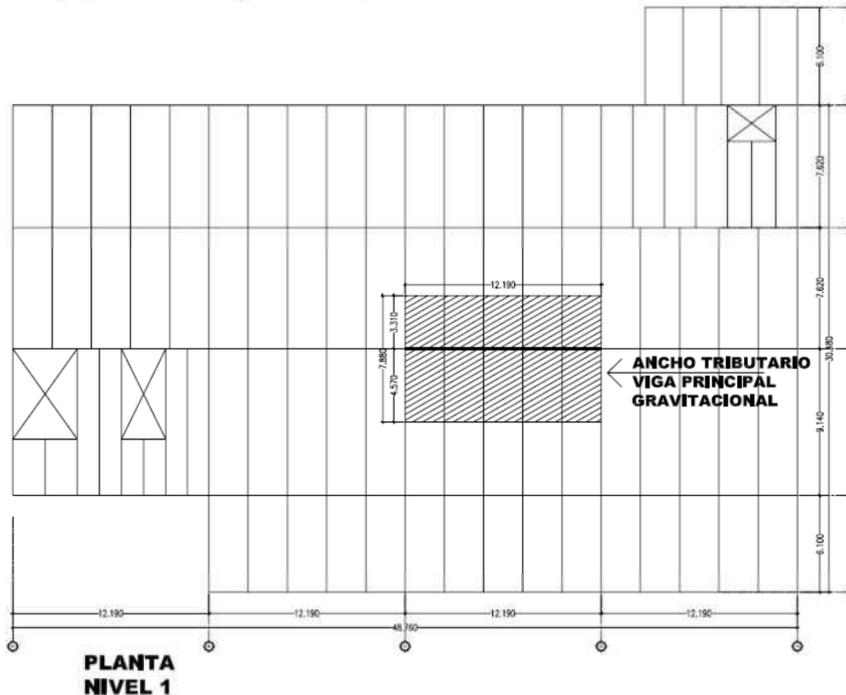
$r_{hs} \geq 1/2$ plg

OK

$r_{hs} =$

0.50 plg

Paso 2.3. Prediseñar viga gravitacional principal, ubicada en el eje 3 tramo C-D en el primer nivel (considerado como el tramo más crítico)



2.3.1. Integrar las cargas

$W_{DL} = DL A_{tributario} =$	1124.61 lb/pie	
DL =	43.50 lb/pie ²	
Peso del metal deck =	1.50 lb/pie ²	Tabla IV
Peso del concreto =	42.00 lb/pie ²	Tabla IV
$W_{SCDL} = SCDL A_{tributario} =$	1215.09 lb/pie	
SCDL =	47.00 lb/pie ²	
Nivelación contrapiso =	12.00 lb/pie ²	Tabla IV
Piso cerámico =	16.00 lb/pie ²	Tabla IV
Cielo suspendido =	1.00 lb/pie ²	Tabla IV
Tabicaciones =	15.00 lb/pie ²	Tabla IV
Instalaciones =	3.00 lb/pie ²	Tabla IV
$W_{LL} = LL A_{tributario} =$	1292.65 lb/pie	
LL ocupación =	50.00 lb/pie ²	Tabla V
$A_{tributario} =$	7.88 m	
$A_{tributario} =$	25.85 pie	

2.3.2. Calcular corte y momento

$$\begin{aligned} L &= 12.19 \text{ m} \\ L &= 39.99 \text{ pie} \end{aligned}$$

Determinar carga última por metodología LRFD, Sección 2.3.2 ASCE 7-10

$$W_u = 1.2(W_{DL} + W_{SCDL}) + 1.6W_{LL} = 5.00 \text{ klb/pie}$$

De Tabla 3-23, Manual AISC 13a. Ed. Cortes, momentos y deflexiones

$$\begin{aligned} M_u &= W_u L^2/8 = 999.57 \text{ klb-pie} \\ V_u &= W_u L/2 = 99.97 \text{ klb} \end{aligned}$$

2.3.3. Seleccionar la sección y definir de las propiedades del material

$$\text{Para } M_u = 999.57 \text{ klb-pie}$$

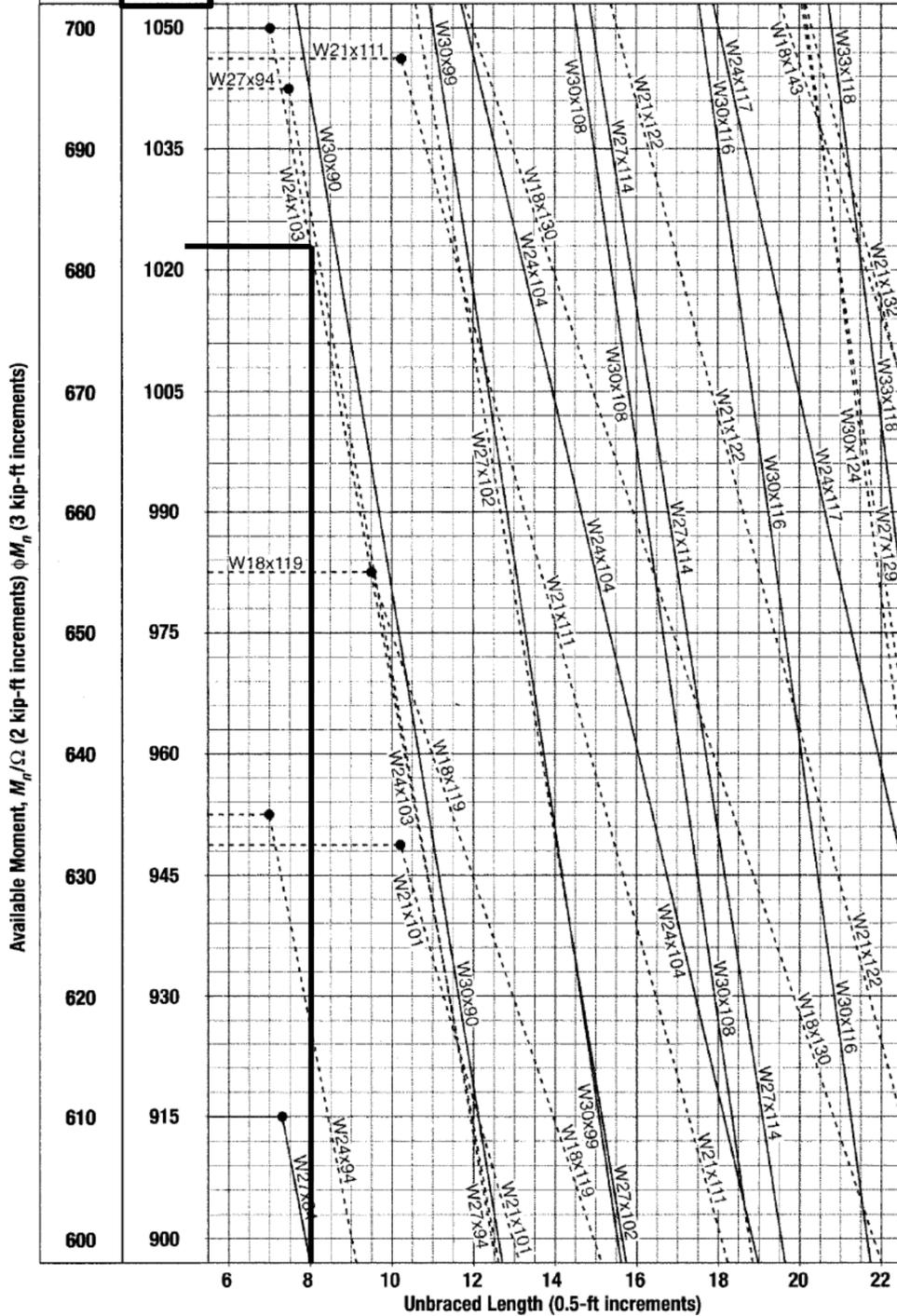
$$\text{Para } L_b = L/S_{\text{espaciamiento vigas}} = 8.00 \text{ pie}$$

De Tabla 3-10, Manual AISC 13a. Ed. Momento admisible versus longitud embreizada para Secciones W

$$\begin{aligned} \text{Se seleccionó la sección} &= \mathbf{W24x103} \\ \text{Peso de la sección} &= 103.00 \text{ lb/pie} \\ \text{Tipo de acero} &= \mathbf{A992} \\ F_y &= 50.00 \text{ klb/plg}^2 \\ F_u &= 65.00 \text{ klb/plg}^2 \\ E &= 29000.00 \text{ klb/plg}^2 \end{aligned}$$

$F_y = 50$ ksi	
$C_b = 1$	
M_n/Ω	ϕM_n
kip-ft	kip-ft
ASD	LRFD

Table 3-10 (continued)
W Shapes
Available Moment vs. Unbraced Length



Seleccionar con base al módulo plástico de la sección

$Z_{x \text{ sección propuesta}} > Z_x$	OK flexión
$Z_{x \text{ sección propuesta}} =$	280.00 plg ³
$Z_x = M_u / \Phi F_y =$	22.21 plg ⁴
$\Phi =$	0.90

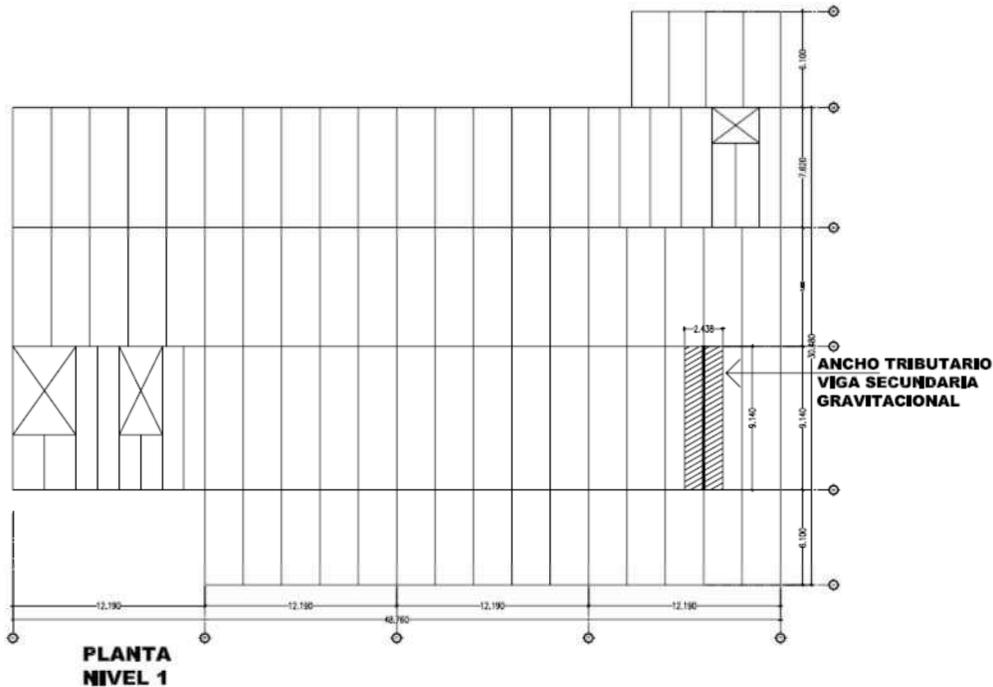
Seleccionar con base a la condición de servicio

$\delta < \Delta_{\text{permisible}} =$	OK deflexión
$\Delta_{\text{permisible}} = L/360 =$	1.33 plg
$\delta = 5/384 wL^4/EI =$	0.86 plg
$w_{\text{servicio}} = W_{LL} =$	0.11 klb/plg
$I_x =$	3000.00 plg ⁴

Conclusión: La sección W24x103 prediseñada para viga gravitacional principal en el primer nivel cumple con tres criterios de selección según Tabla 3-10 del Manual AISC, y las condiciones con base a flexión y deflexión, como la carga no varía en este caso para el segundo y tercer nivel, se consideran las mismas secciones, si las cargas varían se realizará el prediseño para cada nivel.

Repitiendo los pasos 2.3.1 al 2.3.3, con carga distinta conforme a integración, se prediseñó la sección W18x76 para viga gravitacional principal del cuarto nivel.

Paso 2.4. Prediseñar viga secundaria gravitacional, ubicada entre ejes D-E tramo 2-3 del primer nivel (considerado como el tramo más crítico)



2.4.1. Integrar las cargas

$W_{DL} = DL A_{tributario} =$	348.23 lb/pie	
DL =	43.50 lb/pie ²	
Peso del metal deck =	1.50 lb/pie ²	Tabla IV
Peso del concreto =	42.00 lb/pie ²	Tabla IV
$W_{SCDL} = SCDL A_{tributario} =$	376.25 lb/pie	
SCDL =	47.00 lb/pie ²	
Nivelación contrapiso =	12.00 lb/pie ²	Tabla IV
Piso cerámico =	16.00 lb/pie ²	Tabla IV
Cielo suspendido =	1.00 lb/pie ²	Tabla IV
Tabicaciones =	15.00 lb/pie ²	Tabla IV
Instalaciones =	3.00 lb/pie ²	Tabla IV
$W_{LL} = LL A_{tributario} =$	400.26 lb/pie	
LL ocupación =	50.00 lb/pie ²	Tabla V
$A_{tributario} =$	2.44 m	
$A_{tributario} =$	8.01 pie	

2.4.2. Calcular corte y momento

$$\begin{aligned} L &= 9.14 \text{ m} \\ L &= 29.99 \text{ pie} \end{aligned}$$

Determinar carga última por metodología LRFD, Sección 2.3.2 ASCE 7-10

$$W_u = 1.2(W_{DL} + W_{SCDL}) + 1.6W_{LL} = 1.55 \text{ klb/pie}$$

De Tabla 3-23, Manual AISC 13a. Ed. Cortes, momentos y deflexiones

$$\begin{aligned} M_u &= W_u L^2/8 = 174.42 \text{ klb-pie} \\ V_u &= W_u L/2 = 23.27 \text{ klb} \end{aligned}$$

2.4.3. Seleccionar la sección y definir de las propiedades del material

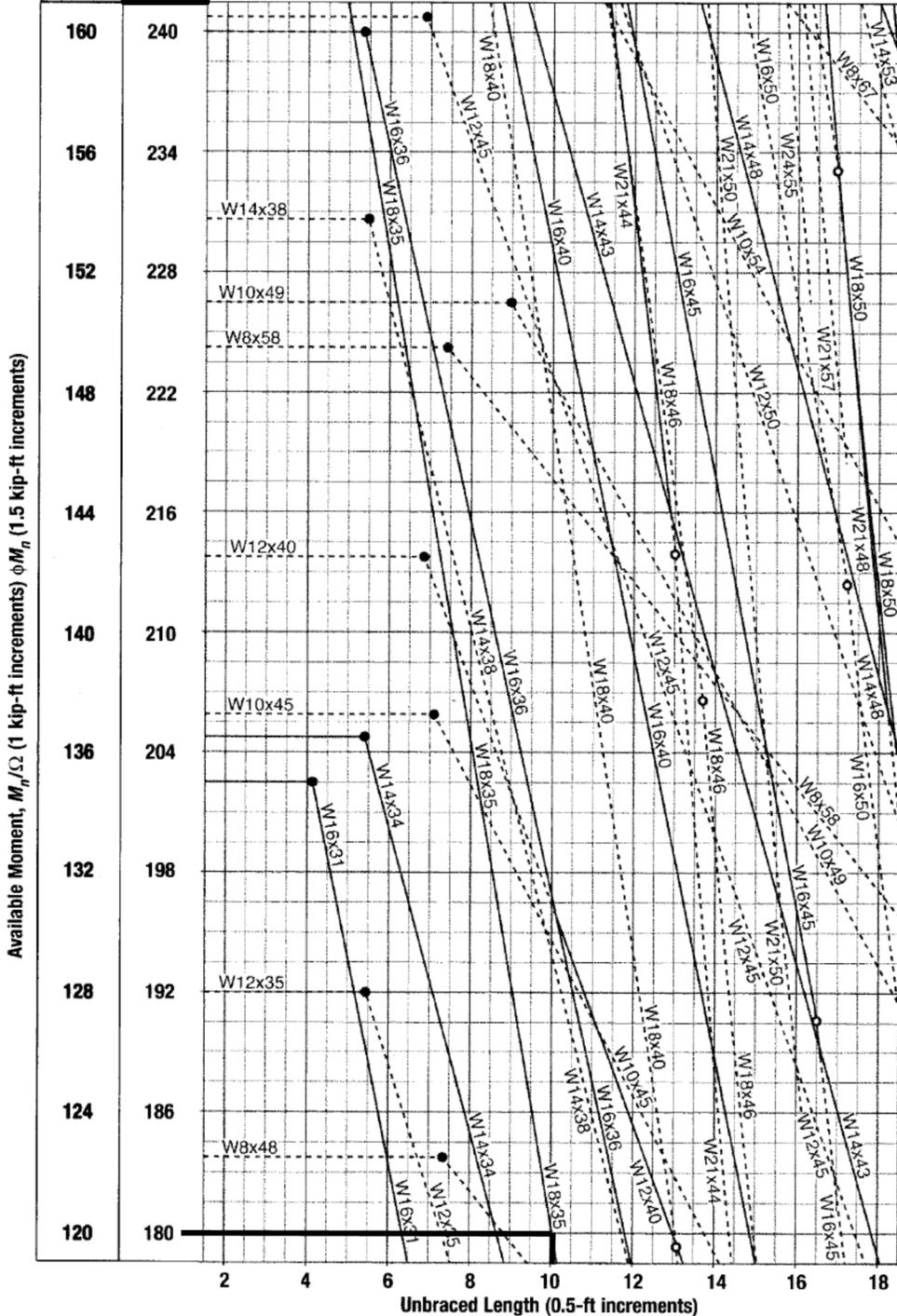
$$\begin{aligned} \text{Para } M_u &= 174.42 \text{ klb-pie} \\ \text{Para } L_b = L/3 &= 10.00 \text{ pie} \end{aligned}$$

De Tabla 3-10, Manual AISC 13a. Ed. Momento admisible versus longitud embreizada para Secciones W

$$\begin{aligned} \text{Se seleccionó la sección} &= \mathbf{W18x35} \\ \text{Peso de la sección} &= \mathbf{35.00 \text{ lb/pie}} \\ \text{Tipo de acero} &= \mathbf{A992} \\ F_y &= \mathbf{50.00 \text{ klb/plg}^2} \\ F_u &= \mathbf{65.00 \text{ klb/plg}^2} \\ E &= \mathbf{29000.00 \text{ klb/plg}^2} \end{aligned}$$

$F_y = 50$ ksi	
$C_b = 1$	
M_n/Ω	ϕM_n
kip-ft	kip-ft
ASD	LRFD

Table 3-10 (continued)
W Shapes
Available Moment vs. Unbraced Length



Seleccionar con base al módulo plástico de la sección

$Z_{x \text{ sección propuesta}} > Z_x$	OK flexión
$Z_{x \text{ sección propuesta}} =$	66.50 plg ³
$Z_x = M_u / \Phi F_y =$	3.88 plg ⁴
$\Phi =$	0.90

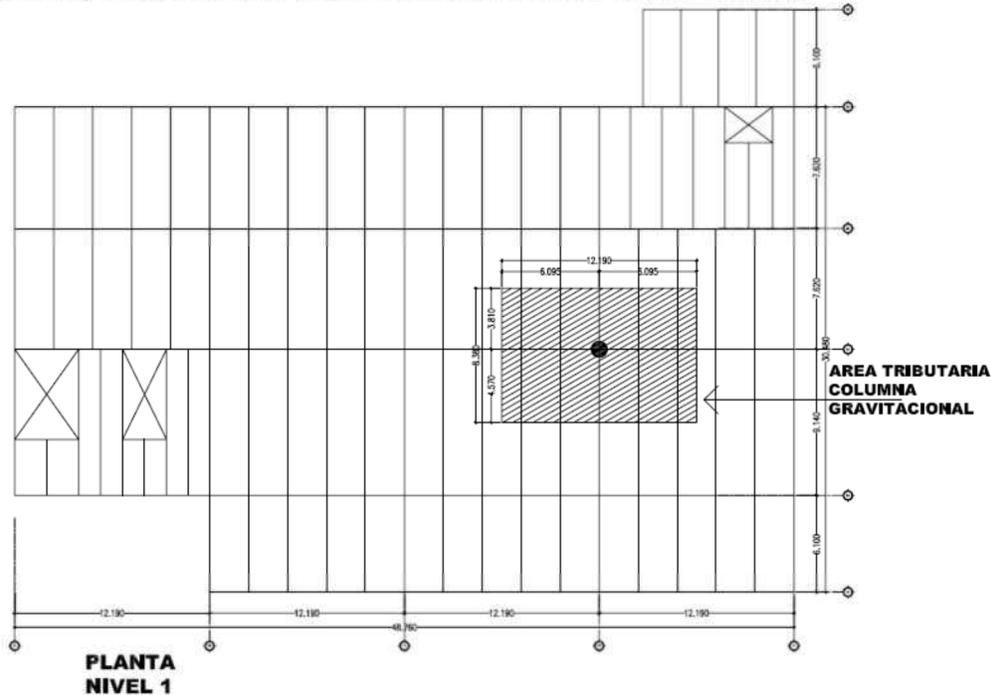
Seleccionar con base a la condición de servicio

$\delta < \Delta_{\text{permisible}} =$	OK deflexión
$\Delta_{\text{permisible}} = L/360 =$	1.00 plg
$\delta = 5/384 wL^4/EI =$	0.49 plg
$w_{\text{servicio}} = W_{LL} =$	0.03 klb/plg
$I_x =$	510.00 plg ⁴

Conclusión: La sección W18x35 prediseñada para viga gravitacional secundaria en el primer nivel cumple con tres criterios de selección según Tabla 3-10 del Manual AISC, y las condiciones en base a flexión y deflexión, como la carga no varía en este caso para el segundo y tercer nivel, se consideran las mismas secciones, si las cargas varían se realizará el prediseño para cada nivel.

Repitiendo los pasos 2.4.1 al 2.4.3, con carga distinta conforme a integración, se prediseñó la sección W08x35 para viga gravitacional secundaria del cuarto nivel.

Paso 2.5. Prediseñar la columna gravitacional que está ubicada en el eje D/3, del primer nivel (se considera como la más crítica)



2.5.1. Integrar las cargas

Para entresijos

DL =	43.50 lb/pie ²	
Peso del metal deck =	1.50 lb/pie ²	Tabla IV
Peso del concreto =	42.00 lb/pie ²	Tabla IV

SCDL =	47.00 lb/pie ²	
Nivelación contrapiso =	12.00 lb/pie ²	Tabla IV
Piso cerámico =	16.00 lb/pie ²	Tabla IV
Cielo suspendido =	1.00 lb/pie ²	Tabla IV
Tabicaciones =	15.00 lb/pie ²	Tabla IV
Instalaciones =	3.00 lb/pie ²	Tabla IV

LL =	50.00 lb/pie ²	
LL ocupación =	50.00 lb/pie ²	Tabla V

Para cubierta

DL =	43.50 lb/pie ²	
Peso del metal deck =	1.50 lb/pie ²	Tabla IV
Peso del concreto =	42.00 lb/pie ²	Tabla IV

SCDL =	16.00 lb/pie ²	
Nivelación contrapiso =	12.00 lb/pie ²	Tabla IV
Cielo suspendido =	1.00 lb/pie ²	Tabla IV
Instalaciones =	3.00 lb/pie ²	Tabla IV
LL =	25.00 lb/pie ²	
LL ocupación =	25.00 lb/pie ²	Tabla V

2.5.2. Calcular área tributaria

Ancho tributario, $A_t = (L_1 + L_2)/2 =$	27.49 pie
L_1 (eje 2-3) =	29.99 pie
L_2 (eje 3-4) =	25.00 pie
Largo tributario, $L_t = (L_1 + L_2)/2 =$	39.99 pie
L_1 (eje C-D) =	39.99 pie
L_2 (eje D-E) =	39.99 pie

Area tributaria, $AT = A_t L_t =$ **1099.56** pie²

2.5.3. Determinar las cargas

Carga axial primer nivel

$P_{DL} = DL AT =$	191.32 klb
$P_{SCDL} = SCDL AT =$	172.63 klb
$P_{LL} = LL AT =$	192.42 klb

Determinar carga última por metodología LRFD, Sección 2.3.2 ASCE 7-10

$P_u = 1.2(P_{DL} + P_{SCDL}) + 1.6(P_{LL}) =$ 744.62 klb

2.5.4. Seleccionar la sección y definir de las propiedades del material

$L = L_b =$	12.14 pie
$K_x =$	1.00
$K_y =$	1.00
$K_x L =$	12.14 pie
$K_y L =$	12.14 pie

De Tabla 4-1, del Manual AISC 13a. Ed., resistencia admisible a compresión axial para secciones W

Se seleccionó la sección = **W10x77**

Tipo de acero =

A992

F_y =

50.00 klb/plg²

F_u =

65.00 klb/plg²

E =

29000.00 klb/plg²

Shape		W10×											
		112		100		88		77		68		60	
		P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$										
Effective length KL (ft) with respect to least radius of gyration r_y	0	986	1480	880	1320	775	1170	678	1020	598	899	528	794
	6	936	1410	834	1250	734	1100	641	963	565	850	499	750
	7	918	1380	818	1230	720	1080	628	944	554	833	489	734
	8	898	1350	800	1200	703	1060	614	922	541	813	477	717
	9	876	1320	780	1170	685	1030	598	898	527	792	464	698
	10	852	1280	758	1140	666	1000	580	872	511	768	450	677
	11	826	1240	734	1100	645	969	561	844	495	744	436	655
	12	799	1200	709	1070	623	936	542	814	477	717	420	631
	13	770	1160	683	1030	600	901	521	783	459	690	404	606
	14	740	1110	656	986	575	865	500	751	440	661	387	581
	15	709	1070	628	944	551	827	477	718	420	632	369	555
	16	678	1020	600	901	525	789	455	684	400	602	351	528
	17	646	970	571	858	499	751	432	650	380	571	333	501
	18	613	922	542	814	474	712	409	615	360	541	315	474
	19	581	873	512	770	448	673	386	581	339	510	297	447
	20	549	825	483	726	422	634	364	546	319	480	279	420
	22	485	729	426	640	371	558	319	479	280	421	244	367
	24	424	637	371	558	323	485	276	415	242	364	211	317
	26	365	549	319	479	277	416	236	355	207	311	180	270
	28	315	473	275	413	239	358	204	306	178	268	155	233
30	274	412	239	360	208	312	178	267	155	234	135	203	
32	241	362	210	316	183	274	156	234	137	205	119	179	
34	214	321	186	280	162	243	138	208	121	182	105	158	
36	191	286	166	250	144	217	123	185	108	162	93.9	141	
38	171	257	149	224	129	195	111	166	96.9	146	84.2	127	
40	154	232	135	202	117	176	99.8	150	87.4	131	76.0	114	
Properties													
P_{wo} (kips)	220	330	184	275	150	225	121	182	99.5	149	82.6	124	
P_{wi} (kips/in.)	25.2	37.8	22.7	34.0	20.2	30.3	17.7	26.5	15.7	23.5	14.0	21.0	
P_{wb} (kips)	948	1420	692	1040	488	733	328	493	229	344	163	245	
P_{wb} (kips)	292	439	235	353	183	276	142	213	111	167	86.5	130	
L_p (ft)	9.47		9.36		9.29		9.18		9.15		9.08		
L_r (ft)	64.3		57.7		51.1		45.2		40.6		36.6		
A_g (in. ²)	32.9		29.4		25.9		22.6		20.0		17.6		
I_x (in. ⁴)	716		623		534		455		394		341		
I_y (in. ⁴)	236		207		179		154		134		116		
r_x (in.)	2.68		2.65		2.63		2.60		2.59		2.57		
Ratio r_x/r_y	1.74		1.74		1.73		1.73		1.71		1.71		
$P_{ex}(KL^2)/10^4$ (k-in. ²)	20500		17800		15300		13000		11300		9760		
$P_{ey}(KL^2)/10^4$ (k-in. ²)	6750		5920		5120		4410		3840		3320		
ASD	LRFD												
$\Omega_c = 1.67$	$\phi_c = 0.90$												



Conclusión: La sección W10x77 prediseñada para columna gravitacional en el primer nivel cumple con el criterio de selección, según Tabla 4-1 del Manual AISC.

Repitiendo los pasos 2.5.1 al 2.5.4, con carga distinta conforme a integración se prediseñó la sección para cada nivel, siendo las siguientes:

Sección W10x54 para columna gravitacional en el segundo nivel.

Sección W10x39 para columna gravitacional en el tercer nivel.

Sección W10x33 para columna gravitacional en el cuarto nivel.

Paso 2.6. Diseñar viga gravitacional principal, ubicada en el eje 3 tramo C-D en el primer nivel (considerado como el tramo más crítico)

2.6.1. Determinar momento y corte

$$M_u = 999.57 \text{ klb-pie}$$

$$V_u = 99.97 \text{ klb}$$

$$L = 39.99 \text{ pie}$$

$$L_b = L/S_{\text{colocación vigas}} = 8.00 \text{ pie}$$

2.6.2. Proponer la sección y definir de las propiedades del material

$$\text{Sección propuesta} = \mathbf{W24x104}$$

$$\text{Peso de la sección} = \mathbf{104.00 \text{ lb/pie}}$$

$$\text{Tipo de acero} = \mathbf{A992}$$

$$F_y = \mathbf{50.00 \text{ klb/plg}^2}$$

$$F_u = \mathbf{65.00 \text{ klb/plg}^2}$$

$$E = \mathbf{29000.00 \text{ klb/plg}^2}$$

2.6.3. Revisar la compacidad de la sección

Patines compactos $b/t < \lambda_p$, Sección B4.1, AISC 360-10

$$b_f = 12.80 \text{ plg}$$

$$t_f = 0.75 \text{ plg}$$

$$b_f/t_f = 8.53$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{E/F_y} = 9.15$$

$$b_f/t_f < \lambda_p \quad \mathbf{\text{Sección compacta}}$$

Alma compacta $h/t_w < \lambda_p$, Sección B4.1, AISC 360-10

$$h = 21.60 \text{ plg}$$

$$t_w = 0.50 \text{ plg}$$

$$h/t_w = 43.20$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{E/F_y} = 90.55$$

$$h/t_w < \lambda_p \quad \mathbf{\text{Sección compacta}}$$

2.6.4. Revisar la longitud entre embreizamientos, L_b

longitud no embreizada

$$L_b = 8.00 \text{ pie}$$

Límites L_p y L_r

$$L_p = 10.28 \text{ pie}$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{E/F_y} = 123.34 \text{ plg}$$

$$r_y = 2.91 \text{ plg}$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \sqrt{E/(0.7F_y)} \sqrt{[(J_c/(S_x h_o)) + \sqrt{[(J_c/(S_x h_o))^2 + 6.76(0.7F_y/E)^2}]}$$

Lr =	29.20 pie
Lr =	350.35 plg
J =	4.72 plg ⁴
c =	1.00 para secciones I con simetría doble
ho =	23.35 plg
rts = $\sqrt{(IyCw)/Sx}$ =	3.42 plg
Iy =	259.00 plg ⁴
Cw =	35200.00
Sx =	258.00 plg ³

Conclusión:

Usar la ecuación **F2-1**

Diseño por fluencia $L_b \leq L_p$, Mn (Ec. F2-1), Sección F2.1, AISC 360-10

Mn = Mp = FyZx =	14450.00 klb-plg
Zx =	289.00 plg ³

Diseño por LTB (pandeo lateral torsional) (a) $L_p < L_b \leq L_r$, Mn (Ec. F2-2), Sección F2.2 AISC 360-10

Mn = $C_b[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x)((L_b - L_p)/(L_r - L_p))] \leq M_p$	
Mn =	15103.44 klb-plg
Cb =	1.00
Mn a utilizar =	14450.00 klb-plg

Diseño por LTB (pandeo lateral torsional) (b) $L_b > L_r$, Mn (Ec. F2-3), Sección F2.2 AISC 360-10

Mn = FcrSx ≤ Mp	96049.36 klb-plg
-----------------	------------------

Fcr = $[(Cb\pi^2E)/(Lb/rts)^2]\sqrt{(1+0.078(Jc/Sxho)(Lb/rts)^2)}$	
Fcr =	372.28 klb/plg ²

Cb =	1.00
Mn a utilizar =	14450.00 klb-plg

Conclusión

Diseño por fluencia

Mn final a utilizar =	1204.17 klb-pie
-----------------------	------------------------

2.6.5. Determinar resistencia a flexión de viga, Sección F2.1 AISC 360-10

Φ_b =	0.90 (LRFD)
------------	--------------------

$M_u = \Phi_b M_n =$	1083.75 klb-pie
$\Phi_b M_n \geq M_u$	OK sección a flexión
relación D/C =	0.92

2.6.6. Revisar el cortante, determinar si el alma está atiesado

Para almas no atiesadas, $h/t_w < 260$, $k_v = 5$, Sección G2.1b AISC 360-10

$h/t_w =$	43.20
$k_v =$	5.00

2.6.7. Coeficiente de corte del alma, C_v , Sección G2.1b AISC 360-10

Para $h/t_w \leq 1.10 \sqrt{(k_v E / F_y)}$

$h/t_w =$	43.20
$1.10 \sqrt{(k_v E / F_y)} =$	59.24
$C_v =$	1.00

Para $1.10 \sqrt{(k_v E / F_y)} < h/t_w \leq 1.37 \sqrt{(k_v E / F_y)}$

$1.10 \sqrt{(k_v E / F_y)} =$	59.24
$h/t_w =$	43.20
$1.37 \sqrt{(k_v E / F_y)} =$	73.78
$C_v = [1.10 \sqrt{(k_v E / F_y)}] / (h/t_w) =$	1.37

Para $h/t_w > 1.37 \sqrt{(k_v E / F_y)}$

$h/t_w =$	43.20
$1.37 \sqrt{(k_v E / F_y)} =$	73.78
$C_v = (1.51 E k_v) / [(h/t_w)^2 F_y] =$	2.35

C_v a utilizar =	1.00
--------------------------------------	------

2.6.8. Determinar la resistencia a corte de la viga

Para $h/t_w \leq 2.24 \sqrt{(E / F_y)}$, Sección G2.1b, AISC 360-10

$h/t_w =$	43.20
$2.24 \sqrt{(E / F_y)} =$	53.95
$\Phi_v =$	1.00 (LRFD)

Cuando no se cumple la condición anterior

$\Phi_v =$	0.90 (LRFD)
------------	--------------------

Φ_v a utilizar =	1.00 (LRFD)
---	-------------

Corte nominal, Sección G2.1, AISC 360-10

$V_n = 0.6 F_y A_w C_v =$	361.50 klb
---------------------------	------------

$A_w = dt_w =$	12.05 plg ²
$d =$	24.10 plg
$t_w =$	0.50 plg
$C_v =$	1.00

$V_u = \Phi V_n =$	361.50 klb
$\Phi V_n \geq V_u$	OK sección a corte
relación D/C =	0.28

2.6.9. Resistencia del conector de corte, Sección I8.2-a AISC 360-10

$Q_n = 0.5 A_s \sqrt{f_c E_c} \leq R_g R_p A_s F_u$	17.23 klb
$Q_n = 0.5 A_s \sqrt{f_c E_c} =$	21.04 klb
$Q_n = R_g R_p A_s F_u =$	17.23 klb
$\Phi_a =$	3/4 plg
Longitud de perno = $4\Phi_a =$	3.00 plg
$f_c =$	3.00 klb/plg ²
$W_c =$	145.00 lb/pie ³
$A_s = \pi \Phi_a^2 / 4 =$	0.44 plg ²
$E_c = W_c^{1.5} \sqrt{f_c} =$	3024.21 klb/plg ²
$R_g =$	1.00 de Sección I8.2-a AISC 360-10
$R_p =$	0.60 de Sección I8.2-a AISC 360-10
F_u del perno de Manual AISC 13a. Ed. Tabla 2-6 =	65.00 klb/plg ²

Número y espaciamiento de los conectores, Sección I8.2C AISC 360-10

$\sum Q_n \approx 0.5 A_s F_y =$	765.00 klb
$A_s = A_g =$	30.60 plg ²

$N_{\text{conectores}} = \sum Q_n / Q_n =$	44.40 unidades
--	----------------

$S_{\text{conectores}} = L / N_{\text{conectores}} =$	0.90 pie
---	----------

Conclusión: La sección W24x104 diseñada para viga gravitacional principal en el primer nivel cumple con requerimientos de AISC 310-10, en este caso la carga no varía para el segundo y tercer nivel, se consideran las mismas secciones, si las cargas varían se realizará el diseño de viga por cada nivel.

Repitiendo los pasos 2.6.1 al 2.6.9, con carga distinta conforme a integración, se diseñó la sección W18x86 para viga gravitacional principal del cuarto nivel.

Paso 2.7. Diseñar viga secundaria gravitacional, ubicada entre ejes D-E tramo 2-3 del primer nivel (considerado como el tramo más crítica)

2.7.1. Determinar momento y corte

$$M_u = 174.42 \text{ klb-pie}$$

$$V_u = 23.27 \text{ klb}$$

$$L = 29.99 \text{ pie}$$

$$\text{Para } L_b = L/3 = 10.00 \text{ pie}$$

2.7.2. Proponer la sección y definir de las propiedades del material

$$\text{Sección propuesta} = \mathbf{W18x40}$$

$$\text{Peso de la sección} = 40.00 \text{ lb/pie}$$

$$\text{Tipo de acero} = \mathbf{A992}$$

$$F_y = 50.00 \text{ klb/plg}^2$$

$$F_u = 65.00 \text{ klb/plg}^2$$

$$E = 29000.00 \text{ klb/plg}^2$$

2.7.3. Revisar la compacidad de la sección

Patines compactos $b/t < \lambda_p$, Sección B4.1, AISC 360-10

$$b_f = 6.02 \text{ plg}$$

$$t_f = 0.53 \text{ plg}$$

$$b_f/t_f = 5.73$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{E/F_y} = 9.15$$

$$b_f/t_f < \lambda_p \quad \mathbf{\text{Sección compacta}}$$

Alma compacta $h/t_w < \lambda_p$, Sección B4.1, AISC 360-10

$$h = 16.05 \text{ plg}$$

$$t_w = 0.32 \text{ plg}$$

$$h/t_w = 50.94$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{E/F_y} = 90.55$$

$$h/t_w < \lambda_p \quad \mathbf{\text{Sección compacta}}$$

2.7.4. Revisar la longitud entre embreizamientos, L_b

longitud no embreizada

$$L_b = 10.00 \text{ pie}$$

Límites L_p y L_r

$$L_p = 4.49 \text{ pie}$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{E/F_y} = 53.83 \text{ plg}$$

$$r_y = 1.27 \text{ plg}$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \sqrt{E/(0.7F_y)} \sqrt{[(J_c/(S_x h_o)) + \sqrt{[(J_c/(S_x h_o))^2 + 6.76(0.7F_y/E)}]}$$

$L_r =$	13.08 pie
$L_r =$	156.97 plg
$J =$	0.81 plg ⁴
$c =$	1.00 para secciones I con simetría doble
$h_o =$	17.38 plg

$r_{ts}^2 = \sqrt{(I_y C_w)/S_x} =$	1.56 plg
$I_y =$	19.10 plg ⁴
$C_w =$	1440.00
$S_x =$	68.40 plg ³

Conclusión

Usar la ecuación **F2-2**

Diseño por fluencia $L_b \leq L_p$, M_n (Ec. F2-1), Sección F2.1 AISC 360-10

$M_n = M_p = F_y Z_x =$	3920.00 klb-plg
$Z_x =$	78.40 plg ³

Diseño por LTB (pandeo lateral torsional) (a) $L_p < L_b \leq L_r$, M_n (Ec. F2-2), Sección F2.2 AISC 360-10

$M_n = C_b [M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) ((L_b - L_p) / (L_r - L_p))] \leq M_p$	
$M_n =$	2941.55 klb-plg
$C_b =$	1.00
$M_{n \text{ a utilizar}} =$	2941.55 klb-plg

Diseño por LTB (pandeo lateral torsional) (b) $L_b > L_r$, M_n (Ec. F2-3), Sección F2.2 AISC 360-10

$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p$	3783.30 klb-plg
-----------------------------	-----------------

$F_{cr} = [(C_b \pi^2 E) / (L_b / r_{ts})^2] \sqrt{(1 + 0.078 (J_c / S_x h_o) (L_b / r_{ts})^2)}$	
$F_{cr} =$	55.31 klb/plg ²

$C_b =$	1.00
$M_{n \text{ a utilizar}} =$	3783.30 klb-plg

Conclusión

(a) Diseño por pandeo lateral torsional

$M_{n \text{ final a utilizar}} =$	245.13 klb-pie
------------------------------------	-----------------------

2.7.5. Resistencia a flexión de la viga, Sección F2.1 AISC 360-10

$M_u = \Phi_b M_n =$	220.62 klb-pie
----------------------	----------------

$\Phi_b M_n \geq M_u$
relación D/C =

OK sección a flexión
0.79

2.7.6. Revisar el cortante, determinar si el alma está atiesado

Para almas no atiesadas, $h/t_w < 260$, $k_v = 5$, Sección G2.1b AISC 360-10

$h/t_w = 50.94$
 $k_v = 5.00$

2.7.7. Coeficiente de corte del alma, c_v , Sección G2.1b AISC 360-10

Para $h/t_w \leq 1.10 \sqrt{(k_v E / F_y)}$

$h/t_w = 50.94$
 $1.10 \sqrt{(k_v E / F_y)} = 59.24$
 $C_v = 1.00$

Para $1.10 \sqrt{(k_v E / F_y)} < h/t_w \leq 1.37 \sqrt{(k_v E / F_y)}$

$1.10 \sqrt{(k_v E / F_y)} = 59.24$
 $h/t_w = 50.94$
 $1.37 \sqrt{(k_v E / F_y)} = 73.78$
 $C_v = [1.10 \sqrt{(k_v E / F_y)}] / (h/t_w) = 1.16$

Para $h/t_w > 1.37 \sqrt{(k_v E / F_y)}$

$h/t_w = 50.94$
 $1.37 \sqrt{(k_v E / F_y)} = 73.78$
 $C_v = (1.51 E k_v) / [(h/t_w)^2 F_y] = 1.69$

C_v a utilizar = 1.00

2.7.8. Determinar la resistencia a corte de la viga

Para $h/t_w \leq 2.24 \sqrt{(E / F_y)}$, Sección G2.1b, AISC 360-10

$h/t_w = 50.94$
 $2.24 \sqrt{(E / F_y)} = 53.95$
 $\Phi_v = 1.00$ (LRFD)

Cuando no se cumple la condición anterior

$\Phi_v = 0.90$ (LRFD)

Φ_v a utilizar = 1.00 (LRFD)

Corte nominal, Sección G2.1, AISC 360-10

$V_n = 0.6 F_y A_w C_v = 169.16$ klb
 $A_w = d t_w = 5.64$ plg²

$d =$	17.90 plg
$t_w =$	0.32 plg
$C_v =$	1.00
$V_u = \Phi V_n =$	169.16 klb
$\Phi V_n \geq V_u$	OK sección a corte
relacion D/C =	0.14

2.7.9. Determinar la resistencia a corte del perno conector

$\Phi_a =$	3/4 plg
Longitud de perno = $4\Phi_a =$	3.00 plg
Colocación de conectores en la posición =	Débil
Orientación del deck respecto a la viga =	Perpendicular
$f_c =$	3.00 klb/plg ²
$W_c =$	145.00 lb/pie ³
1 perno por fila, $Q_N =$	17.20 klb de AISC Manual 13a. Ed. Tabla 3-21
2 pernos por fila, $Q_N =$	14.06 klb de AISC Manual 13a. Ed. Tabla 3-21

Número y espaciamiento pernos conectores, Sección I8.2c AISC 360-10

Inicio y final =	2.00 anclajes
Espaciamiento máximo para cada conectc	1.00 pie
Longitud de la viga =	29.99 pie
$n = n_{\text{espacios}} + 1 =$	15.00 unidades
$n_{\text{a colocar}} =$	15.00 unidades
$a_{\text{trial}} = \sum Q_n / (0.85 f_c b) =$	1.21 plg
$\sum Q_n \approx 0.5 A_s F_y =$	295.00 klb
$A_s = A_g =$	11.80 plg ²
ancho tributario, $b =$	8.00 pie
$Y_2 = Y_{\text{con}} - a_{\text{trial}}/2 =$	3.90 plg
$Y_{\text{con}} = t_{\text{deck}} =$	4.50 plg
$\sum Q_n$ (BFL) de Manual AISC 13a. Ed. Tabla 3-19 =	272.00 klb
$a = \sum Q_n / (0.85 f_c b) =$	1.11 plg
$a < a_{\text{trial}} =$	OK

$n = \sum Q_n / Q_N$ (1 perno) =	15.81 unidades
$n_{\text{final a colocar}} =$	26.00 unidades
Espaciamiento final a colocar, $S_{\text{conector}} =$	6.92 plg
$\sum Q_n$ calculado =	440.92 klb
$\sum Q_n$ calculado > $\sum Q_n$ de Manual AISC Tabla 3-19	OK

2.7.10. Revisar que el espaciamiento de los pernos conectores esten de acuerdo a la Sección I8.2d e I3.2c-4 AISC 360-10

a) El espaciamiento máximo de los conectores a lo largo del eje longitudinal de la viga

$S_{\text{conector}} < 8t_{\text{deck}}$	OK
$8t_{\text{deck}} =$	36.00 plg
Ni mayor a =	36.00 plg

b) El espaciamiento mínimo de conectores (medio centro a centro) a lo largo del eje longitudinal de la viga

$S_{\text{conector}} > 6\Phi_a$	OK
$6\Phi_a =$	4.50 plg

c) El espaciamiento mínimo transversal al eje longitudinal de la viga, entre el par de conectores

$4\Phi_a \leq 3\text{plg}$	OK
$4\Phi_a =$	3.00 plg

d) La distancia mínima entre el centro de un conector a un borde libre en la dirección de la fuerza cortante es,

Para concreto de peso normal =	8.00 plg
--------------------------------	----------

e) El máximo espaciamiento de unión del metal deck

Metal deck anclado a todos los soportes a un espaciamiento máximo de 18 plg. Los pernos conectores serán soldados al metal deck a un espaciamiento máximo de 12 plg.

f) El diámetro de los conectores, $\Phi_a \leq 2.5t_f$	OK
$2.5t_f =$	1.31 plg

Conclusión: La sección W18x40 diseñada para viga gravitacional secundaria en el primer nivel cumple con requerimientos de AISC 310-10, en este caso, la carga no varía para el segundo y tercer nivel, se consideran las mismas secciones, si las cargas varían se realizará el diseño de viga por cada nivel.

Repitiendo los pasos 2.7.1 al 2.7.10, con carga distinta conforme a integración, se diseñó la sección W8x35 para viga gravitacional secundaria del cuarto nivel.

Paso 2.8. Diseño de columna gravitacional que está ubicada en el eje D/3, del primer nivel

2.8.1. Determinar la carga axial

$P_u = 744.62 \text{ klb}$

2.8.2. Proponer la sección y propiedades del material

Sección propuesta = **W10x77**
Tipo de acero = **A992**
 $F_y = 50.00 \text{ klb/plg}^2$
 $F_u = 65.00 \text{ klb/plg}^2$
 $E = 29000.00 \text{ klb/plg}^2$
 $K_x = 1.00$
 $K_y = 1.00$
 $L = L_b = 12.14 \text{ pie}$
 $K_x L = 12.14 \text{ pie}$
 $K_y L = 12.14 \text{ pie}$

2.8.3. Revisión de la esbeltez de la sección

Patines no esbeltos $b/t < \lambda_r$, Sección B4.1a , AISC 360.10

$b_f = 10.20 \text{ plg}$
 $t_f = 0.87 \text{ plg}$
 $b_f/2t_f = 5.86$
 $\lambda_r = 0.56 \sqrt{(E/F_y)} = 13.49$
 $b_f/t_f < \lambda_r$ **OK, no esbelto**

Alma no esbelta $h/t_w < \lambda_r$, Sección B4.1a , AISC 360-10

$h = 7.86 \text{ plg}$
 $t_w = 0.53 \text{ plg}$
 $h/t_w = 14.83$
 $\lambda_r = 1.49 \sqrt{(E/F_y)} = 35.88$
 $h/t_w < \lambda_r$ **OK, no esbelta**

2.8.4. Revisión de la compacidad de la sección

Patines compactos $b/t < \lambda_p$, Sección B4.1b , AISC 360.10

$b_f = 10.20 \text{ plg}$
 $t_f = 0.87 \text{ plg}$
 $b_f/2t_f = 5.86$
 $\lambda_p = 0.38 \sqrt{(E/F_y)} = 9.15$
 $b_f/t_f < \lambda_p$ **OK, compacto**

Alma compacta $h/tw < \lambda_p$, Sección B4.1b, AISC 360-10

$h =$	7.86 plg
$tw =$	0.53 plg
$h/tw =$	14.83
$\lambda_p = 3.76 \sqrt{(E/F_y)} =$	90.55
$h/tw < \lambda_p$	OK, compacta

2.8.5. Determinar la resistencia a compresión

Tensión de pandeo por flexión, F_{cr} , Sección E3, AISC 360-10

a) Cuando $(KL)/r \leq 4.71 \sqrt{(E/F_y)}$ (o $(F_y/F_e) \leq 2.25$)

$KL/r =$	32.45
$r =$	4.49 plg
$4.71 \sqrt{(E/F_y)} =$	113.43
$F_{cr} = [0.658^{(F_y/F_e)}]F_y =$	46.30 klb/plg ²
$F_e = (\pi^2 E)/(KL/r)^2 =$	271.89 klb/plg ²

b) Cuando $(KL)/r > 4.71 \sqrt{(E/F_y)}$ (o $(F_y/F_e) > 2.25$)

$KL/r =$	32.45
$4.71 \sqrt{(E/F_y)} =$	113.43
$F_{cr} = 0.877F_e =$	238.45 klb/plg ²
F_{cr} a utilizar =	46.30 klb/plg²

Diseño resistente a compresión, Sección E3, AISC 360-10

$P_u = \phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g =$	941.66 klb
$A_g =$	22.60 plg ²
$\phi_c =$	0.90 (LRFD)
Relación D/C =	0.79
Conclusión	OK sección a compresión

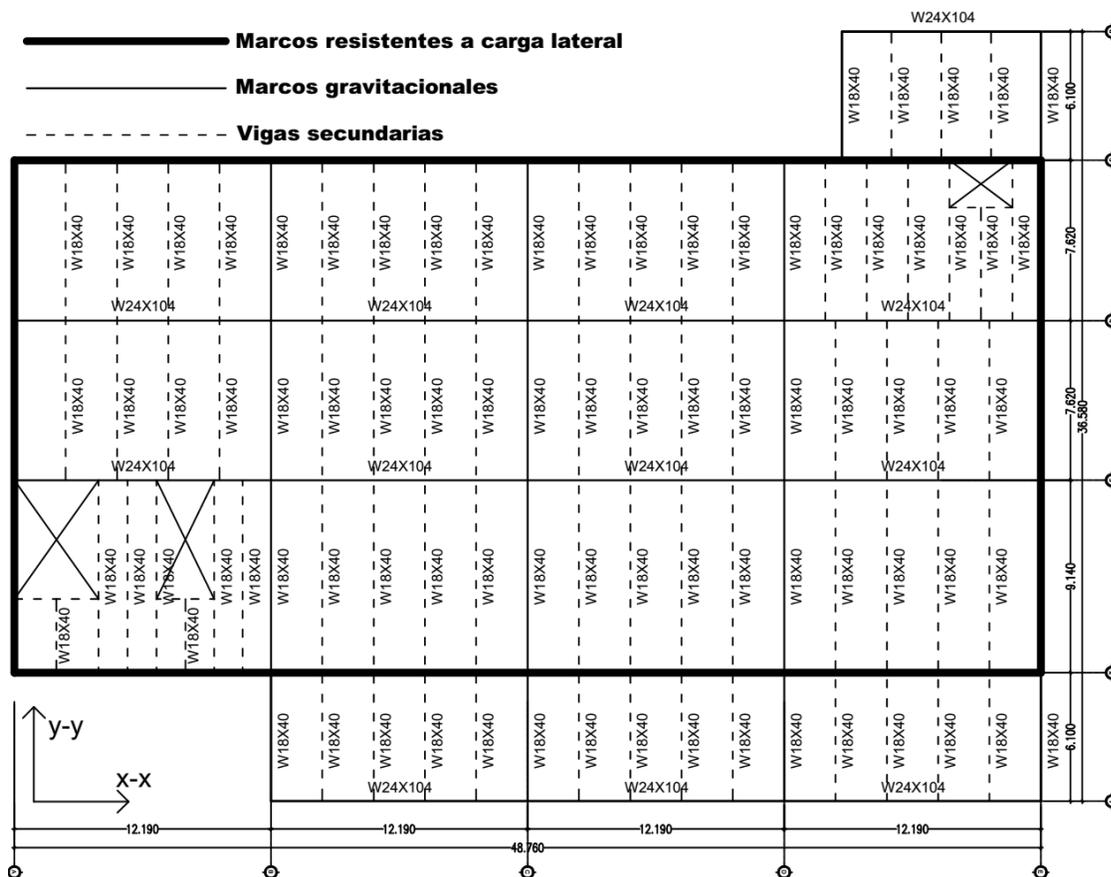
Conclusión: La sección W10x77 diseñada para columna gravitacional en el primer nivel cumple con los requerimientos de AISC 360-10.

Repitiendo los pasos 2.8.1 al 2.8.5, con carga distinta conforme a integración se diseñó la sección para cada nivel, siendo las siguientes:

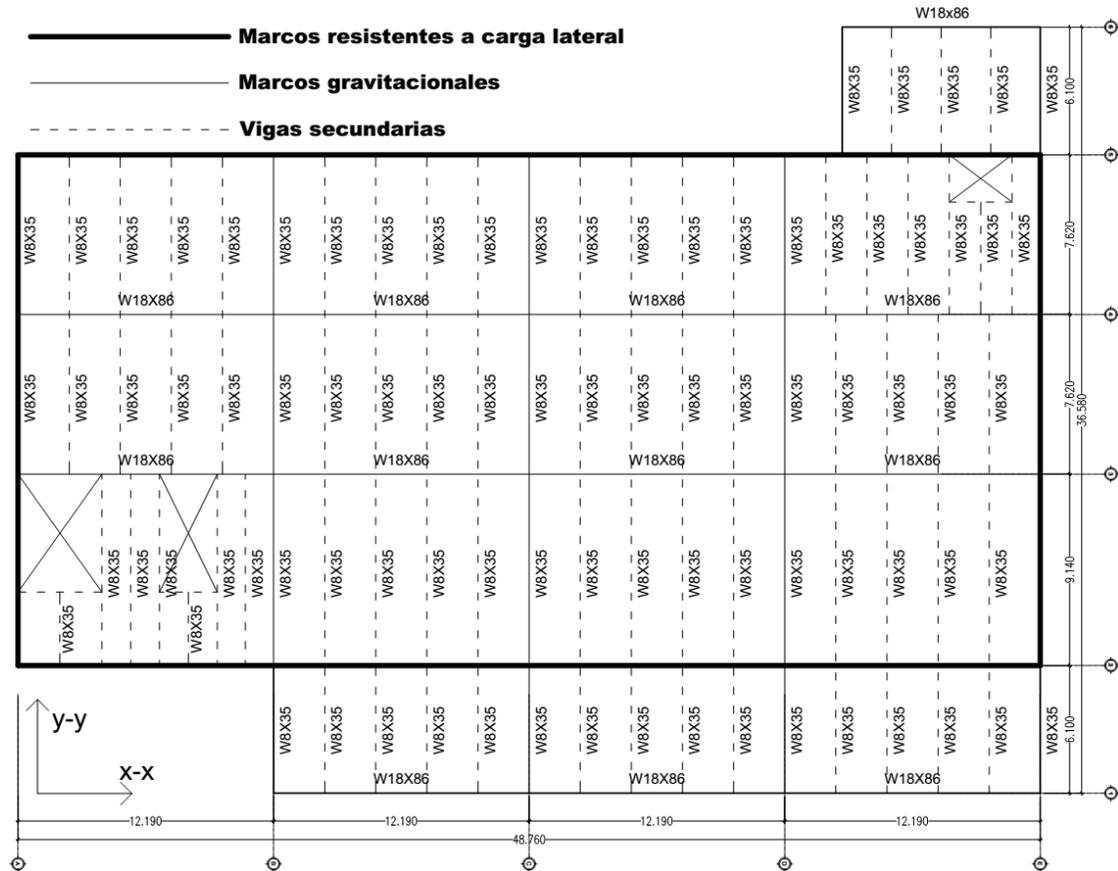
Sección W10x54 para columna gravitacional en el segundo nivel.

Sección W10x33 para columna gravitacional en el tercer nivel.

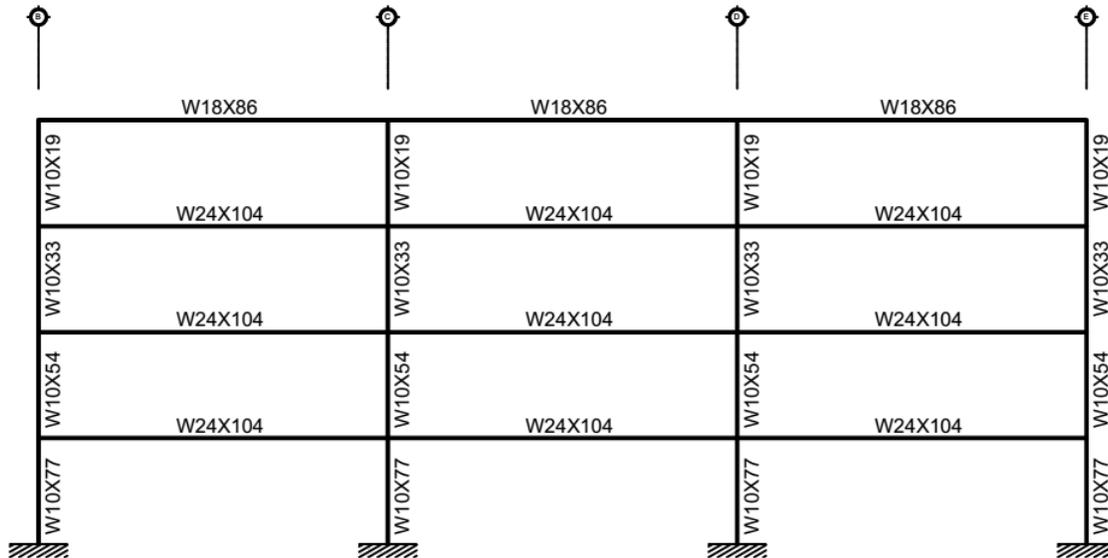
Sección W10x19 para columna gravitacional en el cuarto nivel.



Planta de distribución de vigas nivel 1, 2 y 3, de acuerdo con el diseño realizado en los pasos 2.6.1 al 2.6.9 (vigas principales) y 2.7.1 y 2.7.10 (vigas secundarias)

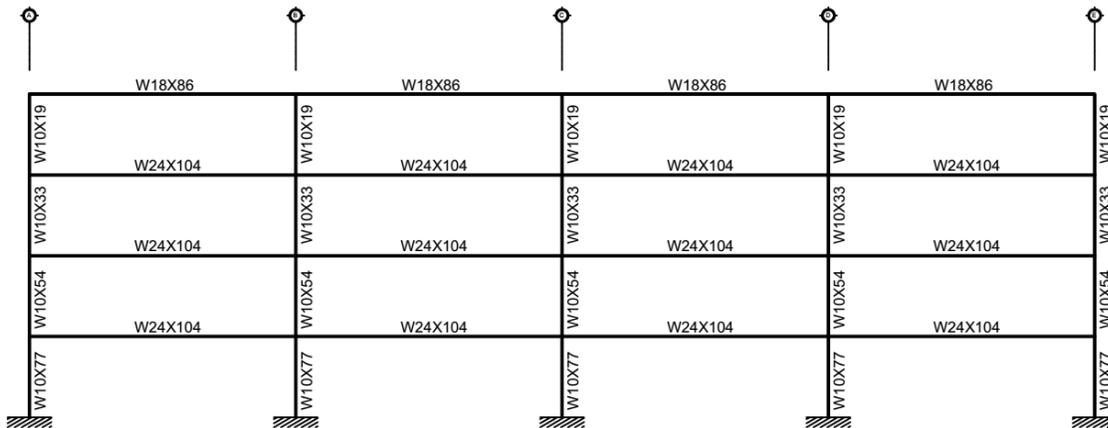


Planta de distribución de vigas nivel 4, de acuerdo con el diseño realizado en los pasos 2.6.1 al 2.6.9 (vigas principales) y 2.7.1 y 2.7.10 (vigas secundarias)



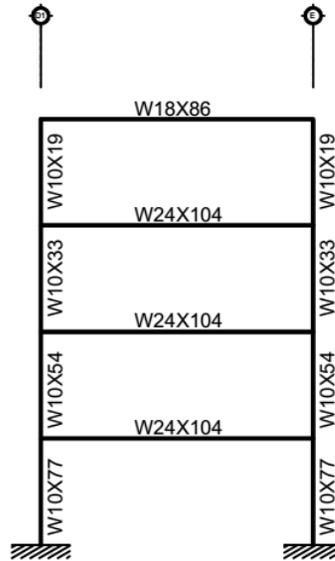
EJE 1 / B-E

Elevación con distribución de vigas y columnas, de acuerdo con el diseño realizado en los pasos 2.6.1 al 2.6.9 (vigas principales) y 2.8.1 y 2.8.5 (columnas)



EJE 3 y 4 / A-E

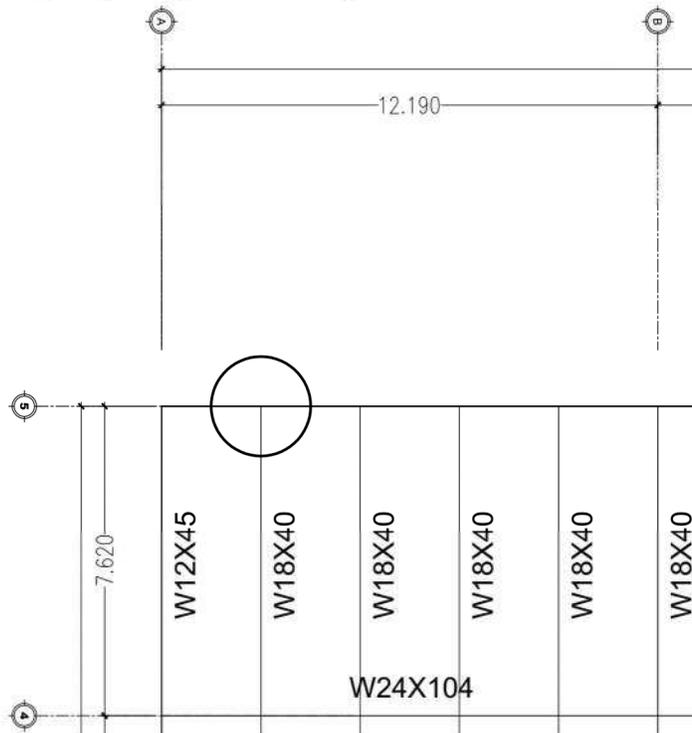
Elevación con distribución de vigas y columnas, de acuerdo con el diseño realizado en los pasos 2.6.1 al 2.6.9 (vigas principales) y 2.8.1 y 2.8.5 (columnas)



EJE 6 / D1-E

Elevación con distribución de vigas y columnas, de acuerdo con el diseño realizado en los pasos 2.6.1 al 2.6.9 (vigas principales) y 2.8.1 y 2.8.5 (columnas)

Paso 2.9. Diseñar conexión simple en primer nivel, para viga secundaria ubicada en eje 4-5/A-B a viga principal (al alma) ubicada en eje 5/A-B, con doble ángulo y completamente pernada



2.9.1. Determinar las reacciones

DL + SCDL = 9.95 klb
 LL = 5.00 klb

2.9.2. Definir las propiedades de la viga secundaria

Sección = **W18x40**
 Tipo de acero = **A992**
 $F_y = 50.00$ klb/plg²
 $F_u = 65.00$ klb/plg²
 $E = 29000.00$ klb/plg²
 $T = 15-1/2$ plg
 $L_{ev} = 1$ 1/4 plg
 $L_{eh} = 1$ 3/4 plg

2.19.3. Definir las propiedades de la viga principal

Sección = **W27x178**
 Tipo de acero = **A992**
 $F_y = 50.00$ klb/plg²
 $F_u = 65.00$ klb/plg²

E = 29000.00 klb/plg²
 tw = 0.73 plg

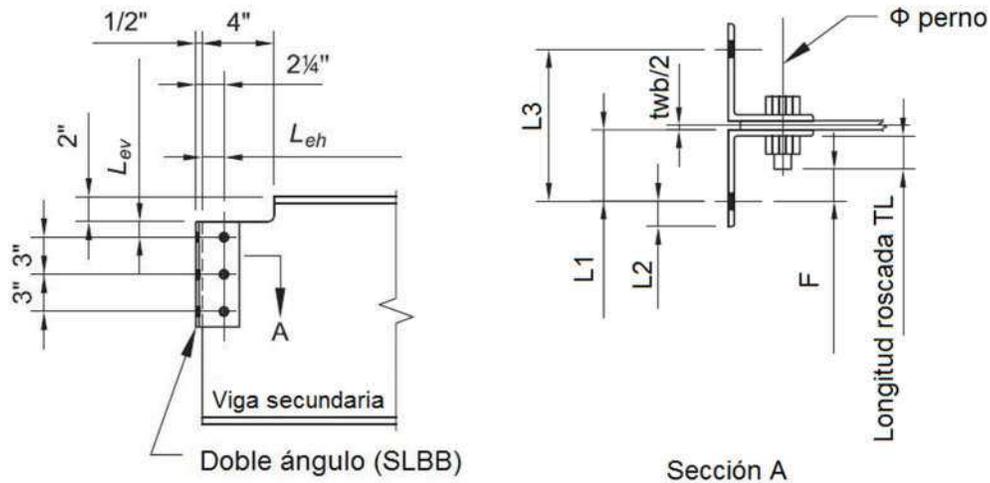
2.9.4. Definir las propiedades del angular (doble ángulo)

Sección = 2L4x3-1/2x1/4SLBB
 Tipo de acero = A36
 F_y = 36.00 klb/plg²
 F_u = 58.00 klb/plg²
 E = 29000.00 klb/plg²
 Espesor = 1/4 plg
 b = 4.00 plg

2.9.5. Definir las propiedades de los pernos

Tipo de perno = A325-N (rosca incluida en el plano de corte)
 Φ_{perno} = 3/4 plg
 Tipo de agujero para perno = STD

2.9.6. Determinar dimensiones de la conexión



L_{eh} = 1 3/4 plg
 L_{ev} = 1 1/4 plg
 F = 1 1/4 plg
 TL = longitud roscada = 1 3/8 plg
 twb/2 = 0.16 plg
 L1 = F + TL + espesor angular = 2 14/16 plg
 L2 = b_{angular} - L1 = 1 2/16 plg

de AISC Manual 13a. Ed. Tabla 7-15

de AISC Manual 13a. Ed. Tabla 7-15

$$L3 = 2L1 + twb = 6.07 \text{ plg}$$

$$L4 = L_{eh} + 1/2" = 2.25 \text{ plg}$$

2.9.7. Determinar la reacción última metodología LRFD

$$R_u = 1.2(DL + SCDL) + 1.6LL = 19.94 \text{ klb}$$

2.9.8. Determinar la longitud máxima de la conexión, T

$$T = 15-1/2 \text{ plg}$$

$$\begin{aligned} \text{No. Pernos} = N_b &= 3.00 \text{ unidades} \\ \text{separación} &= 3.00 \text{ plg} \\ L = \text{longitud colocación perno} &= 6.00 \text{ plg} \\ L < T & \text{ OK} \\ \text{Espesor angular} &= 1/4 \text{ plg} \end{aligned}$$

2.9.9. Determinar la resistencia disponible en el perno y angular

$$\begin{aligned} \Phi R_n \text{ (LRFD)} &= 76.40 \text{ klb} && \text{de AISC Manual 13a, Ed. Tabla 10-1} \\ \Phi R_n > R_u & \text{ OK} \\ \text{Relación D/C} &= 0.26 \end{aligned}$$

2.9.10. Determinar resistencia disponible en el alma de viga secundaria

$$\begin{aligned} twb &= 0.32 \text{ plg} \\ L_{ev} &= 1 \ 1/4 \text{ plg} \\ L_{eh} &= 1 \ 3/4 \text{ plg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Phi R_n &= 200.00 \text{ klb/plg} && \text{de AISC Manual 13a, Ed. Tabla 10-1} \\ \Phi R_{ntwb} &= 63.00 \text{ klb} \\ \Phi R_n > R_u & \text{ OK} \\ \text{Relación D/C} &= 0.32 \end{aligned}$$

2.9.11. Determinar resistencia disponible en el alma de la viga principal

$$tw = 0.73 \text{ plg}$$

$$\begin{aligned} \Phi R_n &= 526.00 \text{ klb/plg} && \text{de AISC Manual 13a, Ed. Tabla 10-1} \\ \Phi R_{ntwb} &= 381.35 \text{ klb} \\ \Phi R_n > R_u & \text{ OK} \\ \text{Relación D/C} &= 0.05 \end{aligned}$$

2.9.12. Revisar la capacidad de los pernos

$$\begin{aligned} F_{nv} &= 54.00 \text{ klb/plg}^2 && \text{de Tabla J3.2 AISC 360-10} \\ A_b \text{ (área del perno)} &= 0.44 \text{ plg}^2 \\ & 122 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_u &= \Phi F_n v A_b = && 17.89 \text{ klb/perno} \\
 \Phi &(\text{LRFD}) = && \mathbf{0.75} \\
 2R_u &= 2\Phi F_n v A_b = && 35.78 \text{ klb/perno (doble corte)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_{\text{actuante}} &= R_u / \text{No. Pernos} = && 6.65 \text{ klb/perno} \\
 2R_u &> R_{\text{actuante}} && \mathbf{OK} \\
 \text{Relaci3n D/C} &= && \mathbf{0.19}
 \end{aligned}$$

2.9.13. Determinar la resistencia al aplastamiento en los agujeros en el angular, Secci3n J3.10, AISC 360-10

$$\begin{aligned}
 \Phi R_n &= \Phi 1.2 l_c t F_u \leq \Phi 2.4 d t F_u : && 19.58 \text{ klb} \\
 \Phi 2.4 d t F_u &= && 19.58 \text{ klb} \\
 \Phi 1.2 l_c t F_u &= && 28.55 \text{ klb} \\
 \Phi &(\text{LRFD}) = && \mathbf{0.75} \\
 l_c &= && \mathbf{2.19} \text{ plg}
 \end{aligned}$$

El corte en cada angular

$$\begin{aligned}
 R_{\text{angular}} &= R_u / \text{No. pernos} = && 6.65 \text{ klb/perno} \\
 R_{\text{angular}}/2 &= && 3.32 \text{ klb/perno} \\
 \Phi R_n &> R_{\text{angular}} && \mathbf{OK angular} \\
 \text{Relaci3n D/C} &= && \mathbf{0.17}
 \end{aligned}$$

2.9.14. Determinar la resistencia del alma de la viga secundaria (ruptura del bloque de corte), Secci3n J4.2, AISC 360-10

$$\begin{aligned}
 \Phi R_n &> R_u && \mathbf{OK} \\
 \text{Relaci3n D/C} &= && \mathbf{0.07} \\
 \Phi R_n &= \Phi(0.6 F_u A_{nv} + F_u A_{nt}) \leq \Phi(0.6 F_y A_{gv} + F_u A_{nt}) \\
 \Phi R_n &= && 298.53 \text{ klb} \\
 \Phi(0.6 F_u A_{nv} + F_u A_{nt}) &= && 308.46 \text{ klb} \\
 \Phi(0.6 F_y A_{gv} + F_u A_{nt}) &= && 298.53 \text{ klb} \\
 \Phi &(\text{LRFD}) = && \mathbf{0.75} \\
 A_{nv} &= t_w b [h_o - N_b (13/16 \text{ in} + 1/16 \text{ in})] \\
 A_{nv} &= && 4.23 \text{ plg}^2 \\
 A_{gv} &= t_w h_o = && 5.05 \text{ plg}^2 \\
 t_w b &= && 0.32 \text{ plg} \\
 h_o &= && 16.05 \text{ plg} \\
 A_{nt} &= && 3.79 \text{ plg}^2
 \end{aligned}$$

2.9.15. Determinar la resistencia a corte del alma de la viga secundaria, Sección J4.2, AISC 360-10

a) Fluencia por corte en el alma

$\Phi R_n > R_u$	OK
Relación D/C =	0.13
$\Phi R_n = \Phi 0.6F_y A_{gv} =$	151.63 klb
Φ (LRFD) =	1.00

b) Ruptura por corte en el alma

$\Phi R_n > R_u$	OK
Relación D/C =	0.16
$\Phi R_n = \Phi 0.6F_u A_{nv} =$	123.66 klb
Φ (LRFD) =	0.75

2.9.16. Determinar la resistencia a corte del alma de la viga principal, Sección J4.2, AISC 360-10

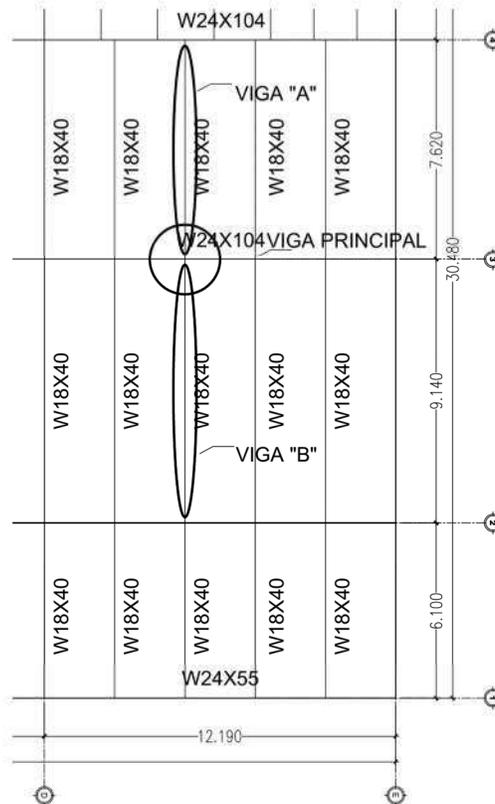
a) Fluencia por corte en el alma

$\Phi R_n > R_u$	OK
Relación D/C =	0.04
$\Phi R_n = \Phi 0.6F_y A_{gv} =$	518.52 klb
Φ (LRFD) =	1.00
$A_{nv} = t_w b [h_o - N_b (13/16 \text{ in} + 1/16 \text{ in})]$	
$A_{nv} =$	15.38 plg ²
$A_{gv} = t_w h_o =$	17.28 plg ²
$t_w b =$	0.73 plg
$h_o =$	23.84 plg
$A_{nt} =$	12.96 plg ²

b) Ruptura por corte en el alma

$\Phi R_n > R_u$	OK
Relación D/C =	0.04
$\Phi R_n = \Phi 0.6F_u A_{nv} =$	449.89 klb
Φ (LRFD) =	0.75

Paso 2.10. Diseñar conexión simple en primer nivel para dos vigas secundarias, viga A ubicada en eje 2-3/D-E, viga B ubicada en eje 3-4/D-E, al alma de la viga principal ubicada en eje 3/D-E, con doble ángulo y completamente pernada



2.10.1. Determinar las reacciones

Viga A

DL + SCDL = **11.89** klb

LL = **5.97** klb

Viga B

DL + SCDL = **7.94** klb

LL = **3.99** klb

2.20.2. Definir las propiedades de las vigas secundarias

Sección viga A = **W18x40**

Tipo de acero = **A992**

F_y = **50.00** klb/plg²

F_u = **65.00** klb/plg²

E = **29000.00** klb/plg²

T = **15-1/2** plg

L_{ev} = **1 1/4** plg

$L_{eh} = 1 \frac{1}{2}$ plg
 $e = 5.50$ plg

Sección viga B = **W18x40**
Tipo de acero = **A992**
 $F_y = 50.00$ klb/plg²
 $F_u = 65.00$ klb/plg²
 $E = 29000.00$ klb/plg²
 $T = 15\text{-}1/2$ plg
 $L_{ev} = 1 \frac{1}{4}$ plg
 $L_{eh} = 1 \frac{1}{2}$ plg
 $e = 5.50$ plg

2.10.3. Definir las propiedades de la viga principal

Sección viga principal = **W24x104**
Tipo de acero = **A992**
 $F_y = 50.00$ klb/plg²
 $F_u = 65.00$ klb/plg²
 $E = 29000.00$ klb/plg²
 $tw = 0.50$ plg

2.10.4. Analizar viga secundaria A

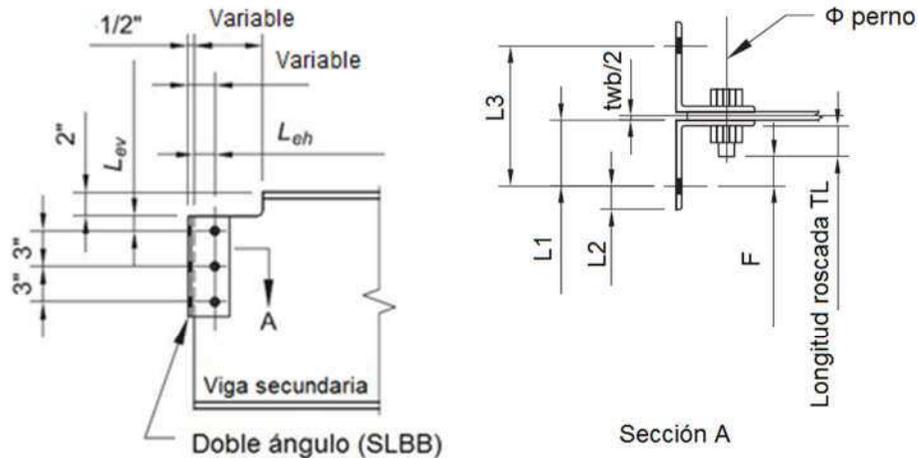
2.20.4.1. Definir las propiedades del angular

Sección = **2L4x3-1/2x1/4SLBB**
Tipo de acero = **A36**
 $F_y = 36.00$ klb/plg²
 $F_u = 58.00$ klb/plg²
 $E = 29000.00$ klb/plg²
Espesor = $1/4$ plg
 $b_{angular} = 4.00$ plg

2.10.4.2. Definir las propiedades de los pernos

Tipo de perno = **A325-N** (rosca incluida en el plano de corte)
 $\Phi_{perno} = 3/4$ plg
Tipo de agujero para perno = **STD**

2.10.4.3. Determinar las dimensiones de la conexión



$L_{eh} =$	1 1/2 plg
$L_{ev} =$	1 1/4 plg
$F =$	1 1/4 plg
$TL = \text{longitud roscada} =$	1 3/8 plg
$twb/2 =$	0.16 plg
$L1 = F + TL + \text{espesor angular} =$	2 14/16 plg
$L2 = b_{\text{angular}} - L1 =$	1 2/16 plg
$L3 = 2L1 + twb =$	6.07 plg
$L4 = L_{eh} + 1/2" =$	2.00 plg

de AISC Manual 13a. Ed. Tabla 7-15
de AISC Manual 13a. Ed. Tabla 7-15

2.10.4.4. Determinar la longitud máxima de la conexión, T

$T =$ 15-1/2 plg

No. Pernos = $N_b =$	3.00 unidades
separación =	3.00 plg
$L = \text{longitud colocación perno} =$	6.00 plg
$L < T$	OK

2.10.4.5. Determinar la reacción última metodología LRFD

$R_u = 1.2(DL+SCDL) + 1.6LL =$ 23.82 klb

2.20.4.6. Determinar la resistencia disponible para el perno y angular

ΦR_n (LRFD) =	76.40 klb	de AISC Manual 13a. Ed. Tabla 10-1
$\Phi R_n > R_u$	OK	
Relación D/C =	0.31	

2.10.4.7. Determinar la resistencia disponible en el alma de la viga

$L_{ev} =$	1 1/4 plg	
$L_{eh} =$	1 1/2 plg	
$\Phi R_n =$	188.00 klb/plg	de AISC Manual 13a. Ed. Tabla 10-1
$\Phi R_{ntwb} =$	59.22 klb	
$\Phi R_n > R_u$	OK	
Relación D/C =	0.40	

2.10.4.8. Determinar si existe fluencia por flexión y pandeo local en el alma de la viga

$c \leq 2d$	OK	
$c =$	5.00 plg	
$d =$	17.90 plg	
$2d =$	35.80 plg	
$dc \leq d/2$	OK	
$dc =$	2.00 plg	de AISC Manual 13a. Ed. Tabla 9-2
$d/2 =$	8.95 plg	
$c/d \leq 1$	OK	
$c/d =$	0.28	
Si $c/d \leq 1$ calcular f		
$f = 2(c/d) =$	0.56	
$f_{final} =$	0.56	
$c/ho \leq 1$	OK	
$ho =$	17.38 plg	
$c/ho =$	0.29	
Si $c/ho \leq 1$ calcular k		
$k = 2.2(ho/c)^{1.65} =$	17.18	
$k_{final} =$	17.18	
Solo frente al patín superior, el esfuerzo crítico por pandeo es		
$F_{cr} = 26 210(tw/ho)^2 f k \leq F_y$		
$F_{cr} = 26 210(tw/ho)^2 f k =$	82.68 klb/plg ²	
$tw =$	0.32 plg	
$F_{cr final} =$	50.00 klb/plg ²	
$\Phi R_n > R_u$	OK	

Relación D/C =	0.15	
$\Phi R_n = (\Phi F_{cr} S_{net})/e =$	163.64 klb	
Φ (LRFD) =	0.90	
$S_{net} =$	20.00 plg ³	de AISC Manual 13a. Ed. Tabla 9-2

2.10.4.9. Resistencia a corte en al alma de la viga, Sección J4.2 AISC 360-10

a) Fluencia por corte en el alma

$R_n = 0.60F_y A_{gv} =$	164.19 klb
$\Phi R_n > R_u =$	OK
Relación D/C =	0.15
$\Phi R_n =$	164.19 klb
Φ (LRFD) =	1.00

b) Ruptura por corte en el alma

$A_{nv} = tw [h_o - Nb(13/16plg + 1/16plg)]$	
$A_{nv} =$	4.65 plg ²
$R_n = 0.60F_u A_{nv} =$	181.20 klb
$\Phi R_n > R_u =$	OK
Relación D/C =	0.18
$\Phi R_n =$	135.90 klb
Φ (LRFD) =	0.75

2.10.4.10. Aplastamiento en agujero en el angular, Sección J3.10 AISC 360-10

$\Phi R_n = \Phi 1.2l_c t F_u \leq \Phi 2.4d t F_u =$	19.58 klb
$\Phi 2.4d t F_u =$	19.58 klb
$\Phi 1.2l_c t F_u =$	28.55 klb
Φ (LRFD) =	0.75
$l_c =$	2.19 plg

El corte en cada angular

$R_{angular} = R_u / \text{No. pernos} =$	7.94 klb/perno
$R_{angular}/2 =$	3.97 klb/perno
$\Phi R_n > R_{angular}$	OK angular
Relación D/C =	0.20

2.20.4.11. Determinar la capacidad de los pernos

$F_{nv} =$	54.00 klb/plg ²	de Tabla J3.2 AISC 360-10
A_b (área del perno) =	0.44 plg ²	
$R_u = \Phi F_{nv} A_b =$	17.89 klb/perno	
Φ (LRFD) =	0.75	

$$2R_u = 2\Phi F_n v A_b = 35.78 \text{ klb/perno (doble corte)}$$

$$R_{\text{actuante}} = R_u / \text{No. pernos} = 7.94 \text{ kip/perno}$$

$$2R_u > R_{\text{actuante}} = \text{OK}$$

$$\text{Relación D/C} = 0.22$$

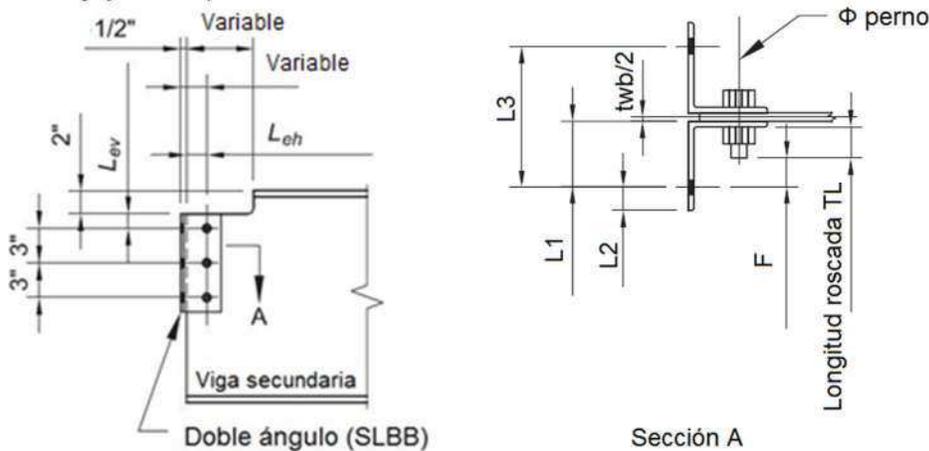
2.10.5. Analizar viga secundaria B

2.10.5.1. Definir las propiedades del angular

Sección =	2L4x3-1/2x1/4SLBB
Tipo de acero =	A36
F _y =	36.00 klb/plg ²
F _u =	58.00 klb/plg ²
E =	29000.00 klb/plg ²
Espesor =	1/4 plg
b _{angular} =	4.00 plg

2.10.5.2. Definir las propiedades de los pernos

Tipo de perno =	A325-N (rosca incluida en el plano de corte)
Φ _{perno} =	3/4 plg
Tipo de agujero del perno =	STD



2.10.5.3. Determinar las dimensiones de la conexión

L _{eh} =	1 1/4 plg	
L _{ev} =	1 1/2 plg	
F =	1 1/4 plg	de AISC Manual 13a. Ed. Tabla 7-15
TL = longitud roscada =	1 3/8 plg	de AISC Manual 13a. Ed. Tabla 7-15
twb/2 =	0.16 plg	
L1 = F + TL + espesor angula	2 14/16 plg	
L2 = b _{angular} - L1 =	1 2/16 plg	
L3 = 2L1 + twb =	6.07 plg	

$$L_4 = L_{eh} + 1/2" = 1.75 \text{ plg}$$

2.10.5.4. Determinar la longitud máxima de la conexión, T

$$T = 15-1/2 \text{ plg}$$

$$\text{No. Pernos} = N_b = 3.00 \text{ unidades}$$

$$\text{separación} = 3.00 \text{ plg}$$

$$L = \text{longitud colocación perno} = 6.00 \text{ plg}$$

$$L < T \quad \text{OK}$$

2.10.5.5. Determinar la reacción última metodología LRFD

$$R_u = 1.2(DL + SCDL) + 1.6LL = 15.91 \text{ klb}$$

2.10.5.6. Determinar la resistencia disponible para el perno y angular

$$\Phi R_n \text{ (LRFD)} = 76.40 \text{ klb} \quad \text{de AISC Manual 13a. Ed. Tabla 10-1}$$

$$\Phi R_n > R_u \quad \text{OK}$$

$$\text{Relación D/C} = 0.21$$

2.10.5.7. Determinar la resistencia disponible en el alma de la viga

$$L_{ev} = 1 \ 1/4 \text{ plg}$$

$$L_{eh} = 1 \ 1/2 \text{ plg}$$

$$\Phi R_n = 188.00 \text{ klb/plg} \quad \text{de AISC Manual 13a. Ed. Tabla 10-1}$$

$$\Phi R_{ntwb} = 59.22 \text{ klb}$$

$$\Phi R_n > R_u \quad \text{OK}$$

$$\text{Relación D/C} = 0.27$$

2.10.5.8. Determinar si existe cedencia por flexión y pandeo local en el alma de la viga

$$c \leq 2d \quad \text{OK}$$

$$c = 5.00 \text{ plg}$$

$$d = 17.90 \text{ plg}$$

$$2d = 35.80 \text{ plg}$$

$$d_c \leq d/2 \quad \text{OK}$$

$$d_c = 2.00 \text{ plg}$$

$$d/2 = 8.95 \text{ plg} \quad \text{de AISC Manual 13a. Ed. Tabla 9-2}$$

$$c/d \leq 1 \quad \text{OK}$$

$$c/d = 0.28$$

Si $c/d \leq 1$ calcular f

$$f = 2(c/d) = 0.56$$

$$f_{\text{final}} = 0.56$$

$$c/h_o \leq 1 \quad \text{OK}$$

$$h_o = 17.38 \text{ plg}$$

$$c/h_o = 0.29$$

Si $c/h_o \leq 1$ calcular k

$$k = 2.2(h_o/c)^{1.65} = 17.18$$

$$k_{\text{final}} = 17.18$$

Solo frente al patín superior, el esfuerzo crítico por pandeo es

$$F_{cr} = 26\,210(tw/h_o)^{2f} k \leq F_y$$

$$F_{cr} = 26\,210(tw/h_o)^{2f} k = 82.68 \text{ klb/plg}^2$$

$$tw = 0.32 \text{ plg}$$

$$F_{cr \text{ final}} = 50.00 \text{ klb/plg}^2$$

$$\Phi R_n > R_u \quad \text{OK}$$

$$\text{Relación D/C} = 0.10$$

$$\Phi R_n = (\Phi F_{cr} S_{\text{net}})/e = 163.64 \text{ klb}$$

$$\Phi \text{ (LRFD)} = 0.90$$

$$S_{\text{net}} = 20.00 \text{ plg}^3$$

de AISC Manual 13a. Ed. Tabla 9-2

2.10.5.9. Resistencia a corte en el alma de la viga, Sección J4.2 AISC 360-10

a) Fluencia por corte en el alma

$$R_n = 0.60F_y A_{gv} = 164.19 \text{ klb}$$

$$\Phi R_n > R_u \quad \text{OK}$$

$$\text{Relación D/C} = 0.10$$

$$\Phi R_n = 164.19 \text{ klb}$$

$$\Phi \text{ (LRFD)} = 1.00$$

b) Ruptura por corte en el alma

$$A_{nv} = tw [h_o - Nb(13/16\text{plg} + 1/16\text{plg})]$$

$$A_{nv} = 4.65 \text{ plg}^2$$

$$R_n = 0.60F_u A_{nv} = 181.20 \text{ klb}$$

$$\Phi R_n > R_u \quad \text{OK}$$

$$\text{Relación D/C} = 0.12$$

$$\Phi R_n = 135.90 \text{ klb}$$

$$\Phi \text{ (LRFD)} = 0.75$$

2.10.5.10. Aplastamiento en agujero en el angular, Sección J3.10 AISC 360-10

$$\begin{aligned}\Phi R_n &= \Phi 1.2lctFu \leq \Phi 2.4dtFu = & 19.58 \text{ klb} \\ \Phi 2.4dtFu &= & 19.58 \text{ klb} \\ \Phi 1.2lctFu &= & 28.55 \text{ klb} \\ \Phi \text{ (LRFD)} &= & \mathbf{0.75} \\ l_c &= & \mathbf{2.19} \text{ plg}\end{aligned}$$

El corte en cada angular

$$\begin{aligned}R_{\text{angular}} &= R_u/\text{No. pernos} = & 5.30 \text{ klb/perno} \\ R_{\text{angular}}/2 &= & 2.65 \text{ klb/perno} \\ \Phi R_n > R_{\text{angular}} & & \mathbf{OK \text{ angular}} \\ \text{Relación D/C} &= & \mathbf{0.14}\end{aligned}$$

2.10.5.11. Determinar la capacidad de los pernos

$$\begin{aligned}F_{nv} &= & \mathbf{54.00} \text{ klb/plg}^2 & \text{ de Tabla J3.2 AISC 360-10} \\ A_b \text{ (área del perno)} &= & 0.44 \text{ plg}^2 \\ \\ R_u = \Phi F_{nv} A_b &= & 17.89 \text{ klb/perno} \\ \Phi \text{ (LRFD)} &= & \mathbf{0.75} \\ 2R_u = 2\Phi F_{nv} A_b &= & 35.78 \text{ klb/perno (doble corte)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}R_{\text{actuante}} &= R_u/\text{No. pernos} = & 5.30 \text{ klb/perno} \\ 2R_u > R_{\text{actuante}} & & \mathbf{OK} \\ \text{Relación D/C} &= & \mathbf{0.15}\end{aligned}$$

2.10.6. Analizar viga principal

2.10.6.1. Determinar el soporte en el alma de la viga

Cada perno en la viga A, soporta

$$R_{uA} = R_u/(2Nb) = 3.97 \text{ klb/perno}$$

Cada perno en la viga B, soporta

$$R_{uB} = R_u/(2Nb) = 2.65 \text{ klb/perno}$$

$$R_{u\text{perno}} = R_{uA} + R_{uB} = 6.62 \text{ klb/perno}$$

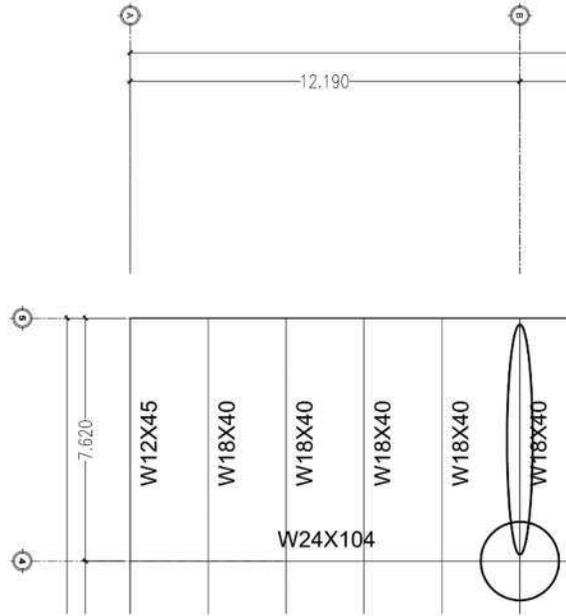
2.10.6.2. Resistencia disponible al aplastamiento en cada agujero del perno

$$\begin{aligned}\Phi r_n t_w > R_{u\text{perno}} & & \mathbf{OK} \\ \text{Relación D/C} &= & \mathbf{0.15} \\ \Phi r_n t_w &= & 43.90 \text{ klb/perno} \\ \Phi r_n &= & \mathbf{87.80} \text{ klb/plg} & \text{ de AISC Manual 13a. Ed. Tabla 7-5} \\ t_w &= & 0.50 \text{ plg}\end{aligned}$$

2.10.6.3. Determinar la resistencia al aplastamiento por perforaciones de los pernos en el alma de la viga, Sección J3.10 AISC 360-10

$\Phi R_n > R_{u_{perno}}$	OK
Relación D/C =	0.15
$\Phi R_n = \Phi 1.2lctFu \leq \Phi 2.4dtFu :$	43.88 klb
$\Phi 2.4dtFu =$	43.88 klb
$\Phi 1.2lctFu =$	63.98 klb
Φ (LRFD) =	0.75
lc =	2.19 plg

Paso 2.11. Diseñar conexión simple en primer nivel, para viga secundaria ubicada en eje B/4-5, al alma de columna ubicada en eje 4/B, mediante placa simple extendida y completamente pernada



2.11.1. Determinar las reacciones en la viga

DL + SDCL = 10.06 klb
 LL = 5.05 klb

2.21.2. Definir las propiedades de la viga

Sección = W18x40
 Tipo de acero = A992
 $F_y = 50.00$ klb/plg²
 $F_u = 65.00$ klb/plg²
 $E = 29000.00$ klb/plg²
 $t_w = 0.32$ plg
 $d = 17.90$ plg
 $T = 15-1/2$ plg
 $L_{ev} = 1\ 1/2$ plg
 $L_{eh} = 1\ 1/4$ plg

2.11.3. Definir las propiedades de la columna

Sección = W10x88
 Tipo de acero = A992
 $F_y = 50.00$ klb/plg²
 $F_u = 65.00$ klb/plg²
 $E = 29000.00$ klb/plg²

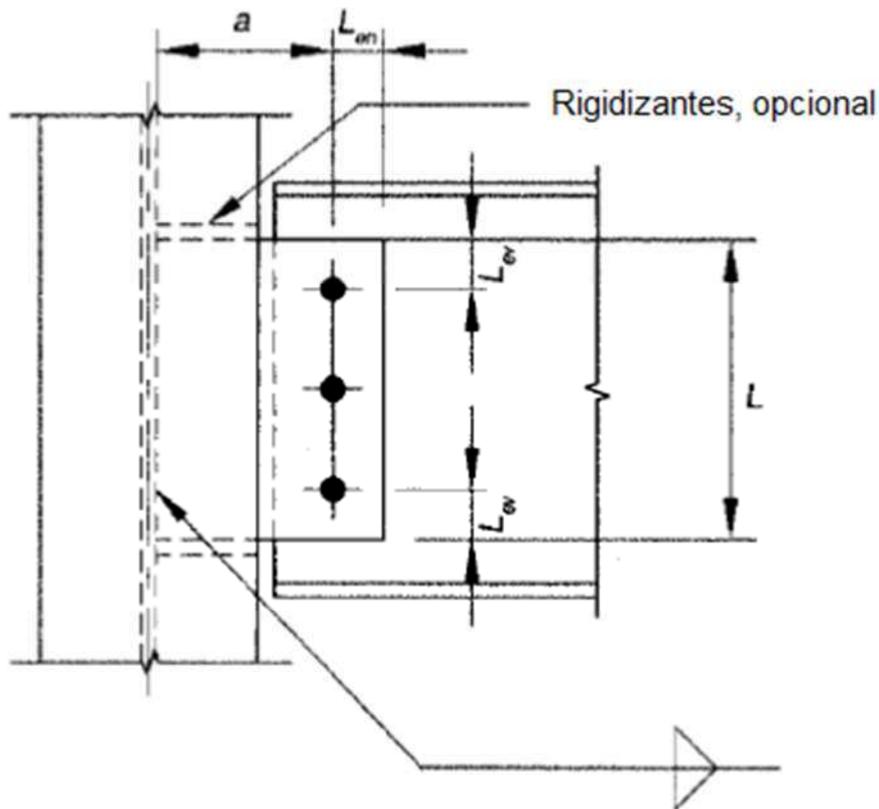
tw = 0.61 plg
 bf = 10.30 plg

2.11.4. Definir las propiedades de la placa de conexión

Tipo de acero = **A36**
 Fy = **36.00** klb/plg²
 Fu = **58.00** klb/plg²
 E = **29000.00** klb/plg²
 longitud de placa, Lp = 15.00 plg

2.21.5. Definir las propiedades del perno

Tipo de perno = **A325-N** (rosca incluida en el plano de corte)
 Φ_{perno} = **3/4** plg
 Tipo de agujero para perno = **STD**
 No. Filas = **1.00** unidades
 pernos por fila, Nb = **5.00** unidades
 espaciamiento, Sb = **3.00** plg



2.11.6. Determinar la reacción última metodología LRFD

$R_u = 1.2(DL + SCDL) + 1.6LL = 20.15$ klb
 136

2.11.7. Determinar la distancia del soporte a la primera línea de pernos y la distancia para el centro de gravedad del grupo de pernos, si se requiere

$$a = bf/2 + L_{eh} + 1/2plg = 6.90 \text{ plg}$$

$$e = a + S_{gp}/2 = 6.90 \text{ plg}$$

$$T > L_p \quad \text{OK}$$

$$S_{gp} = 0.00 \text{ plg}$$

$$S_{gp}/2 = 0.00 \text{ plg}$$

2.11.8. Determinar la resistencia del apoyo de un perno en el alma de la viga

$$\Phi_{rn} t_w = 27.66 \text{ klb}$$

$$\Phi_{rn} = 87.80 \text{ klb/plg} \quad \text{de AISC Manual 13a. Ed. Tabla 7-5}$$

2.11.9. Determinar la resistencia a corte de un perno

$$\Phi_{rn} = 17.90 \text{ klb} \quad \text{de AISC Manual 13a. Ed. Tabla 7-1}$$

2.11.10. Determinar la resistencia de la fila o grupo de pernos

$$\text{Determinar } C, \text{ por interpolación para } e \text{ (plg)} = 6.90$$

$$C = 2.33 \text{ de AISC Manual 13a. Ed. Tabla 7-7}$$

$$\Phi_{rn} C > R_u \quad \text{OK}$$

$$0.48$$

$$\Phi_{rn} C = 41.71 \text{ klb}$$

2.11.11. Determinar el máximo espesor de la placa

$$F_{nv} = 54.00 \text{ klb/plg}^2 \quad \text{de Tabla J3.2 AISC 360-10}$$

$$C' = 17.10 \text{ plg} \quad \text{de AISC Manual 13a. Ed. Tabla 7-7}$$

$$M_{\max} = (F_{nv}/0.90) (Ab C') = 453.27 \text{ klb-plg}$$

$$Ab = 0.44 \text{ plg}^2$$

$$t_{\max} = 6M_{\max}/(F_y d^2) = 0.34 \text{ plg}$$

$$t_{\text{a utilizar}} = 1/2 \text{ plg}$$

2.11.12. Aplastamiento del perno en la placa, Sección J3.10 AISC 360-10

$$l_c = S_b/2 - (13/16)/2plg = 1.09 \text{ plg}$$

$$R_n = 1.2l_c t F_u \leq 2.4d t F_u = 38.06 \text{ klb/perno}$$

$$2.4d t F_u = 52.20 \text{ klb/perno}$$

$$1.2l_c t F_u = 38.06 \text{ klb/perno}$$

$\Phi R_n > \Phi r_n$ **OK**
 Relación D/C = **0.63**
 $\Phi R_n =$ 28.55 klb/perno
 Φ (LRFD) = **0.75**

2.11.13. Determinar fluencia por corte en la placa, Sección J4.2-a AISC 360-10

$\Phi R_n > R_u$ **OK**
 Relación D/C = **0.12**
 $\Phi R_n = \Phi 0.60 F_y A_{gv} =$ 162.00 klb
 Φ (LRFD) = **1.00**

2.11.14. Determinar ruptura por corte en la placa, Sección J4.2-b AISC 360-10

$A_{nv} = t_p [d - n (db + 1/8 plg)] =$ 5.31 plg²

$\Phi R_n > R_u$ **OK**
 Relación D/C = **0.15**
 $\Phi R_n = \Phi 0.60 F_u A_{nv} =$ 138.66 klb
 Φ (LRFD) = **0.75**

2.11.15. Ruptura por el bloque de corte en la placa, Sección J4.3 AISC 360-10

$L_{ev} =$ 1 1/2 plg
 $L_{eh} + 3plg =$ 4 1/4 plg

$U_{bs} =$ **0.50** de Sección J4.3 AISC 360-10, esfuerzo a tensión no es uniforme

$A_{nt} = t_p [L_{eh} - (S_b/2)(13/16plg + 1/16plg)]$
 $A_{nt} =$ 1.47 plg²

$\Phi U_{bs} F_u A_{nt} =$ 31.95 klb
 Φ (LRFD) = **0.75**

$\Phi 0.60 F_y A_{gv} t_p =$ 109.50 klb
 $\Phi 0.60 F_y A_{gv} =$ **219.00** klb/plg de AISC Manual 13a. Ed. Tabla 9-3b

$\Phi 0.60 F_u A_{nv} t_p =$ 125.00 klb
 $\Phi 0.60 F_u A_{nv} =$ **250.00** klb/plg de AISC Manual 13a. Ed. Tabla 9-3c

Mínima [$\Phi 0.60 F_y A_{gv} t_p$, $\Phi 0.60 F_u A_{nv} t_p$] = 109.50 klb

$\Phi R_n = \Phi U_{bs} F_u A_{nt} +$ Mínima [$\Phi 0.60 F_y A_{gv} t_p$, $\Phi 0.60 F_u A_{nv} t_p$]

$\Phi R_n =$ 141.45 klb

$\Phi R_n > R_u$ **OK**
 Relación D/C = **0.14**

2.11.16. Fluencia por corte, pandeo por corte y fluencia por flexión en la placa

$$\begin{aligned} [V_u/\Phi_v V_n]^2 + [M_u/\Phi_b M_n]^2 &\leq 1 && \text{OK} \\ [V_u/\Phi_v V_n]^2 + [M_u/\Phi_b M_n]^2 &= && 0.09 \end{aligned}$$

De los datos anteriores

$$\begin{aligned} V_u &= && 20.15 \text{ klb} \\ \Phi_v V_n &= && 162.00 \text{ klb} \end{aligned}$$

$$M_u = V_u e = 241.82 \text{ klb-plg}$$

$$\begin{aligned} \Phi_b M_n = \Phi_b F_y Z_{pl} &= && 911.25 \text{ klb-plg} \\ \Phi_b \text{ (LRFD)} &= && \mathbf{0.90} \end{aligned}$$

2.11.17. Determinar el pandeo local de la placa

$$\begin{aligned} c &= && 12.00 \text{ plg} \\ h_o &= && 15.00 \text{ plg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \lambda = h_o \sqrt{F_y} / [10 t_w \sqrt{(475 + 280(h_o/c)^2)}] &= && 0.60 \\ \lambda \leq 0.70 & && \mathbf{Q = 1} \end{aligned}$$

$$Q F_y = 36.00 \text{ klb/plg}^2$$

2.11.18. Determinar la ruptura por flexión en la placa

$$\begin{aligned} \Phi M_n > M_u & && \text{OK} \\ \text{Relación D/C} &= && \mathbf{0.28} \\ \Phi M_n = \Phi F_u Z_{net} &= && 878.70 \text{ klb-plg} \\ Z_{net} &= && \mathbf{20.20} \text{ plg}^3 \\ \Phi \text{ (LRFD)} &= && \mathbf{0.75} \end{aligned}$$

de AISC Manual 13a, Ed. Tabla 15-2

2.11.19. Determinar espesor de soldadura entre placa y alma de la columna

$$\begin{aligned} w = 5/8 t_p = D &= && 0.31 \text{ plg} \\ W_{a \text{ utilizar}} &= && \mathbf{5/16} \text{ plg} && \text{soldadura tipo filete para} \\ & && && \text{ambos lados de la placa} \end{aligned}$$

2.11.20. Determinar la resistencia del alma de la columna a la soldadura

$$\begin{aligned} t_{min} < t_w \text{ columna} & && \text{OK} \\ t_{min} = 3.09 D / F_u &= && 0.24 \text{ plg} \\ \text{tipo de electrodo} &= && \mathbf{E-70} \\ F_{EXX} &= && \mathbf{70.00} \text{ klb/plg}^2 \end{aligned}$$

2.11.21. Resistencia de soldadura de doble filete, Sección J2.4-a, AISC 360-10

$$D = \mathbf{5/16} \text{ plg}$$

$$A_{we} = D/\sqrt{2} = 0.22 \text{ plg}$$

$$F_{nw} = 0.60F_{exx} (1 + 0.5 \sin^{1.5} \theta) = 42.00 \text{ klb/plg}^2$$

$$F_{EXX} = 70.00 \text{ klb/plg}^2$$

$$Rn = F_{nw} A_{we} = 9.28 \text{ klb/plg}$$

Para 2 lados

$$2Rn = 2F_{nw} A_{we} = 18.56 \text{ klb/plg}$$

$$\Phi (\text{LRFD}) = \mathbf{0.75}$$

$$2\Phi Rn = 13.92 \text{ klb/plg}$$

$$L = F_{total}/2\Phi Rn = 1.45 \text{ plg para cada lado}$$

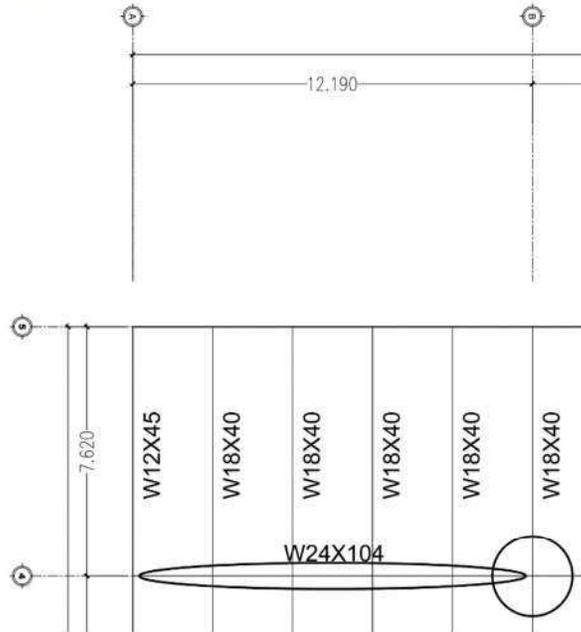
$$L \text{ a utilizar} = \mathbf{2.00} \text{ plg para cada lado}$$

$$2\Phi RnL = 27.84 \text{ klb}$$

$$\text{Relaci3n D/C} = \mathbf{0.72}$$

Conclusi3n **Soldadura OK**

Paso 2.12. Diseñar conexión simple, primer nivel, para viga principal ubicada en eje A-B/4, al patín de la columna ubicada en el eje 4/B, mediante una placa simple soldada al patín de columna y pernada al alma de la viga



2.12.1. Determinar las reacciones en la viga

DL + SDCL = 42.03 klb
 LL = 20.06 klb

2.12.2. Definir las propiedades de la viga

Sección = **W24x104**
 Tipo de acero = **A992**
 $F_y = 50.00$ klb/plg²
 $F_u = 65.00$ klb/plg²
 $E = 29000.00$ klb/plg²
 $t_w = 0.50$ plg
 $d = 24.10$ plg
 $T = 20-3/4$ plg
 $L_{ev} = 1\ 1/2$ plg
 $L_{eh} = 2$ plg

2.12.3. Definir las propiedades de la columna

Sección = **W10x88**
 Tipo de acero = **A992**
 $F_y = 50.00$ klb/plg²
 $F_u = 65.00$ klb/plg²
 $E = 29000.00$ klb/plg²
 $t_w = 0.61$ plg

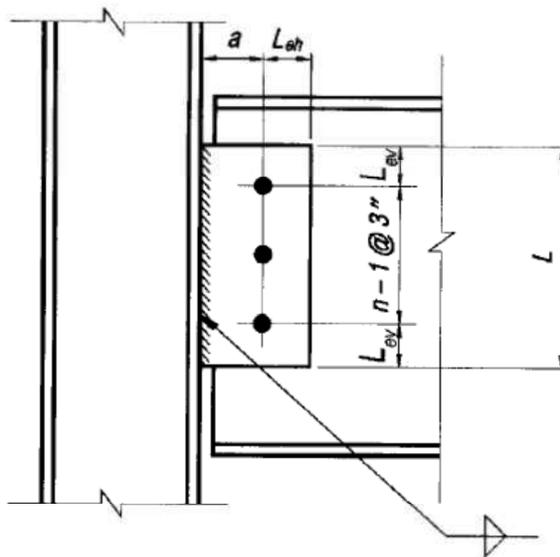
bf = 10.30 plg

2.12.4. Definir las propiedades de la placa de conexión

Tipo de acero = **A36**
Fy = **36.00** klb/plg²
Fu = **58.00** klb/plg²
E = **29000.00** klb/plg²
L_{placa} = **21** plg
t_{placa} = **7/16** plg
tamaño de soldadura, t_s = **5/16** plg
T > L_{placa} **OK Lplaca**

2.12.5. Definir las propiedades del perno

Tipo de perno = **A325-N** (rosca incluida en el plano de corte)
Φ_{perno} = **1** plg
Tipo de agujero para perno = **STD**
No. Filas = **1.00** unidades
pernos por fila, Nb = **7.00** unidades
espaciamiento, Sb = **3.00** plg



2.12.6. Determinar la reacción última metodología LRFD

Ru = 1.2(DL + SC DL) + 1.6LL = 82.53 klb

2.12.7. Determinar la resistencia de la placa de conexión

ΦRn (Tabla 10-9a, Manual AISC 13a. Ed.) = **156.00** klb
ΦRn > Ru **OK**

2.12.8. Determinar la resistencia del alma de la viga

$$\Phi R_n \text{ (Tabla 10-1, Manual AISC 13a. Ed.)} = 797.00 \text{ klb/plg}$$

$$\Phi R_n t_{wb} = 398.50 \text{ klb}$$

$$\Phi R_n > R_u \quad \text{OK}$$

2.12.9. Determinar espesor de soldadura entre placa y patín de la columna

$$w = 5/8 t_p = D = 0.27 \text{ plg}$$

$$W \text{ a utilizar} = 5/16 \text{ plg} \quad \text{soldadura tipo filete para ambos lados de la placa}$$

2.12.10. Determinar la resistencia del patín de la columna a la soldadura

$$t_{min} < t_f \text{ columna} \quad \text{OK}$$

$$t_{min} = 3.09D/F_u = 0.24 \text{ plg}$$

$$\text{tipo de electrodo} = \text{E-70}$$

$$F_{EXX} = 70.00 \text{ klb/plg}^2$$

2.12.11. Resistencia de soldadura de doble filete, Sección J2.4-a, AISC 360-10

$$D = 5/16 \text{ plg}$$

$$A_{we} = D/\sqrt{2} = 0.22 \text{ plg}$$

$$F_{nw} = 0.60F_{exx} (1 + 0.5 \sin^{1.5} \theta) = 42.00 \text{ klb/plg}^2$$

$$F_{EXX} = 70.00 \text{ klb/plg}^2$$

$$R_n = F_{nw} A_{we} = 9.28 \text{ klb/plg}$$

Para 2 lados

$$2R_n = 2F_{nw} A_{we} = 18.56 \text{ klb/plg}$$

$$\Phi \text{ (LRFD)} = 0.75$$

$$2\Phi R_n = 13.92 \text{ klb/plg}$$

$$L = F_{total}/2\Phi R_n = 5.93 \text{ plg para cada lado}$$

$$L \text{ a utilizar} = 7.00 \text{ plg para cada lado}$$

$$2\Phi R_n L = 97.45 \text{ klb}$$

$$\text{Relación D/C} = 0.85$$

Conclusión **Soldadura OK**

Paso 3: Integración de carga de viento, integración de carga sísmica, cálculo del cortante basal sísmico, análisis bidimensional de los marcos resistentes a carga lateral, prediseño de elementos que integran los marcos resistentes a carga lateral, revisión de límite de deriva.

Paso 3.1. Integración de carga de viento para el sentido X-x

3.1.1. Determinar coeficientes de viento

$V_{\text{(velocidad del viento)}} =$	65.00 mph	Mapa 1. Zonas de velocidad básica del viento para Guatemala Sección 2.3.1
$K_d \text{ (factor direccionador)} =$	0.85	Tabla VI, Sección 2.3.2
$I_w \text{ (factor de importancia)} =$	1.00	Tabla VII, Sección 2.3.3
Exposición =	C	Tabla VIII, Sección 2.3.4
$K_z = 2.01(z/z_g)^{2/\alpha} =$	1.09	Coficiente de exposición, Sección 2.3.5
$K_z = 2.01(15/z_g)^{2/\alpha} =$	0.85	Coficiente de exposición, Sección 2.3.5
$K_{z \text{ a utilizar}} =$	1.09	para $z = 48.56$ pie
$z =$	48.56 pie	altura total del edificio
$z_g =$	900.00 pie	Tabla IX, Sección 2.3.5
$\alpha =$	9.50	Tabla IX, Sección 2.3.5
$K_{zt} \text{ (factor efecto topografico)} =$	1.00	Sección 2.3.6.1

3.1.2. Determinar la frecuencia fundamental de la estructura

Frecuencia fundamental aproximada, Sección 2.3.7.2

$$h_{\text{edificio}} \leq 300 \text{ pie} \quad \text{OK, calcular na}$$

$$h_{\text{edificio}} = 48.56 \text{ pie}$$

$$h_{\text{edificio}} < L_{\text{eff}} \quad \text{OK, calcular na}$$

$$L_{\text{eff}} = \sum h_i \quad \text{para sentido X-x}$$

$$na = 22.2/h^{0.8} = 0.99 \text{ Hz} \quad \text{frecuencia aproximada}$$

$$\text{Estructura} = \text{Flexible}$$

3.1.3. Factor de ráfaga para estructuras rígidas

$$G = 0.925 [(1 + 1.7g_Q I_z Q)/(1 + 1.7g_v I_z)]$$

$$G = 0.85$$

$$g_Q = 3.40 \text{ factor de respuesta de segundo plano Sección 2.3.7.4}$$

$$I_z = c(33/z)^{1/6} = 0.20$$

$$z = 0.6H = 29.13 \text{ pie} \quad \text{altura equivalente}$$

$$c = 0.20 \text{ Tabla IX, Sección 2.3.5}$$

$g_v =$	3.40	factor de respuesta del viento, Sección 2.3.7.4
$Q = \sqrt{[1/(1 + 0.63((B+h)/L_z)^{0.63}]}$		
$Q =$	0.85	
$B =$	159.97	pie base normal dir del viento
$h =$	48.56	pie
$L_z = l (z/33)^\epsilon =$	487.69	pie
$l =$	500.00	pie Tabla IX, Sección 2.3.5
$\epsilon =$	1/5	Tabla IX, Sección 2.3.5

3.1.4. Factor de ráfaga para estructuras flexibles

$$G_f = 0.925[(1 + 1.7l_z \sqrt{(g_Q^2 Q^2 + g_R^2 R^2)}) / (1 + 1.7g_v l_z)]$$

$G_f =$	0.87
---------	------

$$g_R = (2 \ln(3600 na))^{1/2} + 0.577 / (2 \ln(3600 na))^{1/2}$$

$g_R =$	4.19
---------	------

$$R = [1/\beta R_n R_h R_B (0.53 + 0.47R_L)]^{1/2}$$

$R =$	0.20
-------	------

$$R_n = 7.47N_1 / (1 + 10.3N_1)^{5/3}$$

$R_n =$	0.04
---------	------

$N_1 = n_1 L_z / V_z =$	7.97
-------------------------	------

$n_1 = na =$	0.99	Hz
--------------	------	----

$V_z = b (z/33)^\alpha (88/60)V =$	60.79	mph
------------------------------------	-------	-----

$b =$	0.65	Tabla IX, Sección 2.3.5
-------	-------------	-------------------------

$\alpha =$	0.15	Tabla IX, Sección 2.3.5
------------	-------------	-------------------------

$\beta =$	0.01	Sección 2.3.7.4
-----------	-------------	-----------------

$R_{h \text{ a utilizar}} =$	0.24
------------------------------	------

$R_h = 1/\eta - 1/2\eta^2 (1 - e^{-2\eta})$	0.24
---	------

$R_h =$	1.00
---------	------

$\eta = 4.6n_1 h/V_z =$	3.65
-------------------------	------

$R_{B \text{ a utilizar}} =$	0.08
------------------------------	------

$R_B = 1/\eta - 1/2\eta^2 (1 - e^{-2\eta})$	0.08
---	------

$R_B =$	1.00
---------	------

$\eta = 4.6n_1 B/V_z =$	12.03	
$R_{L \text{ a utilizar}} =$	0.03	
$R_L = 1/\eta - 1/2\eta^2 (1 - e^{-2\eta})$	0.03	
$R_L =$	1.00	
$\eta = 15.4n_1 L/V_z =$	30.22	
$L =$	120.01 pie	base paralela dir del viento
$G_{\text{a utilizar}} =$	0.87	

3.1.5. Clasificación de cerramiento del edificio

Edificio cerrado Sección 2.3.8

3.1.6. Coeficientes de presión interna

$GC_{pi} =$ **0.18** Tabla XI, Sección 2.3.8

$GC_{pi} =$ **-0.18** Tabla XI, Sección 2.3.8

Los signos \pm significan presiones actuando a favor y en contra de las superficies internas del edificio respectivamente

Se consideran los dos casos para determinar la carga crítica

3.1.7. Coeficiente de presión externa, (C_p)

C_p (depende de L/B) = **0.80** para paredes de barlovento (en contra del viento)
Tabla XII, Sección 2.3.8

C_p (depende de L/B) = **-0.30** para paredes de sotavento (a favor del viento)
Tabla XII, Sección 2.3.8

3.1.8. Presión de velocidad, q_z

$q_z = 0.00256K_z K_{zt} K_d V^2 I_w$ Sección 2.3.9

$q_z =$ 9.99 lb/pie²

3.1.9. Carga de diseño por viento, p

$p = q G C_p - q_i(GC_{pi}) =$ 5.15 lb/pie² para barlovento, Sección 2.3.10

$p = q G C_p - q_i(GC_{pi}) =$ -0.81 lb/pie² para sotavento, Sección 2.3.10

Paso 3.2. Integración de carga de viento para el sentido Y-y

3.2.1. Determinar coeficientes de viento

V (velocidad del viento) =	65.00 mph	Mapa 1. Zonas de velocidad básica del viento para Guatemala sección 2.3.1
K_d (factor direccionador) =	0.85	Tabla VI, Sección 2.3.2
I_w (factor de importancia) =	1.00	Tabla VII, Sección 2.3.3
Exposición =	C	Tabla VIII, Sección 2.3.4
$K_z = 2.01(z/z_g)^{2/\alpha} =$	1.09	Coefficiente de exposición, Sección 2.3.5
$K_z = 2.01(15/z_g)^{2/\alpha} =$	0.85	Coefficiente de exposición, Sección 2.3.5
K_{za} utilizar =	1.09 para	$z = 48.56$ pie
$z =$	48.56 pie	altura total del edificio
$z_g =$	900.00 pie	Tabla IX, Sección 2.3.5
$\alpha =$	9.50	Tabla IX, Sección 2.3.5
K_{zt} (factor efecto topografico) =	1.00	Sección 2.3.6.1

3.2.2. Determinar la frecuencia fundamental de la estructura

Frecuencia fundamental aproximada, Sección 2.3.7.2

$h_{edificio} \leq 300$ pie	OK, calcular na	
$h_{edificio} =$	48.56 pie	
$h_{edificio} < L_{eff}$	OK, calcular na	
$L_{eff} = \sum h_i l_i / \sum h_i =$	120.01 pie	para sentido Y-Y
$na = 22.2/h^{0.8} =$	0.99 Hz	frecuencia aproximada
Estructura =	Flexible	

3.2.3. Factor de ráfaga para estructuras rígidas

$G = 0.925 [(1 + 1.7g_Q l_z Q) / (1 + 1.7g_v l_z)]$		
$G =$	0.86	
$g_Q =$	3.40	factor de respuesta de segundo plano Sección 2.3.7.4
$l_z = c(33/z)^{1/6} =$	0.20	
$z = 0.6H =$	29.13 pie	altura equivalente
$c =$	0.20	Tabla IX, Sección 2.3.5

$g_v =$ **3.40** factor de respuesta del viento, Sección 2.3.7.4

$$Q = \sqrt{[1/(1 + 0.63((B+h)/L_z)^{0.63})]}$$

$Q =$ 0.87

$B =$ **120.01** pie base normal dir del viento

$h =$ **48.56** pie

$L_z = I (z/33)^e =$ 487.69 pie

$I =$ **500.00** pie Tabla IX, Sección 2.3.5

$e =$ **1/5** Tabla IX, Sección 2.3.5

3.2.4. Factor de ráfaga para estructuras flexibles

$$G_f = 0.925[(1 + 1.7I_z \sqrt{(g_Q^2 Q^2 + g_R^2 R^2)}) / (1 + 1.7g_v I_z)]$$

$G_f =$ 0.88

$$g_R = (2 \ln(3600 na))^{1/2} + 0.577 / (2 \ln(3600 na))^{1/2}$$

$g_R =$ 4.19

$$R = [1/\beta R_n R_h R_B (0.53 + 0.47R_L)]^{1/2}$$

$R =$ 0.23

$$R_n = 7.47N_1 / (1 + 10.3N_1)^{5/3}$$

$R_n =$ 0.04

$N_1 = n_1 L_z / V_z =$ 7.97

$n_1 = na =$ 0.99 Hz

$V_z = b (z/33)^\alpha (88/60)V =$ 60.79 mph

$b =$ **0.65** Tabla IX, Sección 2.3.5

$\alpha =$ **0.15** Tabla IX, Sección 2.3.5

$\beta =$ **0.01** Sección 2.3.7.4

$R_{h \text{ a utilizar}} =$ 0.24

$R_h = 1/\eta - 1/2\eta^2 (1 - e^{-2\eta})$ 0.24

$R_h =$ 1.00

$\eta = 4.6n_1 h/V_z =$ 3.65

$R_{B \text{ a utilizar}} =$ 0.10

$R_B = 1/\eta - 1/2\eta^2 (1 - e^{-2\eta})$ 0.10

$R_B =$ 1.00

$\eta = 4.6n_1 B/V_z =$	9.03	
$R_{L \text{ a utilizar}} =$	0.02	
$R_L = 1/\eta - 1/2\eta^2 (1 - e^{-2\eta})$	0.02	
$R_L =$	1.00	
$\eta = 15.4n_1 L/V_z =$	40.28	
$L =$	159.97 pie	base paralela dir del viento
$G_{\text{a utilizar}} =$	0.88	

3.2.5. Clasificación de cerramiento del edificio

Edificio cerrado Sección 2.3.8

3.2.6. Coeficientes de presión interna

$GC_{pi} =$ **0.18** Tabla XI, Sección 2.3.8

$GC_{pi} =$ **-0.18** Tabla XI, Sección 2.3.8

Los signos \pm significan presiones actuando a favor y en contra de las superficies internas del edificio respectivamente

Se consideran los dos casos para determinar la carga crítica

3.2.7. Coeficiente de presión externa, (C_p)

C_p (depende de L/B) = **0.80** para paredes de barlovento (en contra del viento)
Tabla XII, Sección 2.3.8

C_p (depende de L/B) = **-0.30** para paredes de sotavento (a favor del viento)
Tabla XII, Sección 2.3.8

3.2.8. Presión de velocidad, q_z

$q_z = 0.00256K_z K_{zt} K_d V^2 I_w$ Sección 2.3.9

$q_z =$ 9.99 lb/pie²

3.2.9. Carga de diseño por viento, p

$p = q G C_p - q_i(GC_{pi}) =$ 5.25 lb/pie² para barlovento, Sección 2.3.10

$p = q G C_p - q_i(GC_{pi}) =$ -0.84 lb/pie² para sotavento, Sección 2.3.10

Tabla con la Distribución de presiones de viento en cada nivel

Piso	z (pie)	K_z	K_{zt}	K_d	V (mph)	q_z (lb/pie ²)	G	C_p (barlovento)	C_p (sotavento)	GC_{pi}
Base	6.07	0.85	1.00	0.85	65.00	7.80	0.88	0.80	-0.30	0.18
1.00	12.14	0.85	1.00	0.85	65.00	7.80	0.88	0.80	-0.30	0.18
2.00	24.28	0.94	1.00	0.85	65.00	8.64	0.88	0.80	-0.30	0.18
3.00	36.42	1.02	1.00	0.85	65.00	9.41	0.88	0.80	-0.30	0.18
4.00	48.56	1.09	1.00	0.85	65.00	9.99	0.88	0.80	-0.30	0.18

GC_{pi}	qGC_p (lb/pie ²)	qGC_p (lb/pie ²)	$q_i GC_{pi}$ (lb/pie ²)	$q_i GC_{pi}$ (lb/pie ²)	p_b barlovento (lb/pie ²)	p_s sotavento (lb/pie ²)
-0.18	5.51	-2.64	1.80	-1.80	5.25	-0.84
-0.18	5.51					
-0.18	6.09					
-0.18	6.64					
-0.18	7.05					

p_b carga de diseño por viento, barlovento

p_s carga de diseño por viento, sotavento

Paso 3.3. Integración de carga sísmica en el sentido X-x

3.3.1. Determinar el coeficiente sísmico

Clase de sitio =	D	Tabla XIII, Sección 2.4.1
Municipio =	Mixco	
Parámetros de aceleración espectral:		
Parámetro S_s =	1.50	Tabla, Anexo 2
Parámetro S_1 =	0.55	Tabla, Anexo 2
Categoría de riesgo =	II	Tabla III, Sección 1.2
T_L =	8.00 s	Tabla XVII, Sección 2.4.8
Factor de importancia, I_e =	1.00	Tabla XIV, Sección 2.4.3
Coeficientes de sitio:		
F_a =	1.00	Tabla XV, Sección 2.4.4
F_v =	1.50	Tabla XVI, Sección 2.4.4

3.3.2. Coeficientes para máximo sismo esperado

$S_{MS} = F_a S_s =$	1.50	Sección 2.4.6
$S_{M1} = F_v S_1 =$	0.83	Sección 2.4.6

3.3.3. Parámetros de diseño de aceleración espectral

$S_{DS} = 2/3 S_{MS} =$	1.00	Sección 2.4.7
$S_{D1} = 2/3 S_{M1} =$	0.55	Sección 2.4.7

3.3.4. Categoría de diseño sísmico

Categoría por S_{DS} =	D	Tabla XVIII, Sección 2.4.9
Categoría por S_{D1} =	D	Tabla XIX, Sección 2.4.9
Categoría a usar =	D	(se asigna la más crítica)

3.3.5. Sistema estructural

Sentido X-x		
Sistema estructural =	SMF	
R =	8.00	Tabla XX, Sección 2.4.10
Ω_o =	3.00	Tabla XX, Sección 2.4.10
C_d =	5.50	Tabla XX, Sección 2.4.10

Paso 3.4. Integración de carga sísmica en el sentido Y-y

3.4.1. Determinar el coeficiente sísmico

Clase de sitio =	D	Tabla XIII, Sección 2.4.1
Municipio =	Mixco	
Parámetros de aceleración espectral:		
Parámetro S_s =	1.50	Tabla, Anexo 2
Parámetro S_1 =	0.55	Tabla, Anexo 2
Categoría de riesgo =	II	Tabla III, Sección 1.2
T_L =	8.00 s	Tabla XVII, Sección 2.4.8
Factor de importancia, I_e =	1.00	Tabla XIV, Sección 2.4.3
Coeficientes de sitio:		
F_a =	1.00	Tabla XV, Sección 2.4.4
F_v =	1.50	Tabla XVI, Sección 2.4.4

3.4.2. Coeficientes para máximo sismo esperado

$S_{MS} = F_a S_s =$	1.50	Sección 2.4.6
$S_{M1} = F_v S_1 =$	0.83	Sección 2.4.6

3.4.3. Parámetros de diseño de aceleración espectral

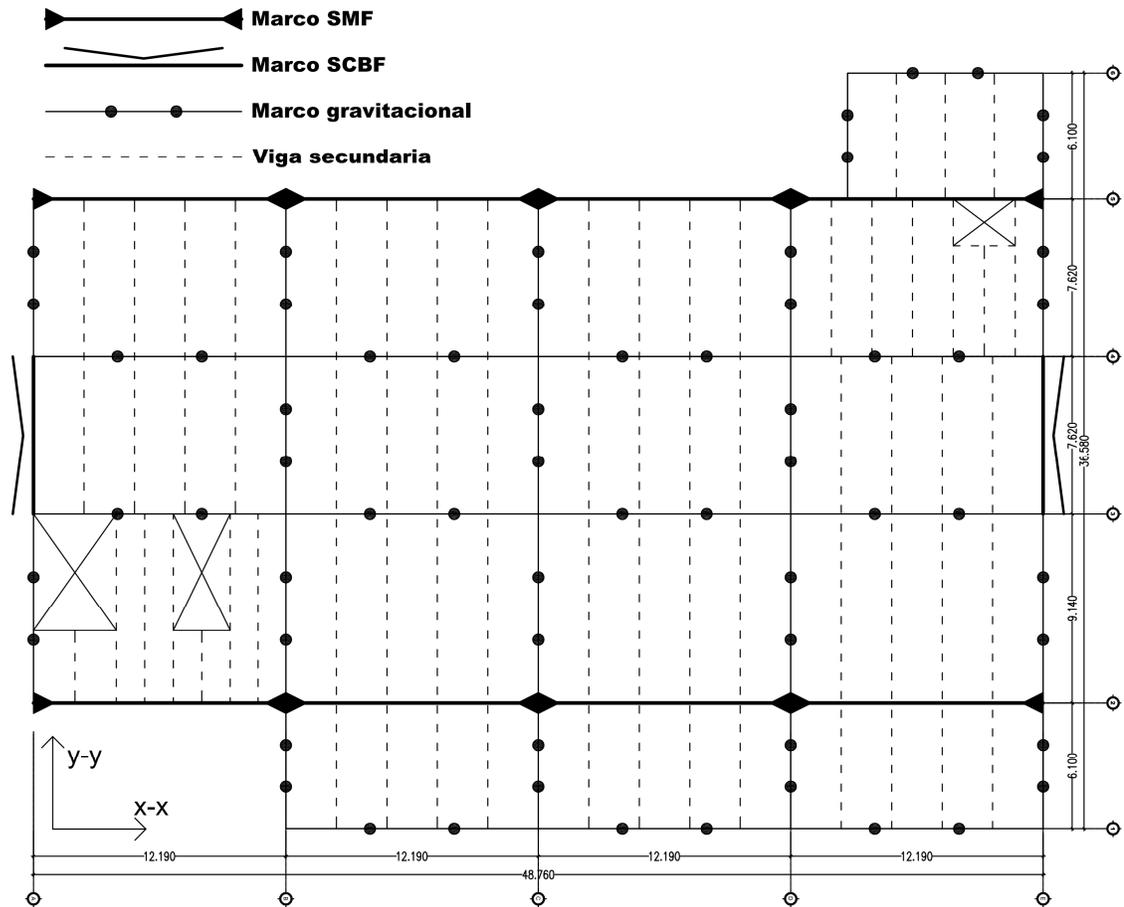
$S_{DS} = 2/3 S_{MS} =$	1.00	Sección 2.4.7
$S_{D1} = 2/3 S_{M1} =$	0.55	Sección 2.4.7

3.4.4. Categoría de diseño sísmico

Categoría por $S_{DS} =$	D	Tabla XVIII, Sección 2.4.9
Categoría por $S_{D1} =$	D	Tabla XIX, Sección 2.4.9
Categoría a usar =	D	(se asigna la más crítica)

3.4.5. Sistema estructural

Sentido Y-y		
Sistema estructural =	SCBF	
$R =$	7.00	Tabla XX, Sección 2.4.10
$\Omega_o =$	2.50	Tabla XX, Sección 2.4.10
$C_d =$	5.50	Tabla XX, Sección 2.4.10



Planta de distribución de marcos para los 4 niveles y ubicación de los sistemas estructurales determinados conforme a los pasos 3.3 y 3.4.

Nota: para realizar el prediseño de vigas y columnas para los sistemas estructurales seleccionados, es necesario determinar la carga estática lateral equivalente, por lo que se calculará el peso de la estructura con los elementos diseñados para los marcos gravitacionales, para este caso se asumirán las mismas secciones para los sistemas estructurales, con el fin de obtener el peso aproximado de la estructura, más adelante se revisará y recalculará el peso real, así como también la carga distribuida lateralmente por nivel.

Peso del nivel 4

Elemento	Peso unitario (lb/pie)	Longitud (pie)	Cantidad (u)	Peso total (lb)
Vigas				
W18X86	86	31	1	2666
W8X35	35	20	21	14700
W8X35	35	25	43	37625
W8X35	35	30	22	23100
W8X35	35	18	1	630
W8X35	35	10	1	350
W8X35	35	12	2	840
W8X35	35	13	1	455
W8X35	35	9	1	315
W18X86	86	40	19	65360
Columnas				
W10X19	19	9	26	4446
Breizas				1111.5
Losa	59.50	15817.46		941138.79
Total nivel 4				1092737.29

Peso del nivel 3

Elemento	Peso unitario (lb/pie)	Longitud (pie)	Cantidad (u)	Peso total (lb)
Vigas				
W24X104	104	31	1	3224
W18X40	40	20	21	16800
W18X40	40	25	43	43000
W18X40	40	30	22	26400
W18X40	40	18	1	720
W18X40	40	10	1	400
W18X40	40	12	2	960
W18X40	40	13	1	520
W18X40	40	9	1	360
W24X104	104	40	19	79040
Columnas				
W10X33	33	12	26	10296
Breizas				2574
Losa	90.50	15334.70		1387790.1
Total nivel 3				1572084.11

Peso del nivel 2

Elemento	Peso unitario (lb/pie)	Longitud (pie)	Cantidad (u)	Peso total (lb)
Vigas				
W24X104	104	31	1	3224
W18X40	40	20	21	16800
W18X40	40	25	43	43000
W18X40	40	30	22	26400
W18X40	40	18	1	720
W18X40	40	10	1	400
W18X40	40	12	2	960
W18X40	40	13	1	520
W18X40	40	9	1	360
W24X104	104	40	19	79040
Columnas				
W10X54	54	12	26	16848
Breizas				4212
Losa	90.50	15334.70		1387790.1
Total nivel 2				1580274.11

Peso del nivel 1

Elemento	Peso unitario (lb/pie)	Longitud (pie)	Cantidad (u)	Peso total (lb)
Vigas				
W24X104	104	31	1	3224
W18X40	40	20	21	16800
W18X40	40	25	43	43000
W18X40	40	30	22	26400
W18X40	40	18	1	720
W18X40	40	10	1	400
W18X40	40	12	2	960
W18X40	40	13	1	520
W18X40	40	9	1	360
W24X104	104	40	19	79040
Columnas				
W10X77	77	16	26	32032
Breizas				8008
Losa	90.50	15334.70		1387790.1
Total nivel 1				1599254.11
Peso total (klb)				5844.35

Paso 3.5. Cálculo del cortante basal sísmico por el método de la fuerza lateral equivalente en el sentido X-x

3.5.1. Determinar el peso de la estructura

Peso total, $W_{\text{aproximado}} = 5844.35$ Klb

3.5.2. Deriva máxima permisible

$\Delta_{\text{per}} = 0.020 \cdot h_{\text{sx}} = 0.9711$ pie Tabla XXI, Sección 2.4.12

3.5.3. Determinar el período fundamental

Aceleración gravedad, $g = 32.20$ pie/s²

Sentido X-x

$\delta_{\text{st}} = \Delta_{\text{per}} / (C_d / I_e) = 0.1766$ pie

$T = 2\pi \sqrt{(\delta_{\text{st}} / g)} = 0.4653$ s

3.5.4. Determinar coeficiente de respuesta sísmica

Sentido X-x

$C_s = S_{\text{DS}} / (R / I_e) = 0.1250$

Para $T \leq T_L =$

$C_{\text{smax}} = S_{\text{D1}} / (T(R / I_e)) = 0.1478$

Para $T > T_L$

$C_{\text{smax}} = (S_{\text{D1}} T_L) / (T^2(R / I_e)) = 2.5407$
 0.1478

Para $S_1 < 0.60g$

$C_{\text{smin}} = 0.044 S_{\text{DS}} I_e = 0.0440$

Para $S_1 \geq 0.60g$

$C_{\text{smin}} = 0.5 S_1 / (R / I_e) = 0.0344$

$C_{\text{smin}} = 0.0440$

$C_{\text{smin}} \geq 0.01$ 0.0440

$C_s < C_{\text{smax}}$ 0.1250

C_s a utilizar = 0.1250

3.5.5. Determinar cortante basal por sismo

Sentido X-x

$V_x = C_s W = 730.54$ Klb

3.5.6. Determinar la distribución lateral de fuerzas sísmicas

Sentido X-x, Sección 2.4.14

$$T_a = C_t h_n^x = 0.63 \text{ s}$$

$$h_n = 48.56 \text{ pie}$$

Para marcos especiales a momento

$$c_t = 0.028 \text{ Tabla XXII, Sección 2.4.12}$$

$$x = 0.80 \text{ Tabla XXII, Sección 2.4.12}$$

Factor k

$$\text{Para } T \leq 0.5 \text{ s, } k = 1.00$$

$$\text{Para } T \geq 2.5 \text{ s, } k = 2.00$$

$$k_{\text{por interpolación}} = 1.06$$

$$k_{\text{a utilizar}} = 1.06$$

Paso 3.6. Cálculo del cortante basal sísmico por el método de la fuerza lateral equivalente en el sentido Y-y

3.6.1. Determinar el peso de la estructura

Peso total, $W_{\text{aproximado}} = 5844.35$ Klb

3.6.2. Deriva máxima permisible

$\Delta_{\text{per}} = 0.020 \cdot h_{\text{sx}} = 0.9711$ pie Tabla XXI, Sección 2.4.12

3.6.3. Determinar el período fundamental

Aceleración gravedad, $g = 32.20$ pie/s²

Sentido Y-y

$\delta_{\text{st}} = \Delta_{\text{per}} / (C_d / I_e) = 0.1766$ pie

$T = 2\pi \sqrt{(\delta_{\text{st}} / g)} = 0.4653$ s

3.6.4. Determinar coeficiente de respuesta sísmica

Sentido Y-y

$C_s = S_{\text{DS}} / (R / I_e) = 0.1429$

Para $T \leq T_L =$

$C_{\text{smax}} = S_{\text{D1}} / (T(R / I_e)) = 0.1689$

Para $T > T_L$

$C_{\text{smax}} = (S_{\text{D1}} T_L) / (T^2(R / I_e)) = 2.9036$

$C_{\text{smax}} = 0.1689$

Para $S_1 < 0.60g$

$C_{\text{smin}} = 0.044 S_{\text{DS}} I_e = 0.0440$

Para $S_1 \geq 0.60g$

$C_{\text{smin}} = 0.5 S_1 / (R / I_e) = 0.0393$

$C_{\text{smin}} = 0.0440$

$C_{\text{smin}} \geq 0.01 = 0.0440$

$C_s < C_{\text{smax}} = 0.1429$

C_s a utilizar = 0.1429

3.6.5. Determinar cortante basal por sismo

Sentido Y-y

$V_y = C_s W = 834.91$ Klb

3.6.6. Determinar la distribución lateral de fuerzas sísmicas

Sentido Y-y

$$T_a = C_t h_n^x = 0.37 \text{ s}$$

$$h_n = 48.56 \text{ pie}$$

Para otros sistemas estructurales

$$c_t = 0.020 \text{ Tabla XXII, Sección 2.4.12}$$

$$x = 0.75 \text{ Tabla XXII, Sección 2.4.12}$$

Factor k

$$\text{Para } T \leq 0.5 \text{ s, } k = 1.00$$

$$\text{Para } T \geq 2.5 \text{ s, } k = 2.00$$

$$k_{\text{por interpolación}} = 0.93$$

$$k_{\text{a utilizar}} = 1.00$$

Tabla con la distribución lateral de fuerzas sísmicas por nivel, sentido X-x

Piso	Altura de cada piso (pie)	Nivel (pie)	Carga del piso (klb)	Carga total acumulada (klb)	h_x^k	$w_x h_x^k$	$\sum(w_x h_x^k)$
Base	0.00	0.00	5844.35	5844.35	0.00	0.00	208972.54
1.00	12.14	12.14	1599.25	7443.60	14.20	22702.87	208972.54
2.00	12.14	24.28	1580.27	9023.88	29.65	46859.74	208972.54
3.00	12.14	36.42	1572.08	10595.96	45.62	71725.74	208972.54
4.00	12.14	48.56	1092.74	11688.70	61.94	67684.19	208972.54

$C_{vx} = (w_x h_x^k) / \sum(w_x h_x^k)$	V_x (klb)	F_x (Klb)
0.00	730.54	0.00
0.11	730.54	79.37
0.22	730.54	163.82
0.34	730.54	250.74
0.32	730.54	236.62

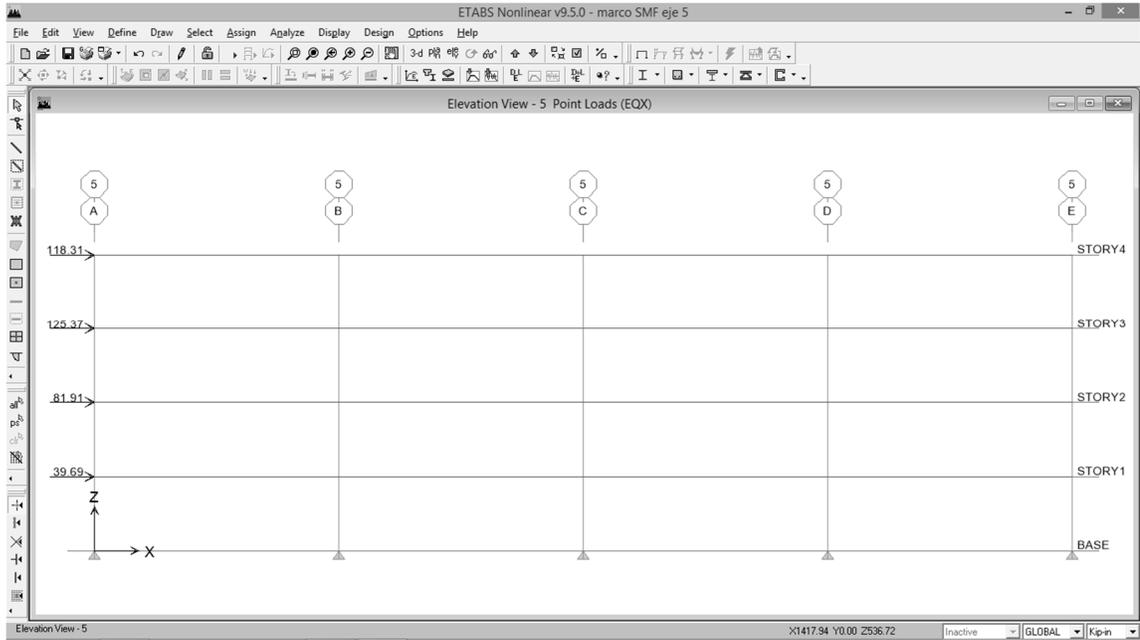
Tabla con la distribución lateral de fuerzas sísmicas por nivel, sentido Y-y

Piso	Altura de cada piso (pie)	Nivel (pie)	Carga del piso (klb)	Carga total acumulada (klb)	h_y^k	$w_y h_y^k$	$\sum(w_y h_y^k)$
Base	0.00	0.00	5844.35	5844.35	0.00	0.00	168090.27
1.00	12.14	12.14	1599.25	7443.60	12.14	19413.52	168090.27
2.00	12.14	24.28	1580.27	9023.88	24.28	38366.23	168090.27
3.00	12.14	36.42	1572.08	10595.96	36.42	57251.09	168090.27
4.00	12.14	48.56	1092.74	11688.70	48.56	53059.42	168090.27

$C_{vy} = (w_y h_y^k) / \sum(w_y h_y^k)$	V_y (klb)	F_y (Klb)
0.00	834.91	0.00
0.12	834.91	96.43
0.23	834.91	190.57
0.34	834.91	284.37
0.32	834.91	263.55

Conclusión: al contar con los datos de la fuerza lateral distribuida por nivel en los dos sentidos; y las cargas gravitacionales de la integración se procederá a modelar y analizar un marco por cada sentido mediante el programa ETABS v9.5, para obtener los datos de fuerzas y momento por sismo, para el prediseño de elementos de los marcos SMF y SCBF, también evaluar los criterios de deriva (desplazamiento lateral del piso).

Para realizar este modelado no se entrará en detalles, más adelante se ampliará la información para este tema.



Marco del eje 5 (SMF) modelado en ETABS v9.5

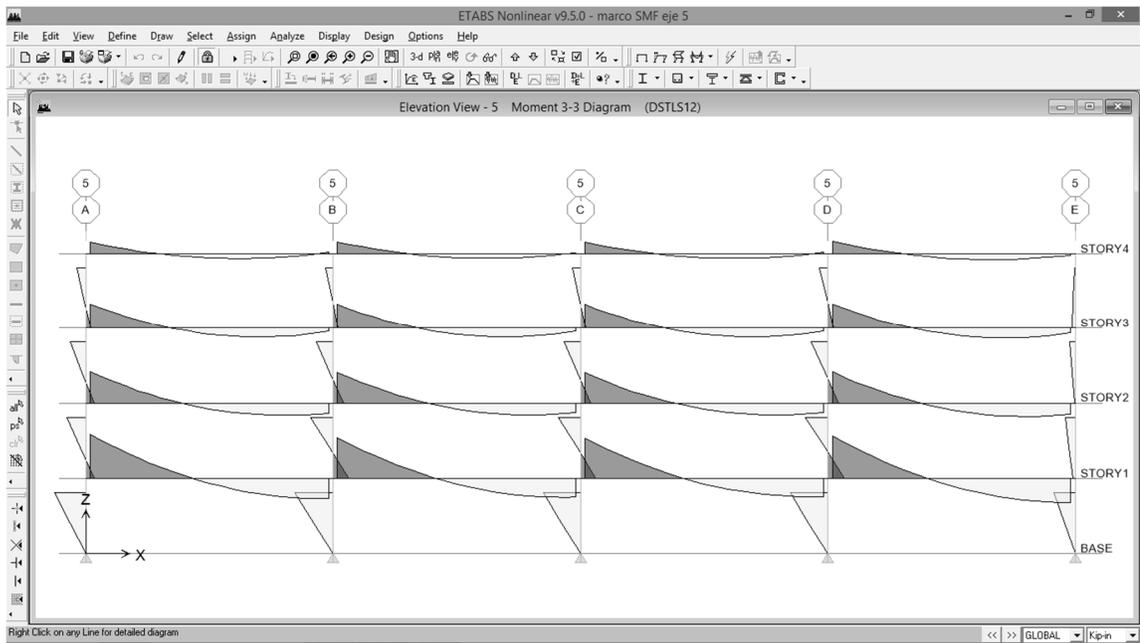
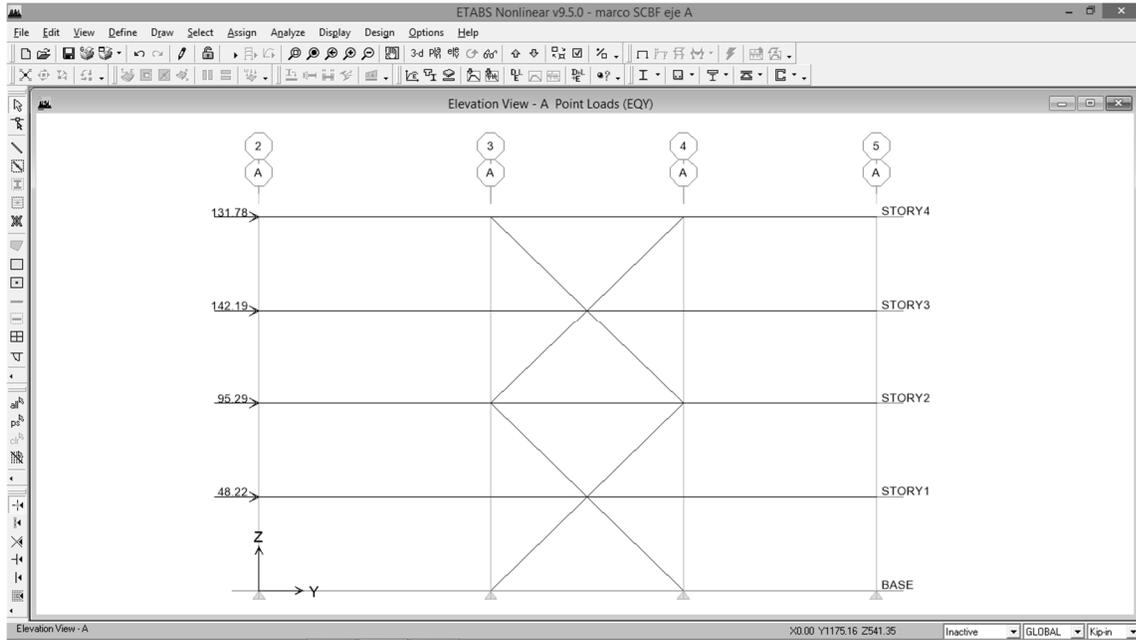


Diagrama de momentos (marco del eje 5 SMF)



Marco del eje A (SCBF) modelado en ETABS v9.5

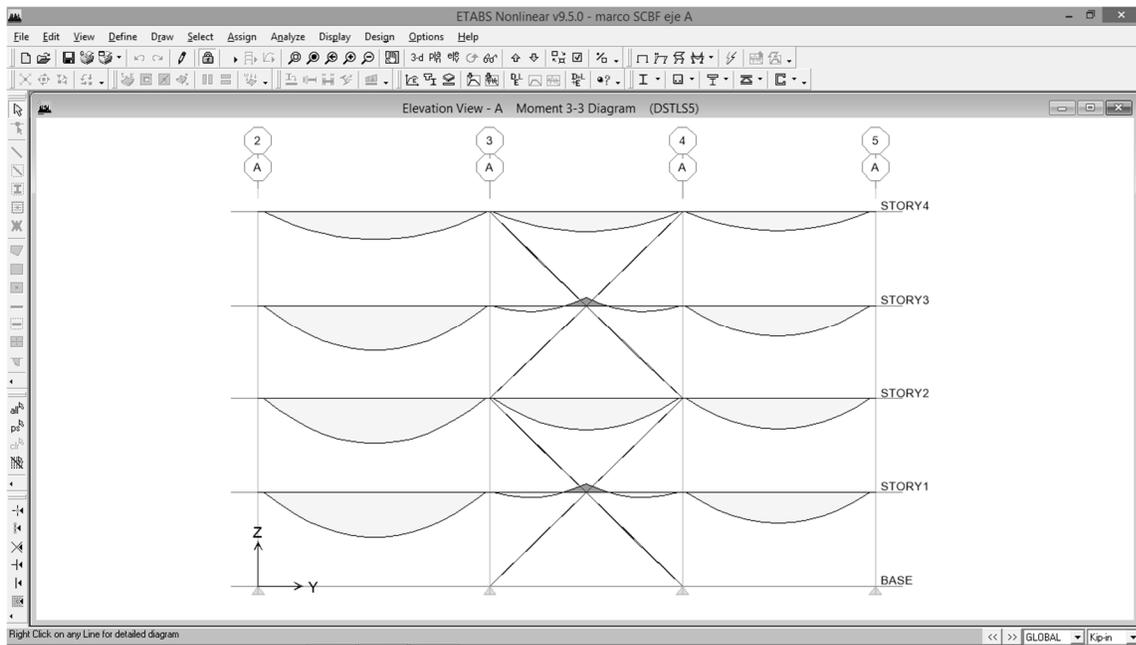
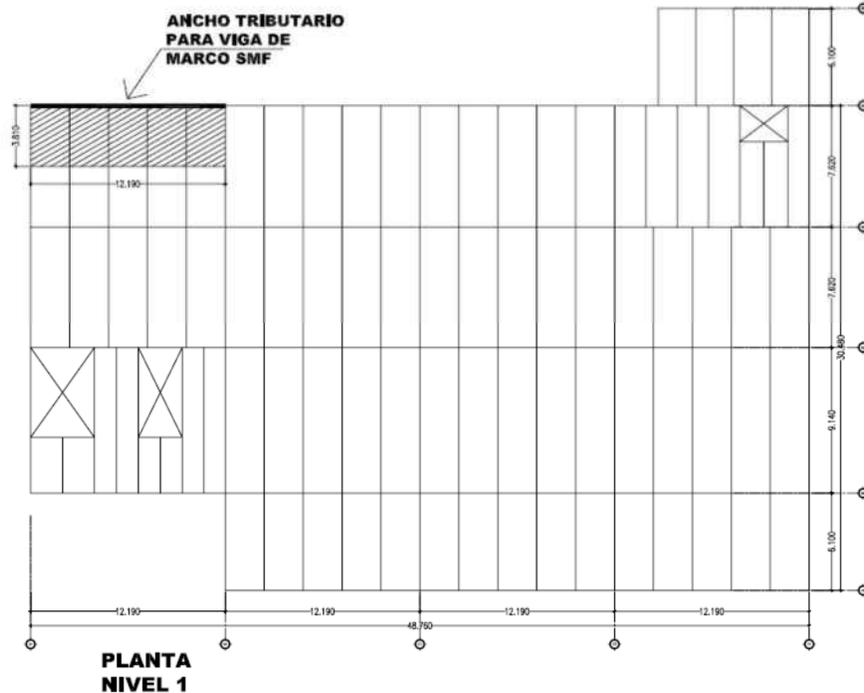


Diagrama de momentos (marco del eje A SCBF)

Paso 3.7. Prediseñar viga a momento marco SMF, ubicada en el eje 5 tramo A-B en el primer nivel



3.7.1. Integrar las cargas

$W_{DL} = DL A_{tributario} =$	543.75 lb/pie	
DL =	43.50 lb/pie ²	
Peso del metal deck =	1.50 lb/pie²	Tabla IV
Peso del concreto =	42.00 lb/pie²	Tabla IV

$W_{SCDL} = SCDL A_{tributario} =$	587.50 lb/pie	
SCDL =	47.00 lb/pie ²	
Nivelación contrapiso =	12.00 lb/pie²	Tabla IV
Piso cerámico =	16.00 lb/pie²	Tabla IV
Cielo suspendido =	1.00 lb/pie²	Tabla IV
Tabicaciones =	15.00 lb/pie²	Tabla IV
Instalaciones =	3.00 lb/pie²	Tabla IV

$W_{LL} = LL A_{tributario} =$	625.00 lb/pie	
LL ocupación =	50.00 lb/pie²	Tabla V

$A_{tributario} =$ **3.81 m**

$A_{tributario} =$ **12.50 pie**

3.7.2. Calcular corte y momento tramo A-B

$$\begin{aligned}L_{a \text{ eje}} &= && \mathbf{12.19 \text{ m}} \\L_{a \text{ eje}} &= && 39.99 \\L = L_{a \text{ eje}} - d_{\text{columna}} &= && 38.24 \text{ pie}\end{aligned}$$

Cortantes, de Tabla 3-23, Manual AISC 13a. Ed.

$$\begin{aligned}V_{DL} = W_{DL} L/2 &= && 12.58 \text{ klb} \\V_{SCDL} = W_{SCDL} L/2 &= && 11.23 \text{ klb} \\V_{LL} = W_{LL} L/2 &= && 11.95 \text{ klb} \\V_{EQX} &= && \mathbf{50.89 \text{ klb}} \text{ dato mediante ETABS v9.5}\end{aligned}$$

Momentos, de Tabla 3-23, Manual AISC 13a. Ed.

$$\begin{aligned}M_{DL} = W_{DL} L^2/12 &= && 80.17 \text{ klb-pie} \\M_{SCDL} = W_{SCDL} L^2/12 &= && 71.60 \text{ klb-pie} \\M_{LL} = W_{LL} L^2/12 &= && 76.18 \text{ klb-pie} \\M_{EQX} &= && \mathbf{983.91 \text{ klb-pie}} \text{ dato mediante ETABS v9.5}\end{aligned}$$

Corte y momento último por metodología LRFD, Sección 12.14.3.1 ASCE 7-10

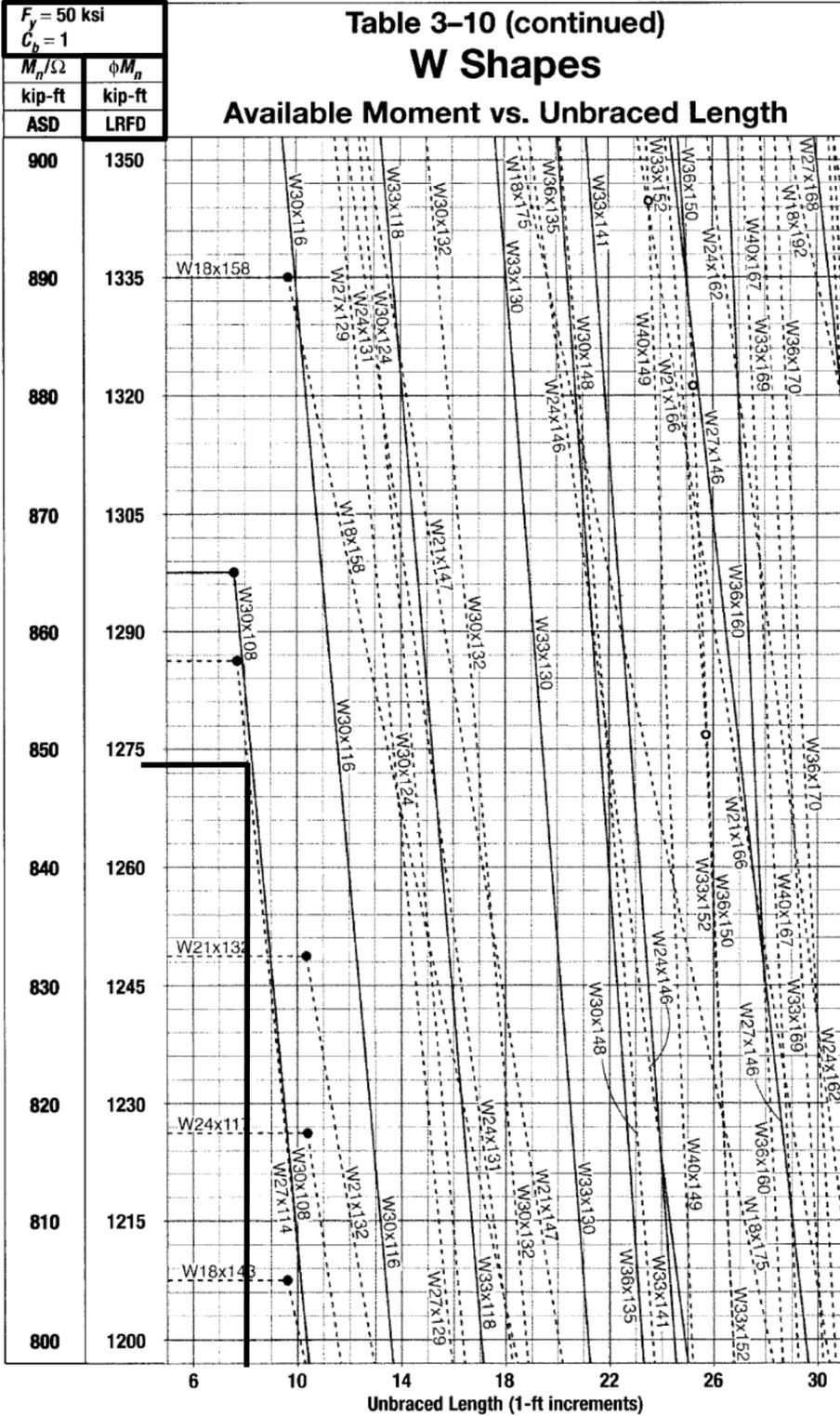
$$\begin{aligned}V_u = 1.4(V_{DL} + V_{SCDL}) + V_{LL} + V_{EQX} &= && 96.18 \text{ klb} \\M_u = 1.4(M_{DL} + M_{SCDL}) + M_{LL} + M_{EQX} &= && 1272.56 \text{ klb-pie}\end{aligned}$$

3.7.3. Seleccionar la sección y definir las propiedades del material

$$\begin{aligned}\text{Para } M_u &= && 1272.56 \text{ klb-pie} \\ \text{Para } L_b = L/S_{\text{espaciamiento vigas}} &= && 7.65 \text{ pie}\end{aligned}$$

De Tabla 3-10, Manual AISC 13a. Ed. Momento admisible versus longitud embreizada para Secciones W

$$\begin{aligned}\text{Se seleccionó la sección} &= && \mathbf{W27x114} \\ \text{Peso de la sección} &= && \mathbf{114.00 \text{ lb/pie}} \\ \text{Tipo de acero} &= && \mathbf{A992} \\ F_y &= && \mathbf{50.00 \text{ klb/plg}^2} \\ F_u &= && \mathbf{65.00 \text{ klb/plg}^2} \\ E &= && \mathbf{29000.00 \text{ klb/plg}^2}\end{aligned}$$



Seleccionar con base al módulo plástico de la sección

$Z_{x \text{ sección propuesta}} > Z_x$	OK flexión
$Z_{x \text{ sección propuesta}} =$	343.00 plg ³
$Z_x = M_u / \Phi F_y =$	28.28 plg ⁴
$\Phi =$	0.90

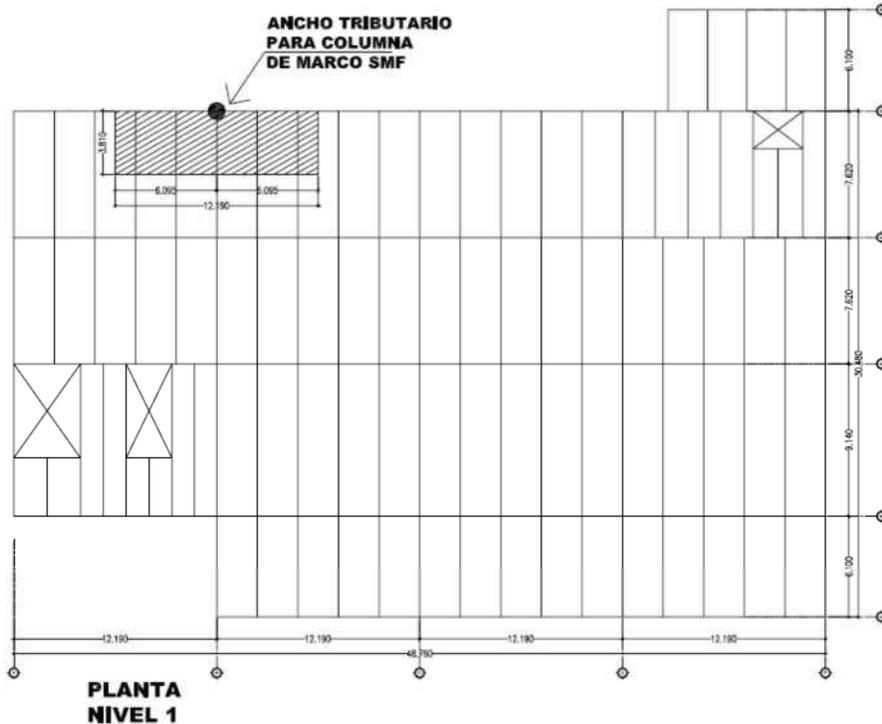
Seleccionar con base a la condición de servicio

$\delta < \Delta_{\text{permisible}} =$	OK deflexión
$\Delta_{\text{permisible}} = L/360 =$	1.27 plg
$\delta = 5/384 wL^4/EI =$	0.25 plg
$w_{\text{servicio}} = W_{LL} =$	0.05 klb/plg
$I_x =$	4080.00 plg ⁴

Conclusión: la sección W27x114 prediseñada como viga para marco a momento (SMF) cumple con tres criterios de selección según Tabla 3-10 del Manual AISC, y las condiciones en base a flexión y deflexión, como predimensionamiento se utilizarán para todos los tramos del nivel 1, 2 y 3 posteriormente se verificarán que cumplan con los requerimientos de AISC 341-10.

Repitiendo los pasos 3.7.1 al 3.7.3, con carga distinta conforme a integración se prediseñó la sección W21x57 como viga del nivel 4.

Paso 3.8. Prediseñar la columna para marco SMF que está ubicada en el eje B/5, del primer nivel



3.8.1. Integrar las cargas

Para entresijos

DL =	43.50 lb/pie ²	
Peso del metal deck =	1.50 lb/pie ²	Tabla IV
Peso del concreto =	42.00 lb/pie ²	Tabla IV

SCDL =	47.00 lb/pie ²	
Nivelación contrapiso =	12.00 lb/pie ²	Tabla IV
Piso cerámico =	16.00 lb/pie ²	Tabla IV
Cielo suspendido =	1.00 lb/pie ²	Tabla IV
Tabicaciones =	15.00 lb/pie ²	Tabla IV
Instalaciones =	3.00 lb/pie ²	Tabla IV

LL =	50.00 lb/pie ²	
LL ocupación =	50.00 lb/pie ²	Tabla V

Para cubierta

DL =	43.50 lb/pie ²	
Peso del metal deck =	1.50 lb/pie ²	Tabla IV
Peso del concreto =	42.00 lb/pie ²	Tabla IV

SCDL =	16.00 lb/pie ²	
Nivelación contrapiso =	12.00 lb/pie ²	Tabla IV
Cielo suspendido =	1.00 lb/pie ²	Tabla IV
Instalaciones =	3.00 lb/pie ²	Tabla IV
LL =	25.00 lb/pie ²	
LL ocupación =	25.00 lb/pie ²	Tabla V

3.8.2. Calcular área tributaria

Ancho tributario, $A_t = (L_1 + L_2)/2 =$	12.50 pie
L_1 (eje 4-5) =	25.00 pie
L_2 (eje 5-6) =	0.00 pie
Largo tributario, $L_t = (L_1 + L_2)/2 =$	39.99 pie
L_1 (eje A-B) =	39.99 pie
L_2 (eje B-C) =	39.99 pie

Area tributaria, $AT = A_t L_t =$ **499.92** pie²

3.8.3. Determinar las cargas

Carga axial primer nivel

$P_{DL} = DL AT =$	86.99 klb
$P_{SCDL} = SCDL AT =$	78.49 klb
$P_{LL} = LL AT =$	87.49 klb
$P_{EQX} =$	5.67 klb dato mediante ETABS v9.5

Determinar carga última por metodología LRFD, Sección 12.14.3.1 ASCE 7-10

$P_u = 1.4(P_{DL} + P_{SCDL}) + P_{LL} + P_{EQX} =$ 324.82 klb

3.8.4. Seleccionar la sección y definir de las propiedades del material

$L = L_b =$	12.14 pie
$K_x =$	1.00
$K_y =$	1.00
$K_x L =$	12.14 pie
$K_y L =$	12.14 pie

De Tabla 4-1, del Manual AISC 13a. Ed., resistencia admisible a compresión

axial para secciones W

Se seleccionó la sección =

W14x43

Tipo de acero =

A992

F_y =

50.00 klb/plg²

F_u =

65.00 klb/plg²

E =

29000.00 klb/plg²

 W14		Table 4-1 (continued) Available Strength in Axial Compression, kips														F_y = 50 ksi	
		W Shapes															
		Shape	W14x														
Wt/ft	82		74		68		61		53		48		43 ^c				
Design	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	
	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	
Effective length <i>KL</i> (ft) with respect to least radius of gyration <i>r_y</i>	0	720	1080	652	980	598	899	536	806	467	702	423	636	374	562		
	6	677	1020	613	922	562	844	504	757	421	633	382	573	340	511		
	7	662	995	600	901	549	826	492	740	406	610	368	552	327	491		
	8	645	970	584	878	535	804	480	721	389	585	352	529	313	470		
	9	627	942	568	853	520	781	465	700	371	557	335	504	298	447		
	10	607	912	549	826	503	755	450	677	351	528	317	477	281	423		
	11	585	880	530	797	485	728	434	652	331	497	299	449	264	397		
	12	563	846	510	766	466	700	417	626	310	465	279	420	247	371		
	13	539	810	488	734	446	670	399	599	288	433	260	391	230	345		
	14	515	774	466	701	425	639	380	572	267	401	240	361	212	319		
	15	490	736	444	667	404	608	362	543	246	369	221	332	195	293		
	16	465	698	421	632	383	576	342	515	225	338	202	304	178	267		
	17	439	660	398	598	362	544	323	486	205	308	184	276	161	242		
	18	413	621	374	563	340	512	304	457	185	278	166	250	145	218		
	19	388	583	351	528	319	480	285	428	166	250	149	224	130	196		
	20	363	546	329	494	298	448	266	400	150	226	135	202	118	177		
	22	314	473	285	428	258	387	230	345	124	186	111	167	97.2	146		
	24	268	403	243	365	219	329	195	293	104	157	93.5	140	81.7	123		
	26	228	343	207	311	187	281	166	250	88.8	133	79.6	120	69.6	105		
28	197	296	178	268	161	242	143	215	76.6	115	68.7	103	60.0	90.2			
30	172	258	155	234	140	211	125	187	66.7	100	59.8	89.9	52.3	78.6			
32	151	227	137	205	123	185	110	165	58.6	88.1							
34	134	201	121	182	109	164	97.1	146									
36	119	179	108	162	97.4	146	86.6	130									
38	107	161	96.8	146	87.4	131	77.7	117									
40	96.5	145	87.4	131	78.9	119	70.2	105									
Properties																	
<i>P_{wb}</i> (kips)	123	184	103	155	90.7	136	77.3	116	77.1	116	67.2	101	57.0	85.5			
<i>P_{wl}</i> (kips/in.)	17.0	25.5	15.0	22.5	13.8	20.8	12.5	18.8	12.3	18.5	11.3	17.0	10.2	15.3			
<i>P_{wb}</i> (kips)	201	302	138	208	108	163	79.9	120	76.8	115	59.6	89.5	43.0	64.6			
<i>P_{bl}</i> (kips)	137	206	115	173	97.0	146	77.8	117	81.5	123	66.2	99.6	52.6	79.0			
<i>L_p</i> (ft)	8.76		8.76		8.69		8.65		6.78		6.75		6.68				
<i>L_r</i> (ft)	33.1		31.0		29.3		27.5		22.2		21.1		20.0				
<i>A_g</i> (in. ²)	24.0		21.8		20.0		17.9		15.6		14.1		12.6				
<i>I_x</i> (in. ⁴)	881		795		722		640		541		484		428				
<i>I_y</i> (in. ⁴)	148		134		121		107		57.7		51.4		45.2				
<i>r_y</i> (in.)	2.48		2.48		2.46		2.45		1.92		1.91		1.89				
Ratio <i>r_x/r_y</i>	2.44		2.44		2.44		2.44		3.07		3.06		3.08				
<i>P_g</i> (KL ²)/10 ⁴ (k-in. ²)	25200		22800		20700		18300		15500		13900		12300				
<i>P_{gy}</i> (KL ²)/10 ⁴ (k-in. ²)	4240		3840		3460		3060		1650		1470		1290				
ASD	LRFD																
$\Omega_c = 1.67$	$\phi_c = 0.90$																

^c Shape is slender for compression with *F_y* = 50 ksi.
 Note: Heavy line indicates *Kl/r* equal to or greater than 200.

Seleccionar la sección con base a la relación mínima de módulo plástico de la columna y viga

Sección propuesta para columna = **W14x311**
 $Z_{x_{columna}} = 603.00 \text{ plg}^3$
 $A_g = 91.40 \text{ plg}^2$

Sección propuesta para viga = **W27x114**
Peso de la sección = **114.00**
Tipo de acero = **A992**
 $Z_{x_{viga}} = 343.00 \text{ plg}^3$
No. de vigas al nodo = **2.00**
 $Z_{x_{columna}} / Z_{x_{viga}} \geq 1.74$
 $Z_{x_{columna}} / Z_{x_{viga}}$ **OK**
 $Z_{x_{columna}} / Z_{x_{viga}} = 1.76$

Conclusión: se selecciona la sección W14x311, con base a la relación de los módulos plásticos por ser una sección más pesada, para los marcos a momento (SMF) los elementos deben satisfacer una condición de servicio más que de resistencia, así mismo la columna tendrá que cumplir con el criterio de columna fuerte – viga débil, el cual se diseñará y verificará posteriormente de acuerdo a AISC 341-10.

Repitiendo los pasos 3.8.1 al 3.8.4, con las cargas integradas para cada nivel se predimensionaron las siguientes secciones:

Para nivel 2: W14x311

Para nivel 3: W14x311

Para nivel 4: W14x132

Paso 3.9. Criterio de deriva para marcos en el sentido X-x (SMF), primera prueba con secciones de prediseño



Datos de la edificación

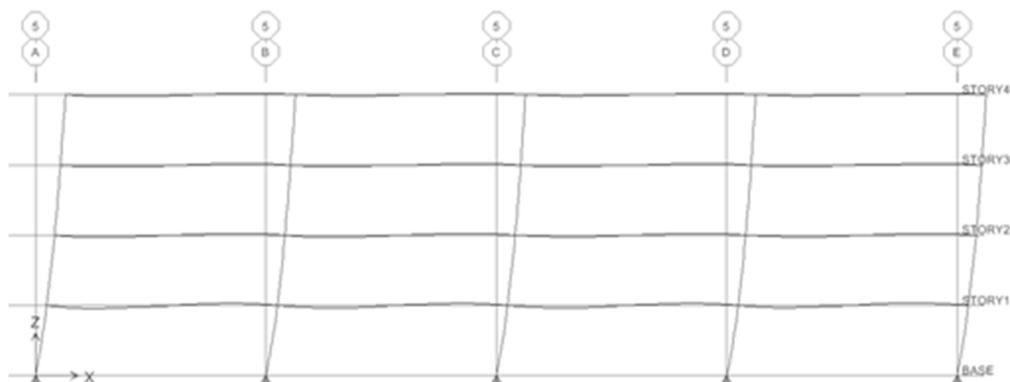
No. niveles = **4.00**
 Altura de niveles = **3.70 m** = 12.14 pies
 Altura total = **14.80 m** = 48.54 pies

Categoría diseño sísmico: **D** Tabla XVIII y XIX, Sección 2.4.9
 Uso u ocupación: **oficinas**
 Categoría de riesgo: **II** Tabla III, Sección 1.2
 Factor de importancia, I_e = **1.00** Tabla XIV, Sección 2.4.3

Sistema estructural Tabla XX, Sección 2.4.10

Dirección	Sistema	R	Ω_o	C_d
X-x	SMF	8.00	3.00	5.50

Análisis bidimensional marco eje 5/A-E



Valores de desplazamiento lateral (deriva) obtenidos del análisis bidimensional con las secciones de prediseño, en pulgadas

STORY	DISP-X	DISP-Y	DRIFT-X	DRIFT-Y
STORY4	5.497434	0.000000	0.007458	0.000000
STORY3	4.411033	0.000000	0.007081	0.000000
STORY2	3.379527	0.000000	0.009349	0.000000
STORY1	2.017644	0.000000	0.013851	0.000000

Nivel sentido X-x	Desp-X	$(\delta_{e2}-\delta_{e1})$	$\Delta_2 = (\delta_{e2}-\delta_{e1})C_d/I_e$	$\Delta_a = 0.02h_{sx}$
4.00	5.497434	1.086401	5.975206	2.91
3.00	4.411033	1.031506	5.673283	5.83
2.00	3.379527	1.361883	7.490357	8.74
1.00	2.017644	2.017644	11.097042	11.65

Nivel sentido X-x	$\Delta_2 \leq \Delta_a$
4.00	Rigidizar
3.00	OK
2.00	OK
1.00	OK

Conclusión: al verificar el nivel 4 excede el límite permitido para la deriva, se hace necesario realizar una segunda iteración repitiendo el paso 3.9.

Paso 3.9. Criterio de deriva para marcos en el sentido X-x (SMF), segunda prueba con secciones modificadas



Datos de la edificación

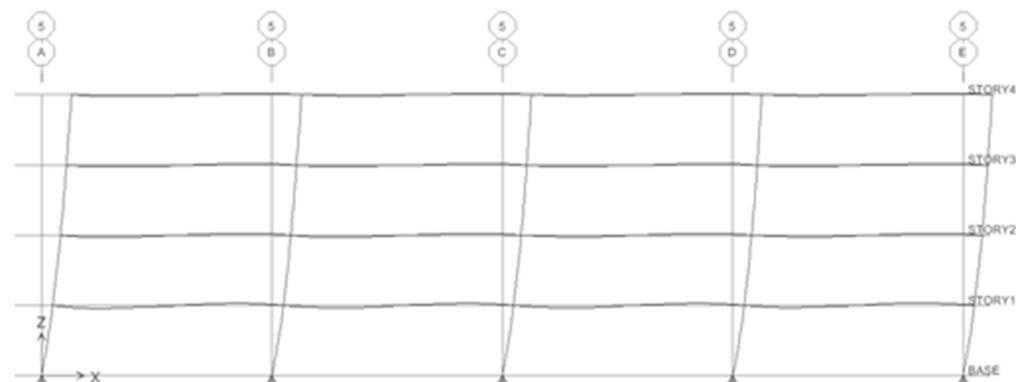
No. niveles = **4.00**
 Altura de niveles = **3.70 m** = 12.14 pies
 Altura total = **14.80 m** = 48.54 pies

Categoría diseño sísmico: **D** Tabla XVIII y XIX, Sección 2.4.9
 Uso u ocupación: **oficinas**
 Categoría de riesgo: **II** Tabla III, Sección 1.2
 Factor de importancia, I_e = **1.00** Tabla XIV, Sección 2.4.3

Sistema estructural Tabla XX, Sección 2.4.10

Dirección	Sistema	R	Ω_o	C_d
X-x	SMF	8.00	3.00	5.50

Análisis bidimensional marco eje 5/A-E



Valores de desplazamiento lateral (deriva) obtenidos del análisis bidimensional con las secciones de prediseño, en pulgadas

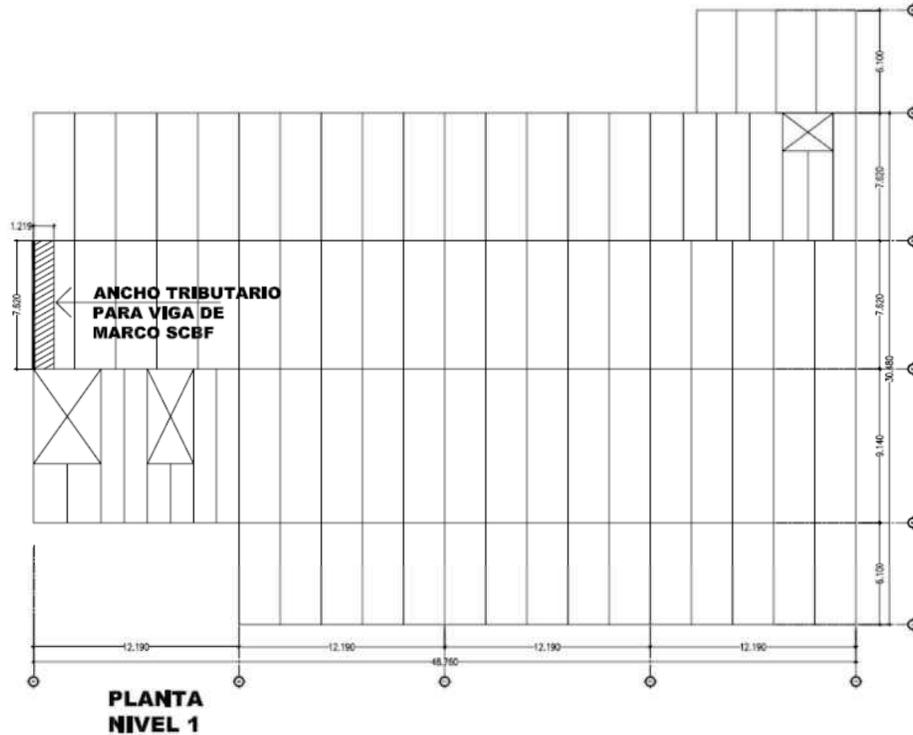
STORY	DISP-X	DISP-Y	DRIFT-X	DRIFT-Y
STORY4	3.548614	0.000000	0.003133	0.000000
STORY3	3.092162	0.000000	0.004551	0.000000
STORY2	2.429265	0.000000	0.006425	0.000000
STORY1	1.493407	0.000000	0.010252	0.000000

Nivel sentido X-x	Desp-X	$(\delta_{e2}-\delta_{e1})$	$\Delta_2 = (\delta_{e2}-\delta_{e1})C_d/I_e$	$\Delta_a = 0.02h_{sx}$
4.00	3.548614	0.456452	2.510486	2.91
3.00	3.092162	0.662897	3.645934	5.83
2.00	2.429265	0.935858	5.147219	8.74
1.00	1.493407	1.493407	8.213739	11.65

Nivel sentido X-x	$\Delta_2 \leq \Delta_a$
4.00	OK
3.00	OK
2.00	OK
1.00	OK

Conclusión: al realizar la variación de las secciones a unas de mayor peso tanto para vigas y columnas en especial en el nivel 4, se cumple con el límite para deriva permitido, esto aún constituye una parte del predimensionamiento hace falta elaborar el diseño final de las secciones de vigas y columnas para el sistema SMF, luego verificar que cumplan con los requerimientos de ASIC 341-10.

Paso 3.10. Prediseñar viga gravitacional marco SCBF, ubicada en eje A tramo 3-4 en el primer nivel



3.10.1. Integrar las cargas

$W_{DL} = DL A_{tributario} =$	173.97 lb/pie	
DL =	43.50 lb/pie ²	
Peso del metal deck =	1.50 lb/pie ²	Tabla IV
Peso del concreto =	42.00 lb/pie ²	Tabla IV
$W_{SCDL} = SCDL A_{tributario} =$	187.97 lb/pie	
SCDL =	47.00 lb/pie ²	
Nivelación contrapiso =	12.00 lb/pie ²	Tabla IV
Piso cerámico =	16.00 lb/pie ²	Tabla IV
Cielo suspendido =	1.00 lb/pie ²	Tabla IV
Tabicaciones =	15.00 lb/pie ²	Tabla IV
Instalaciones =	3.00 lb/pie ²	Tabla IV
$W_{LL} = LL A_{tributario} =$	199.97 lb/pie	
LL ocupación =	50.00 lb/pie ²	Tabla V
$A_{tributario} =$	1.22 m	
$A_{tributario} =$	4.00 pie	

3.10.2. Calcular corte y momento

$$L = 7.62 \text{ m}$$
$$L = 25.00 \text{ pie}$$

De Tabla 3-23, Manual AISC 13a. Ed. Cortes, momentos y deflexiones

Cortantes:

$$V_{DL} = 0.603 W_{DL} L = 2.83 \text{ klb}$$
$$V_{SCDL} = 0.6033 W_{SCDL} L = 2.83 \text{ klb}$$
$$V_{LL} = 0.603 W_{LL} L = 3.01 \text{ klb}$$
$$V_{EQY} = -0.10 \text{ klb dato mediante ETABS v9.5}$$

Momentos:

$$M_{DL} = 0.121 W_{DL} L^2 = 14.22 \text{ klb-pie}$$
$$M_{SCDL} = 0.121 W_{SCDL} L^2 = 14.22 \text{ klb-pie}$$
$$M_{LL} = 0.121 W_{LL} L^2 = 15.12 \text{ klb-pie}$$
$$M_{EQY} = -1.16 \text{ klb-pie dato mediante ETABS v9.5}$$

Momento y corte último por metodología LRFD, Sección 12.14.3.1 ASCE 7-10

$$M_u = 0.7(M_{DL} + M_{SCDL}) + M_{EQY} = 18.74 \text{ klb-pie}$$
$$V_u = 0.7(V_{DL} + V_{SCDL}) + M_{EQY} = 3.87 \text{ klb}$$

3.10.3. Seleccionar la sección y definir de las propiedades del material

$$\text{Para } M_u = 18.74 \text{ klb-pie}$$
$$\text{Para } L_b = L/3 = 8.33 \text{ pie}$$

De Tabla 3-10, Manual AISC 13a. Ed. Momento admisible versus longitud embreizada para Secciones W

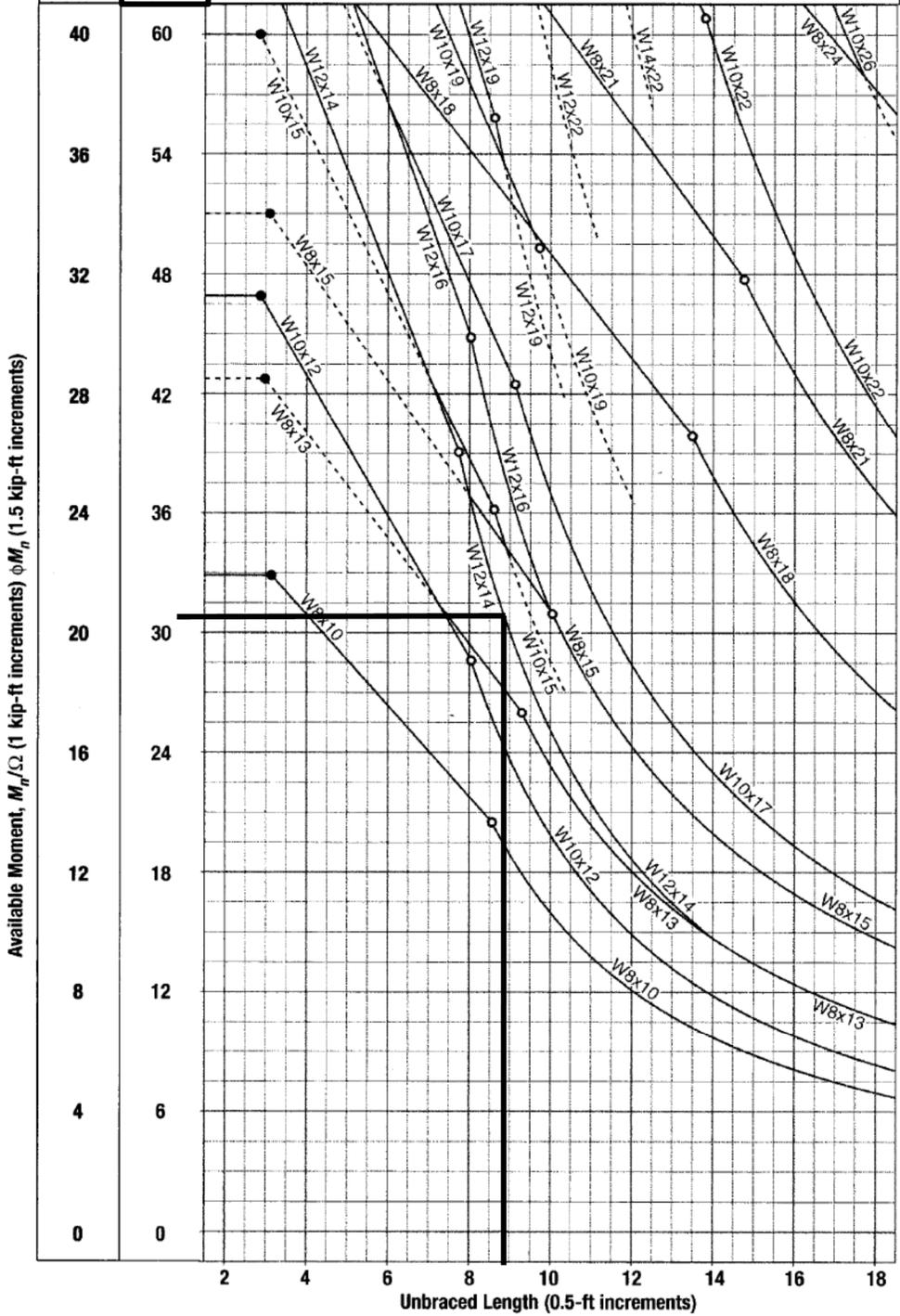
$$\text{Se seleccionó la sección} = \mathbf{W12x14}$$
$$\text{Peso de la sección} = \mathbf{14.00 \text{ lb/pie}}$$
$$\text{Tipo de acero} = \mathbf{A992}$$
$$F_y = \mathbf{50.00 \text{ klb/plg}^2}$$
$$F_u = \mathbf{65.00 \text{ klb/plg}^2}$$
$$E = \mathbf{29000.00 \text{ klb/plg}^2}$$

$F_y = 50 \text{ ksi}$	
$C_b = 1$	
M_n/Ω	ϕM_n
kip-ft	kip-ft
ASD	LRFD

Table 3-10 (continued)

W Shapes

Available Moment vs. Unbraced Length



Seleccionar con base al módulo plástico de la sección

$Z_{x \text{ sección propuesta}} > Z_x$	OK flexión
$Z_{x \text{ sección propuesta}} =$	17.40 plg ³
$Z_x = M_u / \Phi F_y =$	0.42 plg ⁴
$\Phi =$	0.90

Seleccionar con base a la condición de servicio

$\delta < \Delta_{\text{permisible}} =$	OK deflexión
$\Delta_{\text{permisible}} = L/360 =$	0.83 plg
$\delta = 5/384 wL^4/EI =$	0.68 plg
$w_{\text{servicio}} = W_{LL} =$	0.02 klb/plg
$I_x =$	88.60 plg ⁴

Conclusión: la sección W12x14 prediseñada como viga para marco embreizado concéntricamente (SCBF) cumple con tres criterios de selección según Tabla 3-10 del Manual AISC, y las condiciones con base a flexión y deflexión.

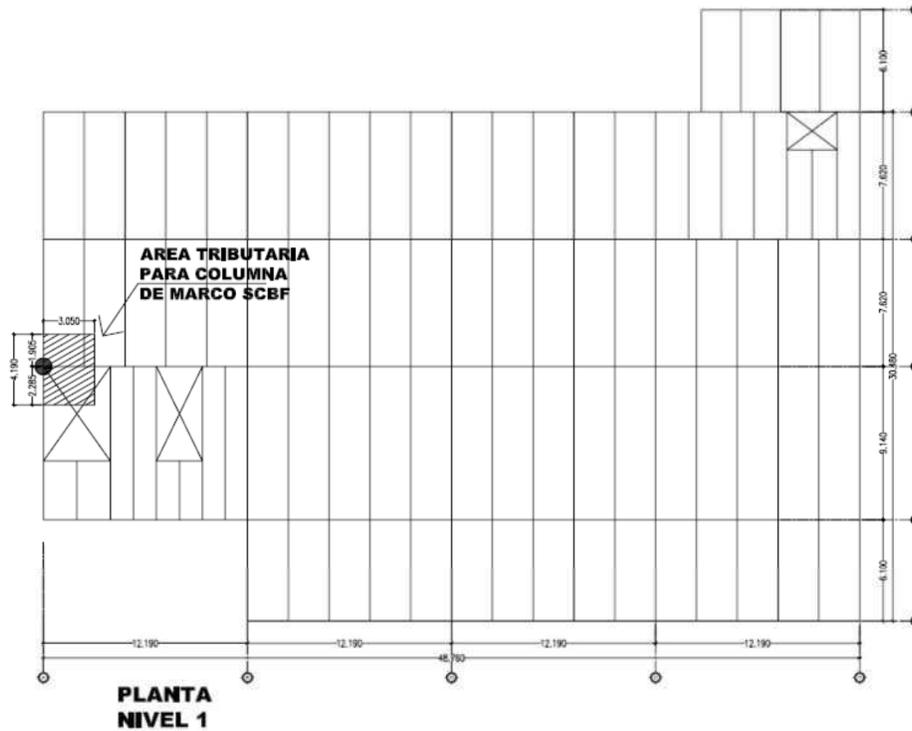
Repitiendo los pasos 3.10.1 al 3.10.3, con carga distinta conforme a integración se prediseñaron las secciones:

Sección W12x26 para segundo nivel.

Sección W12x26 para tercer nivel.

Sección W12x26 para cuarto nivel.

Paso 3.11. Prediseñar la columna del marco SCBF que está ubicada en el eje A/3, del primer nivel (se considera como la más crítica)



3.11.1. Integrar las cargas

Para entresijos

DL =	43.50 lb/pie ²	
Peso del metal deck =	1.50 lb/pie ²	Tabla IV
Peso del concreto =	42.00 lb/pie ²	

SCDL =	47.00 lb/pie ²	
Nivelación contrapiso =	12.00 lb/pie ²	Tabla IV
Piso cerámico =	16.00 lb/pie ²	Tabla IV
Cielo suspendido =	1.00 lb/pie ²	Tabla IV
Tabicaciones =	15.00 lb/pie ²	Tabla IV
Instalaciones =	3.00 lb/pie ²	Tabla IV

LL =	50.00 lb/pie ²	
LL ocupación =	50.00 lb/pie ²	Tabla V

Para cubierta

DL =	43.50 lb/pie ²	
Peso del metal deck =	1.50 lb/pie ²	Tabla IV
Peso del concreto =	42.00 lb/pie ²	Tabla IV

SCDL =	16.00 lb/pie ²	
Nivelación contrapiso =	12.00 lb/pie ²	Tabla IV
Cielo suspendido =	1.00 lb/pie ²	Tabla IV
Instalaciones =	3.00 lb/pie ²	Tabla IV
LL =	25.00 lb/pie ²	
LL ocupación =	25.00 lb/pie ²	Tabla V

3.11.2. Calcular área tributaria

Ancho tributario, $A_t = (L_1 + L_2)/2 =$	13.75 pie
L_1 (eje 2-3) =	12.50 pie
L_2 (eje 3-4) =	14.99 pie
Largo tributario, $L_t = (L_1 + L_2)/2 =$	10.00 pie
L_1 (eje C-D) =	20.00 pie
L_2 (eje D-E) =	0.00 pie

Area tributaria, $AT = A_t L_t =$ **137.44** pie²

3.11.3. Determinar las cargas

Carga axial primer nivel

$P_{DL} = DL AT =$	23.92 klb
$P_{SCDL} = SCDL AT =$	21.58 klb
$P_{LL} = LL AT =$	24.05 klb
$P_{EQY} =$	473.64 klb dato mediante ETABS v9.5

Determinar carga última por metodología LRFD, Sección 2.3.2 ASCE 7-10

$P_u = 1.4(P_{DL} + P_{SCDL}) + P_{LL} + P_{EQY} =$ 561.38 klb

3.11.4. Seleccionar la sección y definir de las propiedades del material

$L = L_b =$	12.14 pie
$K_x =$	1.00
$K_y =$	1.00
$K_x L =$	12.14 pie
$K_y L =$	12.14 pie

De Tabla 4-1, del Manual AISC 13a. Ed., resistencia admisible a compresión axial para secciones W

Se seleccionó la sección =

W12x58

Tipo de acero =

A992

F_y =

50.00 klb/plg²

F_u =

65.00 klb/plg²

E =

29000.00 klb/plg²

Shape		W12x									
		58		53		50		45		40	
Design	Wt/ft	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$
		ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD
Effective length KL (ft) with respect to least radius of gyration r_y	0	510	767	466	701	437	657	393	590	350	526
	6	481	722	438	659	396	595	356	534	316	475
	7	470	707	429	644	382	574	343	516	305	458
	8	459	689	418	628	367	551	329	495	292	439
	9	446	670	406	610	350	526	314	472	279	419
	10	432	649	393	590	332	499	298	448	264	397
	11	417	627	379	569	314	471	281	422	249	375
	12	401	603	364	547	294	443	264	396	234	351
	13	385	578	349	525	275	413	246	370	218	328
	14	368	553	333	501	255	384	228	343	202	304
	15	350	527	317	477	236	354	211	317	186	280
	16	333	500	301	452	217	326	193	291	171	257
	17	315	473	284	427	198	297	176	265	156	234
	18	297	446	268	402	180	270	160	241	141	212
	19	279	420	251	378	162	244	144	217	127	191
	20	262	393	235	353	146	220	130	196	115	172
	22	227	342	204	306	121	182	108	162	94.8	142
	24	195	293	174	261	102	153	90.4	136	79.6	120
	26	166	249	148	222	86.6	130	77.0	116	67.9	102
	28	143	215	127	192	74.6	112	66.4	99.8	58.5	88.0
30	125	187	111	167	65.0	97.7	57.9	87.0	51.0	76.6	
32	109	165	97.6	147	57.1	85.9	50.9	76.4	44.8	67.3	
34	97.0	146	86.5	130							
36	86.5	130	77.1	116							
38	77.6	117	69.2	104							
40	70.1	105	62.5	93.9							
Properties											
P_{wo} (kips)	74.4	112	67.6	101	70.3	105	60.0	90.0	49.9	74.9	
P_{wi} (kips/in.)	12.0	18.0	11.5	17.3	12.3	18.5	11.2	16.8	9.83	14.8	
P_{wb} (kips)	83.2	125	73.2	110	88.5	133	65.7	98.7	44.8	67.4	
P_{fb} (kips)	76.6	115	61.9	93.0	76.6	115	61.9	93.0	49.6	74.6	
L_p (ft)	8.87		8.76		6.92		6.89		6.85		
L_r (ft)	29.9		28.2		23.9		22.4		21.1		
A_g (in. ²)	17.0		15.6		14.6		13.1		11.7		
I_x (in. ⁴)	475		425		391		348		307		
I_y (in. ⁴)	107		95.8		56.3		50.0		44.1		
r_x (in.)	2.51		2.48		1.96		1.95		1.94		
Ratio r_x/r_y	2.10		2.11		2.64		2.64		2.64		
$P_{ex}(KL)^2/10^4$ (k-in. ²)	13600		12200		11200		9960		8790		
$P_{ey}(KL)^2/10^4$ (k-in. ²)	3060		2740		1610		1430		1260		
ASD	LRFD		Note: Heavy line indicates K/r equal to or greater than 200.								
$\Omega_c = 1.67$	$\phi_c = 0.90$										

Conclusión: la sección W12x58 prediseñada para columna del primer nivel del marco embreizado concéntricamente (SCBF), cumple con el criterio de selección con base a la Tabla 4-1 del Manual AISC.

Repitiendo los pasos 3.11.1 al 3.11.4, con carga distinta conforme a integración se prediseñó la sección por cada nivel, siendo las siguientes:

Segundo nivel: sección W12x53

Tercer nivel: sección W12x40

Cuarto nivel: sección W12x40

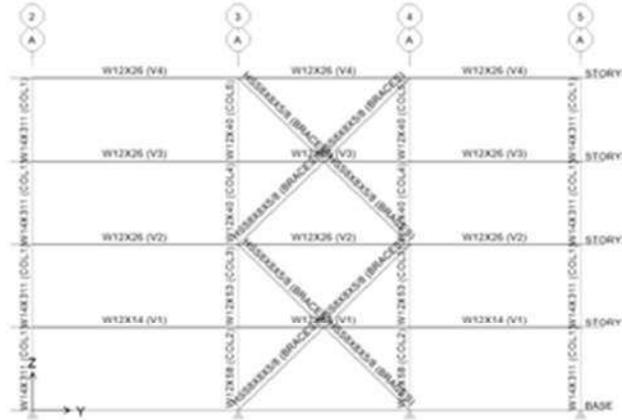
Paso 3.12. Prediseñar elemento breiza, ubicado en el eje A tramo 3-4

3.12.1. Proponer la sección a utilizar con base a su esbeltez límite

Sección propuesta =	HSS8x8x5/8
$r =$	2.99 plg
$r \geq r_{\min}$	OK sección
$r_{\min} \geq KL_{\text{breiza}}/4 \sqrt{(F_y/E)} =$	2.08 plg
$L_{\text{breiza}} = \sqrt{[(L_m/2)^2 + H_m^2]} =$	17.42 pie
Luz de marco, $L_m =$	25.00 pie
Altura de marco, $H_m =$	12.14 pie
$F_y =$	46.00 klb/plg ²
$E =$	29000.00 klb/plg ²
$K =$	1.00

Conclusión: la sección HSS8x8x5/8 se prediseñó para breiza con base a límite de esbeltez, será utilizada para los cuatro niveles.

Paso 3.13. Criterio de deriva para marcos en sentido Y-y (SCBF), primera prueba con secciones de prediseño



Datos de la edificación

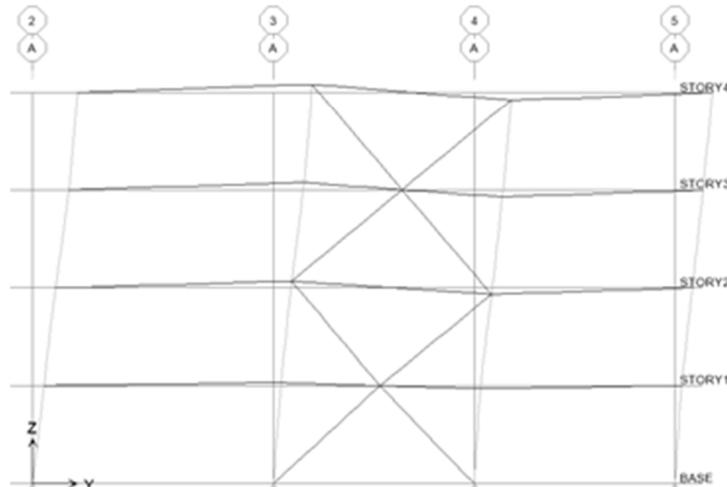
No. niveles = **4.00**
 Altura de niveles = **3.70 m** = 12.14 pies
 Altura total = **14.80 m** = 48.54 pies

Categoría diseño sísmico: **D** Tabla XVIII y XIX, Sección 2.4.9
 Uso u ocupación: **oficinas**
 Categoría de riesgo: **II** Tabla III, Sección 1.2
 Factor de importancia, I_e = **1.00** Tabla XIV, Sección 2.4.3

Sistema estructural Tabla XX, Sección 2.4.10

Dirección	Sistema	R	Ω_o	C_d
Y-y	SCBF	7.00	2.50	5.50

Análisis bidimensional marco eje A/2-5



Valores de desplazamiento lateral (deriva) obtenidos del análisis bidimensional con las secciones de prediseño, en pulgadas

STORY	DISP-X	DISP-Y	DRIFT-X	DRIFT-Y
STORY4	0.000000	1.668981	0.000000	0.002175
STORY3	0.000000	1.352208	0.000000	0.003377
STORY2	0.000000	0.860275	0.000000	0.002985
STORY1	0.000000	0.425402	0.000000	0.002920

Nivel sentido Y-y	Desp-Y	$(\delta_{e2}-\delta_{e1})$	$\Delta_2 = (\delta_{e2}-\delta_{e1})C_d/I_e$	$\Delta_a = 0.02h_{sx}$
4.00	1.668981	0.316773	1.742252	2.91
3.00	1.352208	0.491933	2.705632	5.83
2.00	0.860275	0.434873	2.391802	8.74
1.00	0.425402	0.425402	2.339711	11.65

Nivel sentido Y-y	$\Delta_2 \leq \Delta_a$
4.00	OK
3.00	OK
2.00	OK
1.00	OK

Conclusión: después de llevar a cabo el análisis para determinar el valor de la deriva por nivel, se cumple con el límite permitido con las secciones del prediseño, esto aún forma parte del predimensionamiento hace falta elaborar el diseño final de las secciones de vigas y columnas para el sistema SCBF, luego verificar que cumplan con los requerimientos de ASIC 341-10.

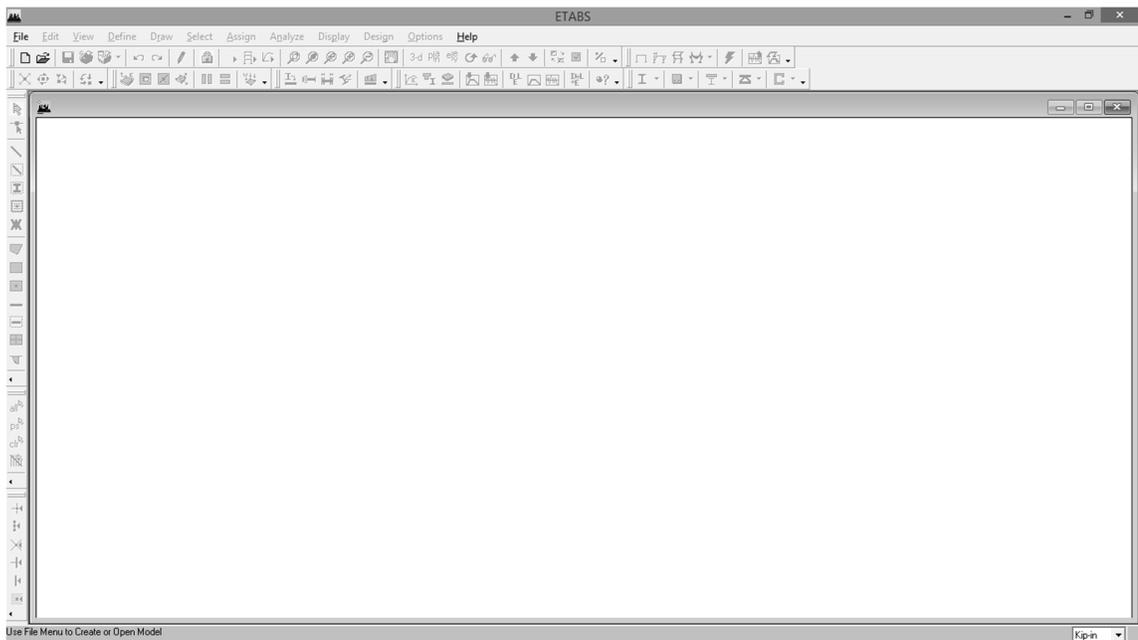
Al contar con todas las secciones de vigas y columnas tanto de los marcos gravitacionales (diseñadas) como los resistentes a carga lateral (prediseñadas), se podrá efectuar el ensamble del modelo a través del programa ETABS v9.5, para realizar un análisis tridimensional y obtener los valores de fuerzas y momentos inducidos por sismo, con ello diseñar los elementos de los marcos resistentes a carga lateral para cumplir con los requerimientos de AISC 341-10, finalmente con el diseño de las conexiones según AISC 358-10.

Paso 4: Modelación y análisis estructural mediante el programa ETABS v9.5, diseño de vigas, columnas y breizas de los marcos resistentes a carga lateral, revisión de resultados del programa y chequeo de secciones diseñadas por capacidad.

Paso 4.1. Crear la geometría del modelo

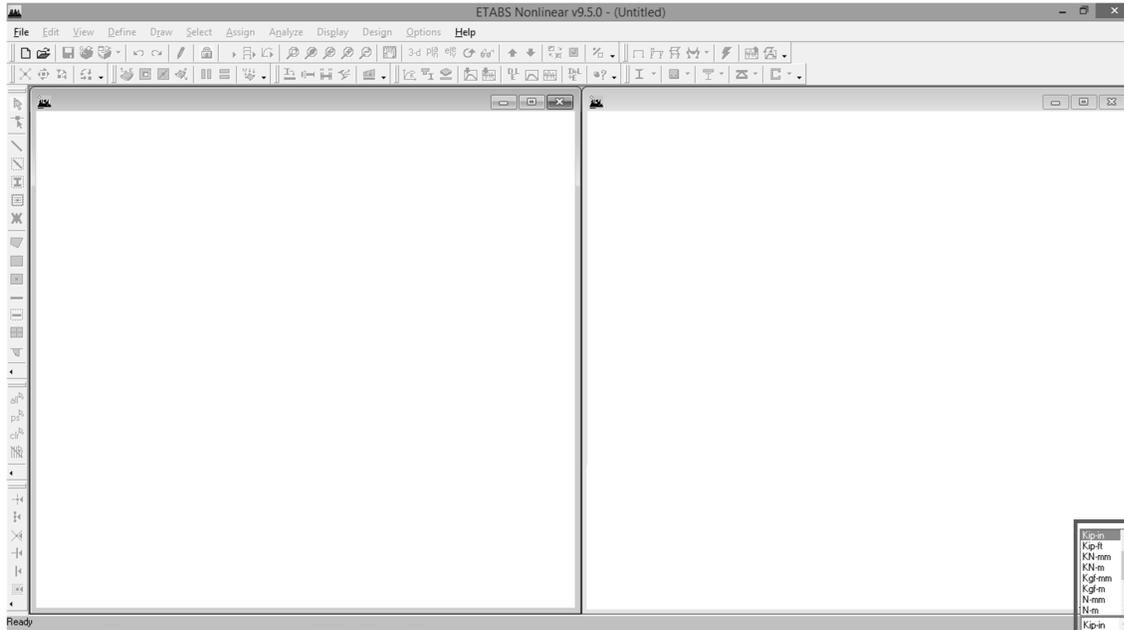


✚ Iniciar el programa con el ícono de ETABS: ETABS

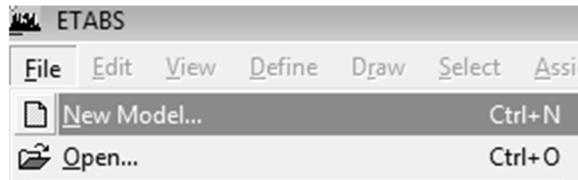


Ventana de ETABS v9.5

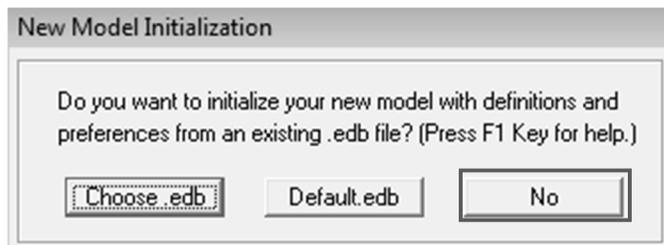
✚ Seleccionar las unidades de medida, con el cual se creará el modelo, para este caso en pies.



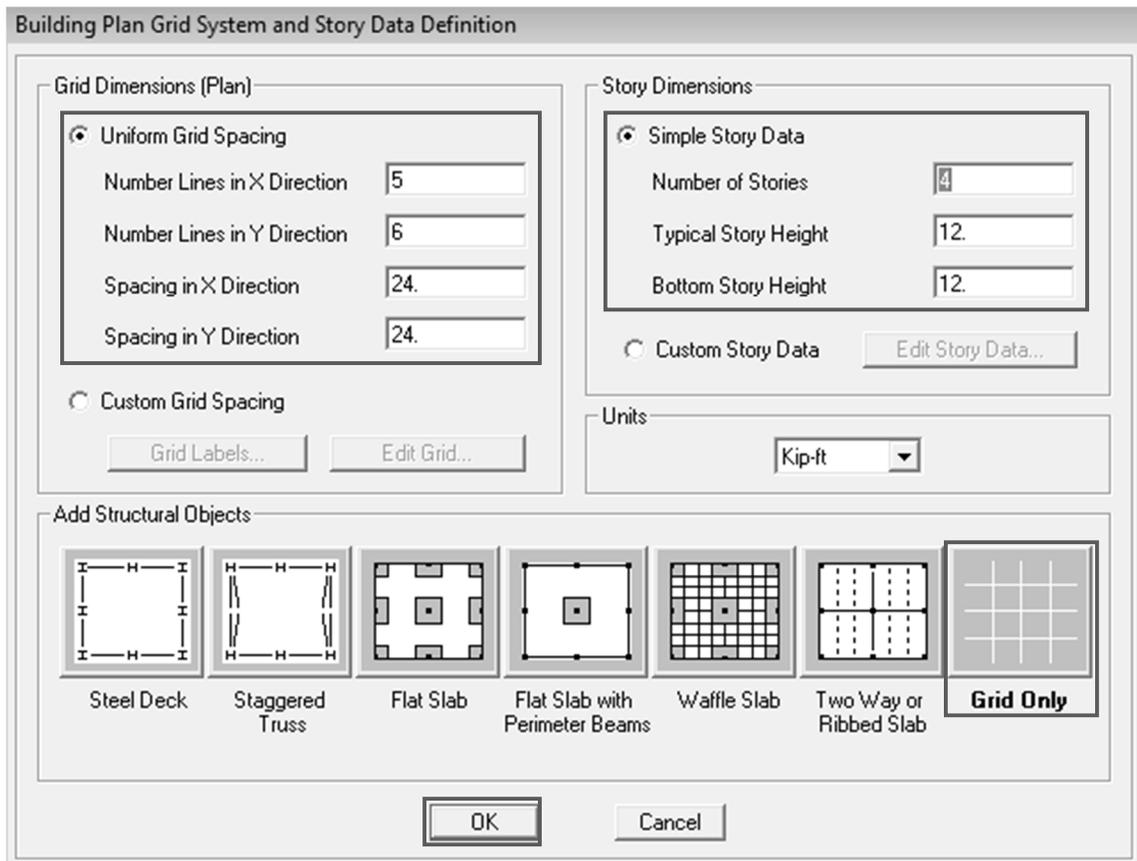
☒ Menú: File/New Model



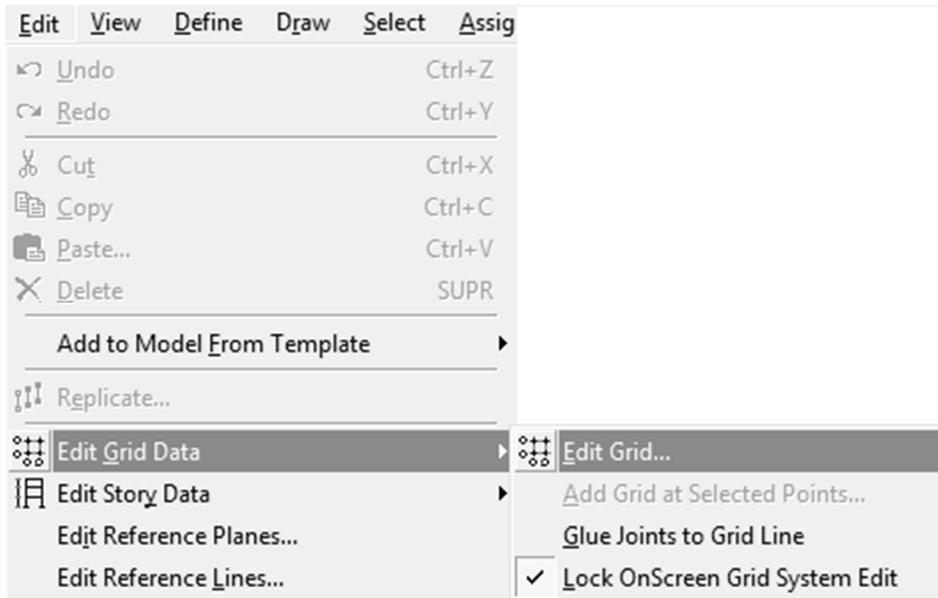
- ☒ Subventana: New Model Initialization, seleccionar la tercera opción “No”, para crear un nuevo modelo sin ninguna base de datos; y así definir número de ejes, dimensiones, materiales, secciones y demás elementos que conformarán el modelo a crear.



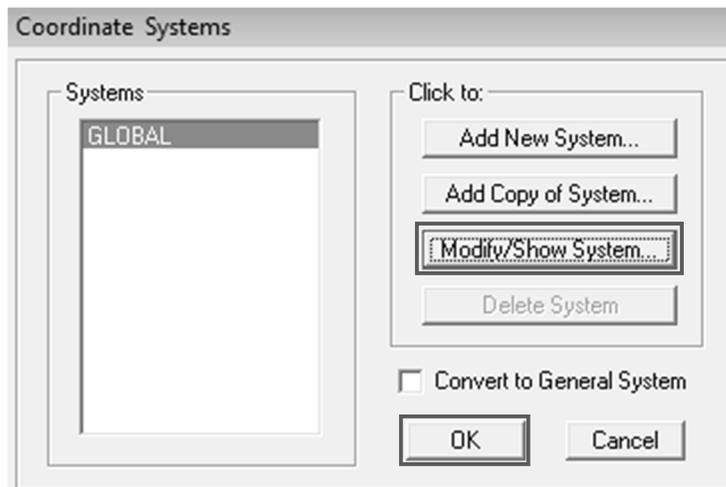
- Subventana: Building Plan Grid System and Story Data Definition, ingresar el número de ejes que estarán en el sentido X-x y Y-y, número de niveles, por último, seleccionar la opción Grid Only.



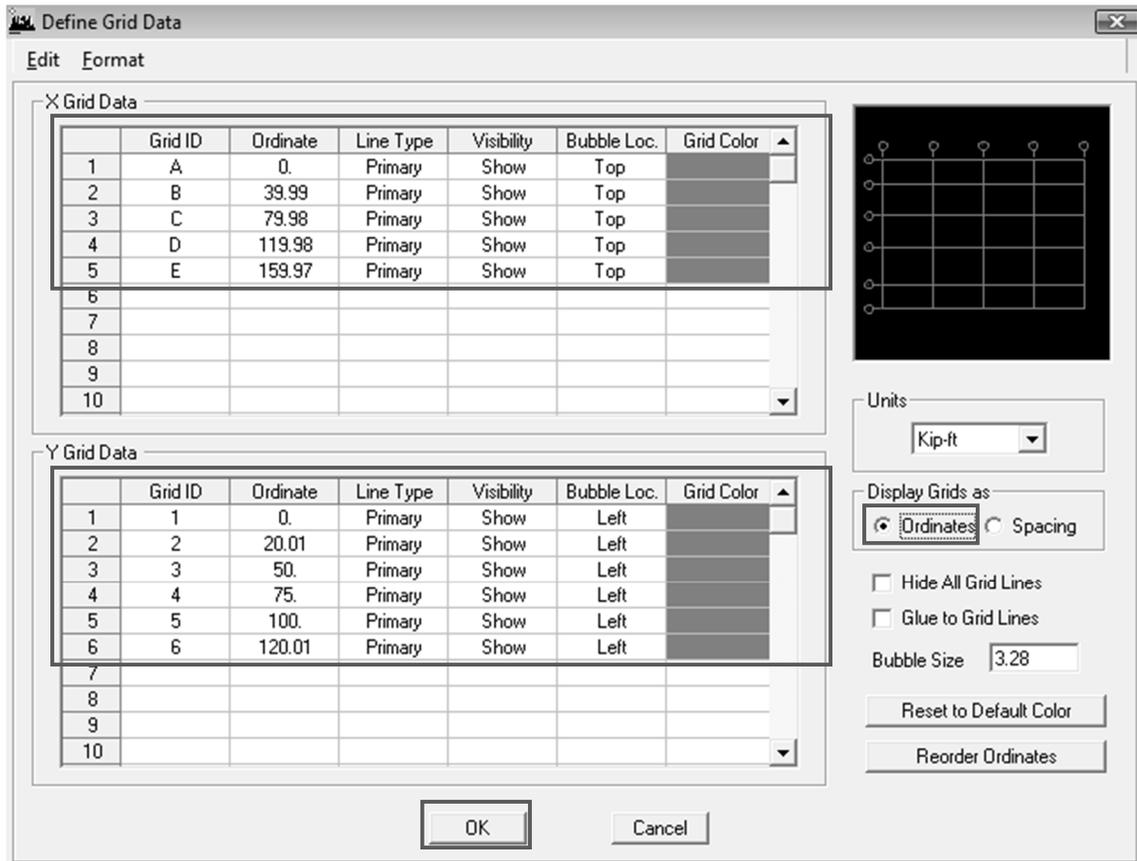
- Menú: Edit/ Edit Grid Data/ Edit Grid, para editar o personalizar el modelo.



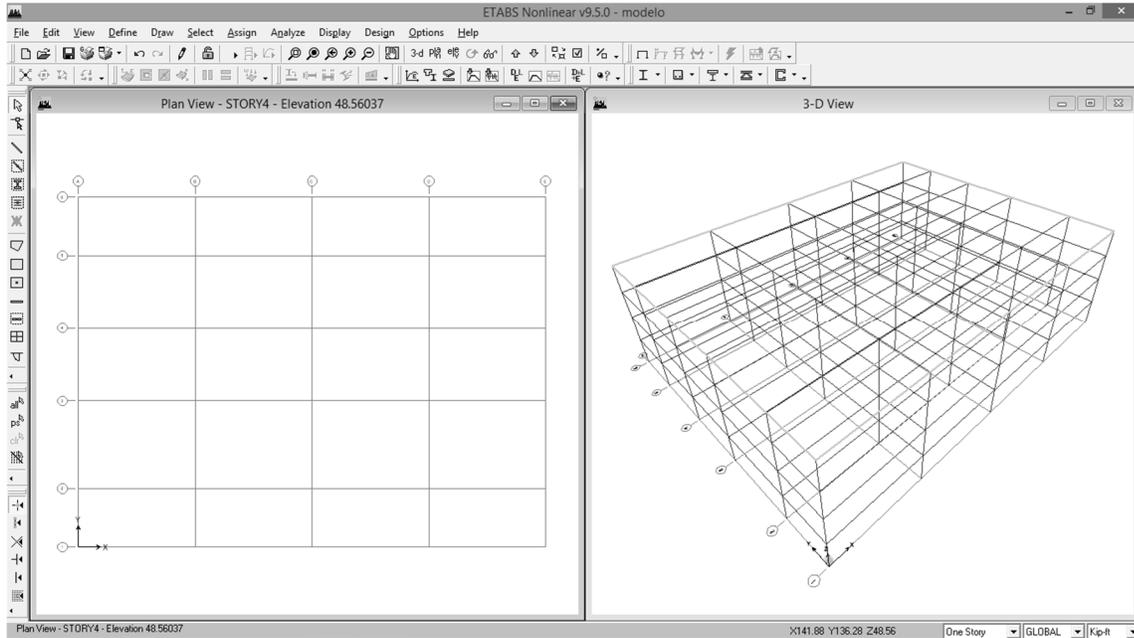
- Subventana: Coordinate Systems, seleccionar la opción Modify-Show System



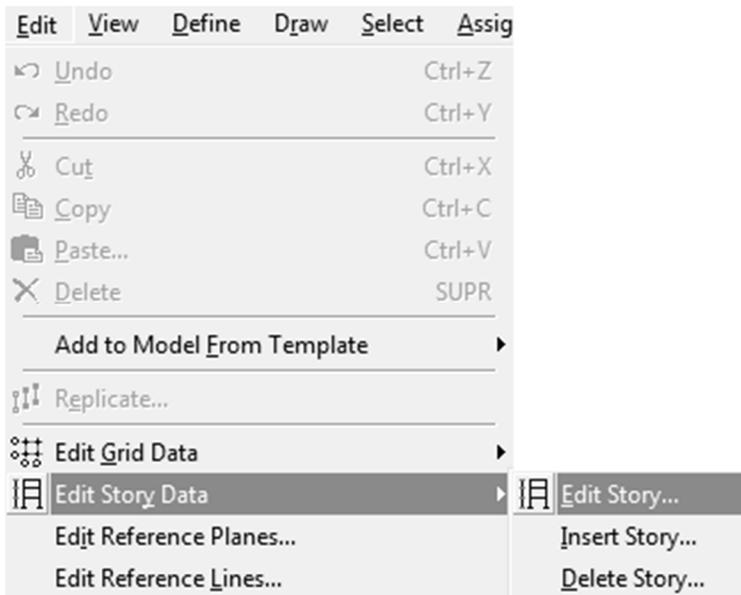
- Subventana: Define Grid Data, en cada eje correspondiente se deberá ingresar el valor de la distancia de acuerdo a la planta arquitectónica y demás consideraciones del paso 1.1 (se ingresan las dimensiones entre ejes en pies).

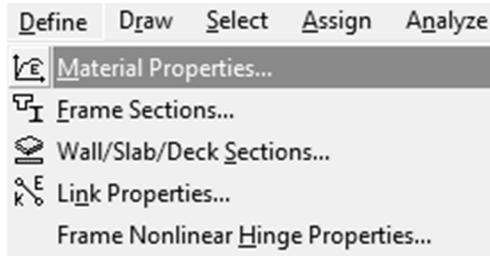


✚ El grid de la planta está personalizado de acuerdo a la planta arquitectónica.

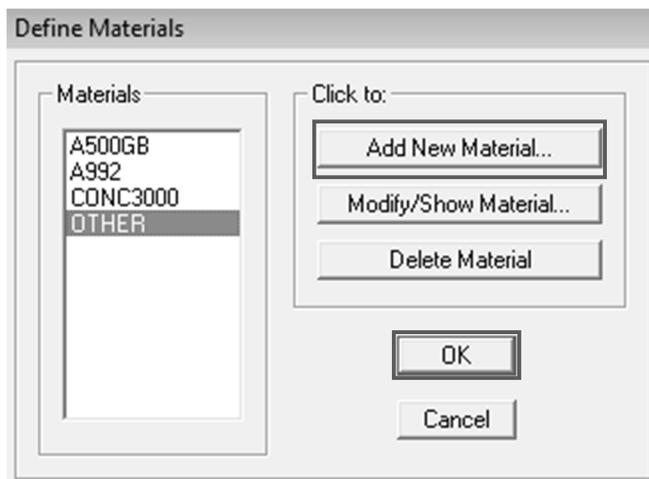


☰ Menú: Edit Story Data/ Edit Story, para personalizar la altura de los niveles del modelo (las dimensiones de altura en pies).



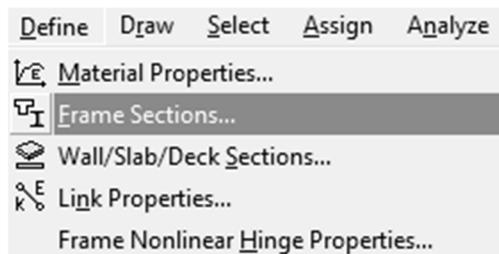


- Subventana: Define Materials, seleccionar la opción Add New Material, definir los materiales que se utilizarán, para este caso concreto y acero estructural con sus respectivas propiedades tales como módulo de elasticidad, f_y , f'_c , F_y , F_u y otros, según datos del paso 1.5.

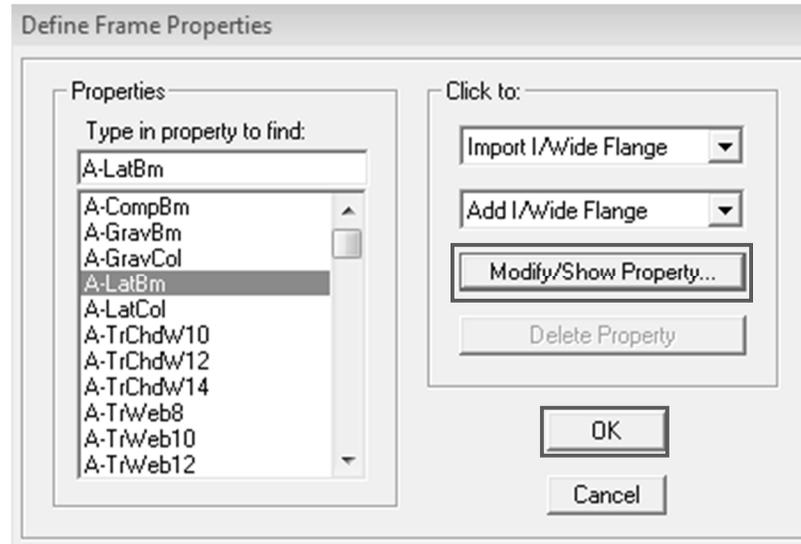


Paso 4.3. Definir lista de secciones autoseleccionadas

- Menú: Define/ Frame Sections

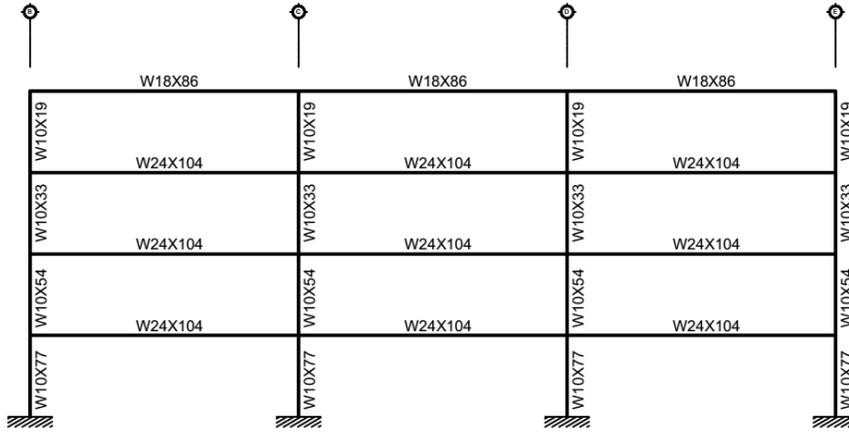


- Subventana: Define Frame Properties, en el cual se debe definir una lista de secciones a utilizar para el modelo tanto vigas, columnas y breizas.

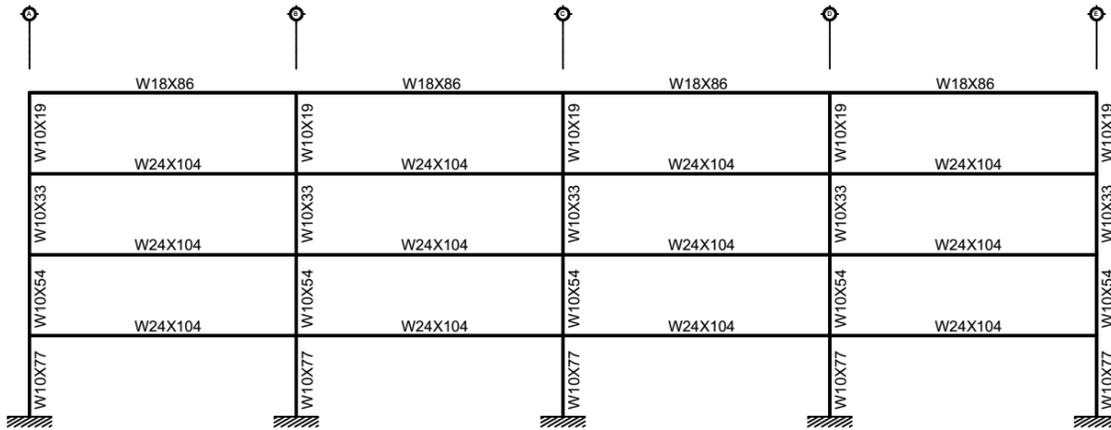


- Subventana: Auto Selection Sections, en List of Sections se deben escoger las secciones a utilizar seleccionándolas y agregándolas en Auto Selections mediante Add ->, o bien removerlas de Auto Selections mediante <- Remove, esto realizar para vigas, columnas y breizas, las secciones a escoger o a dejar en la lista de autoselección serán las diseñadas para el caso de los marcos gravitacionales; y las prediseñadas de los marcos resistentes a carga lateral.
- Se deberán utilizar las secciones determinadas mediante el diseño por capacidad, de los pasos 2.6 y 2.7 (vigas gravitacionales), 2.8 (columnas gravitacionales), 3.7 al 3.9 (prediseño de vigas y columnas para marcos a momento SMF) y 3.1 al 3.13 (prediseño de vigas, columnas y breizas para marcos embreizados concéntricamente SCBF), el cual quedan distribuidos de la siguiente manera:

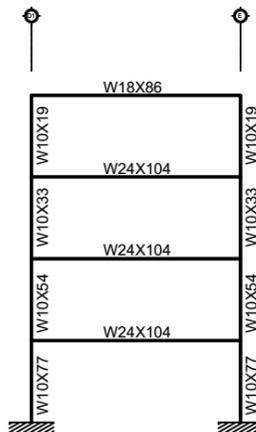
MARCOS GRAVITACIONALES



EJE 1 / B-E

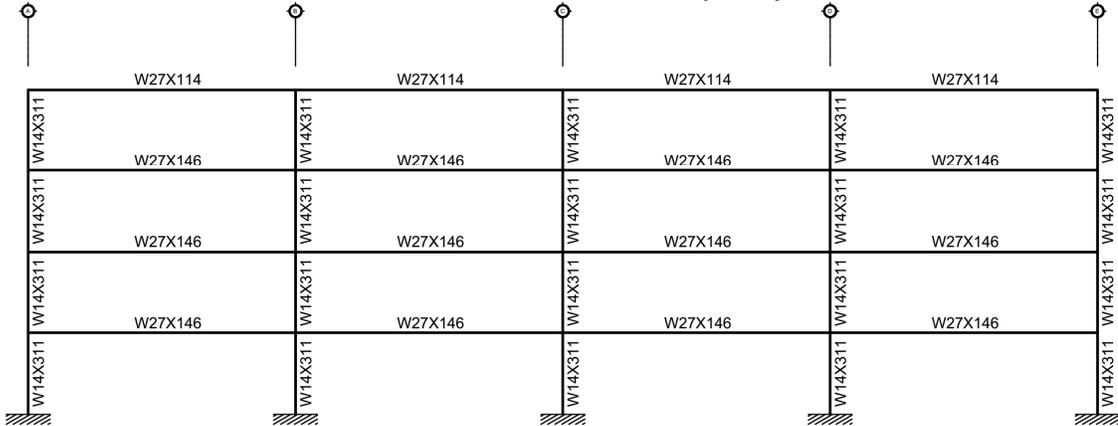


EJE 3 y 4 / A-E



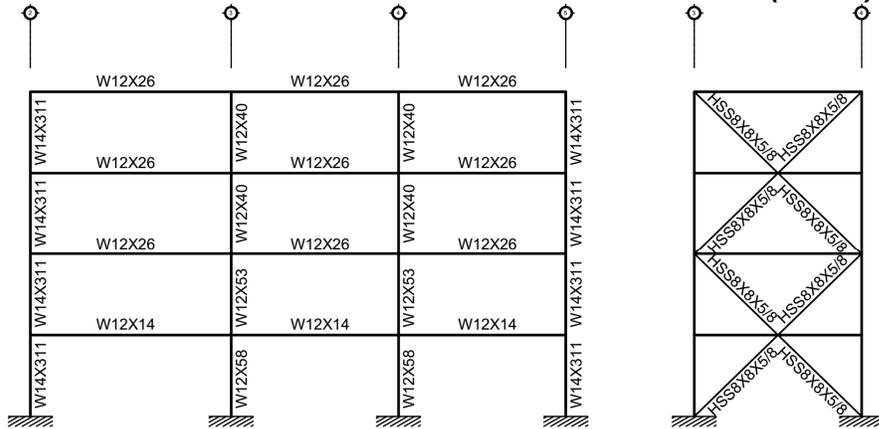
EJE 6 / D1-E

MARCOS A MOMENTO (SMF)



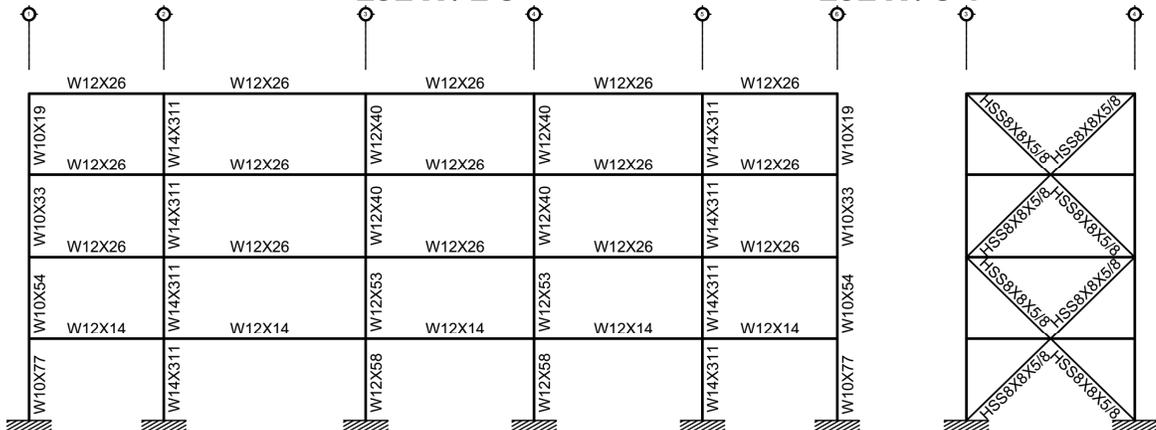
EJE 2 y 5 / A-E

MARCOS EMBREIZADOS CONCENTRICAMENTE (SCBF)



EJE A / 2-5

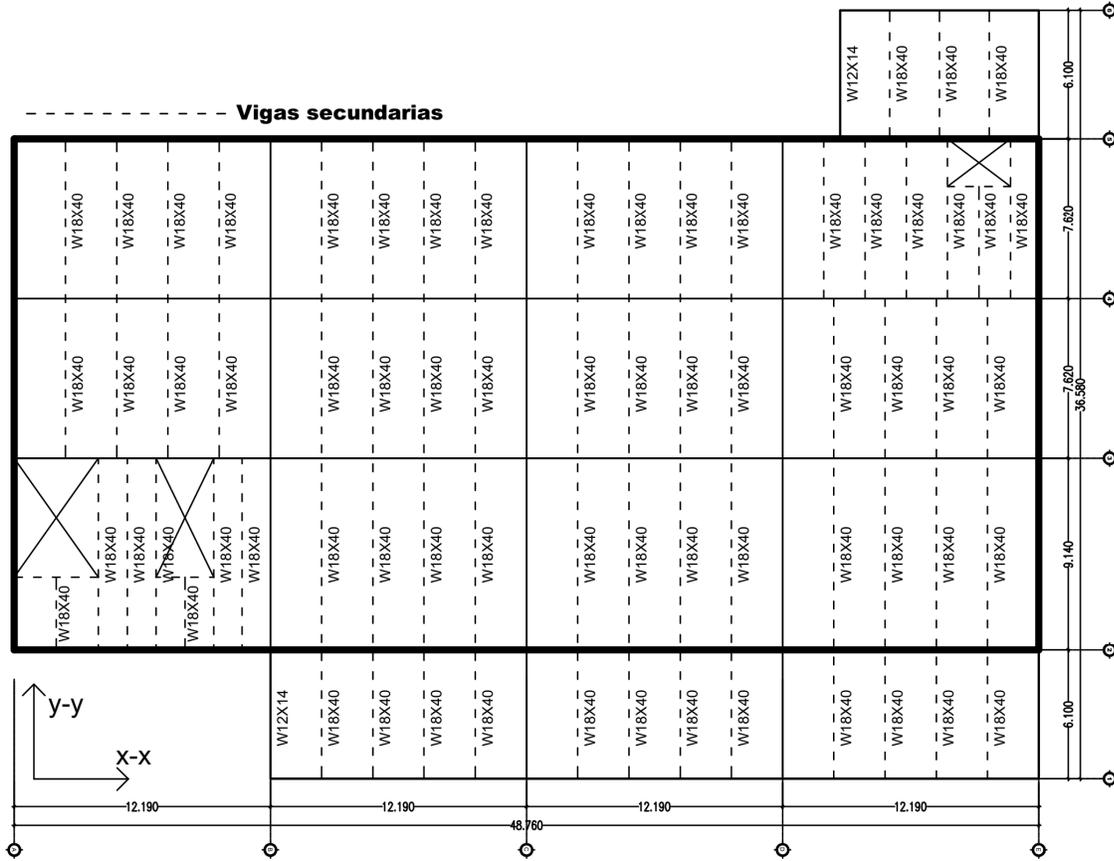
EJE A / 3-4



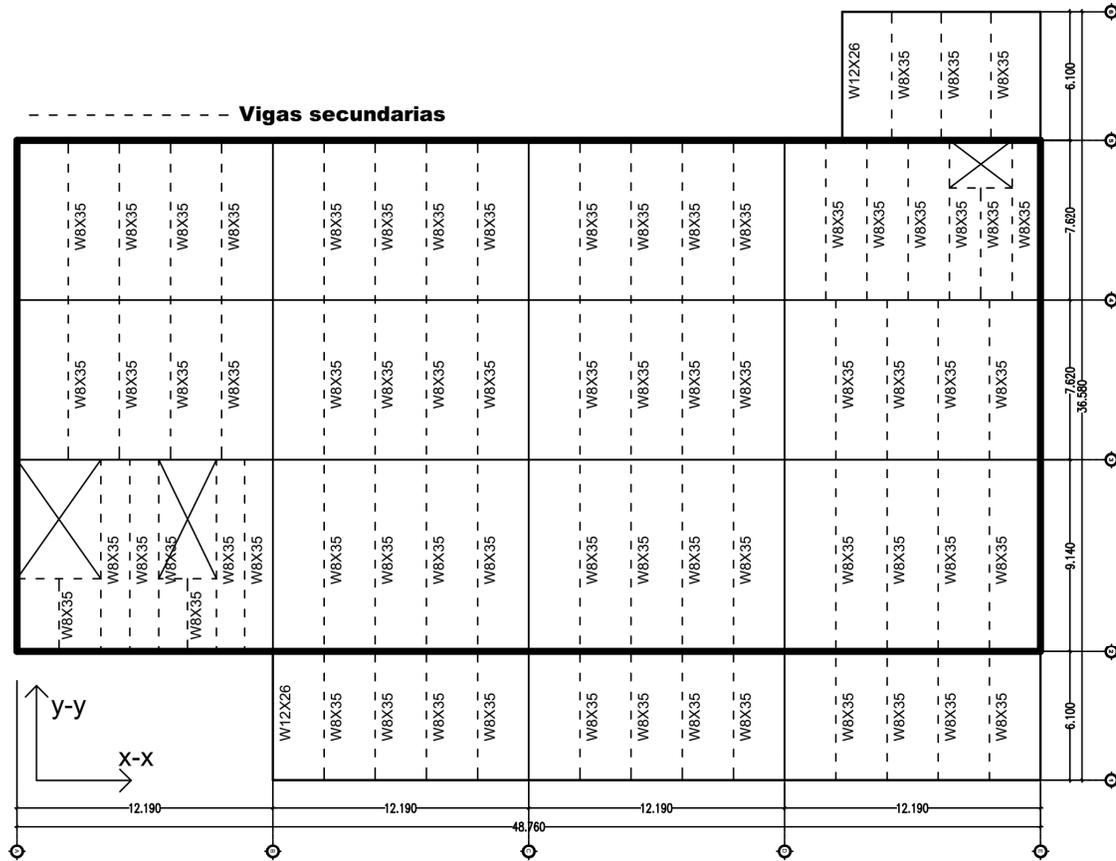
EJE E / 1-6

EJE E / 3-4

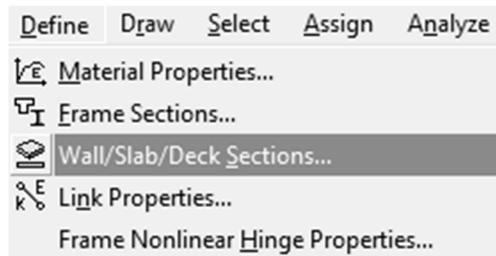
DISTRIBUCIÓN DE VIGAS SECUNDARIAS (PLANTA NIVEL 1 AL 3)



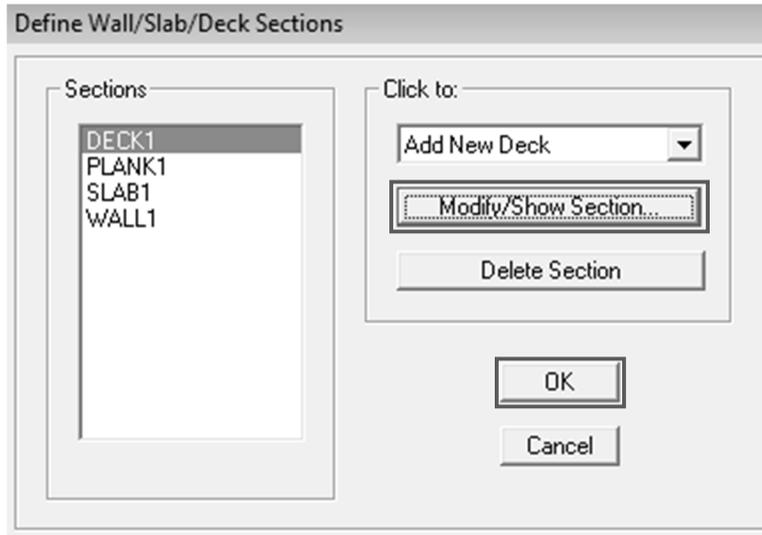
DISTRIBUCIÓN DE VIGAS SECUNDARIAS (PLANTA NIVEL 4)



Menú: Define/ Wall-Slab-Deck Sections



- Subventana: Define Wall-Slab-Deck Sections, marcar DECK1; y seleccionar la opción Modify-Show Section para personalizar.



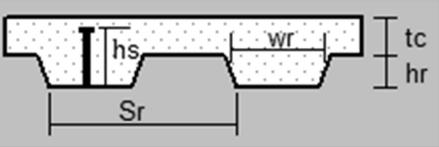
- Subventana: Deck Section, crear la sección del metal deck a utilizar en el modelo, considerando sus propiedades tales como t_c , h_r , w_r , S_r , h_s , F_u y Slab Material establecidas en el paso 2.1 y 2.2 para entepiso y cubierta respectivamente.

Deck Section

Section Name

Type

Filled Deck
 Unfilled Deck
 Solid Slab



Geometry

Slab Depth (tc)
Deck Depth (hr)
Rib Width (wr)
Rib Spacing (Sr)

Material

Slab Material
Deck Material
Deck Shear Thick

Composite Deck Studs

Diameter
Height (hs)
Tensile Strength, Fu

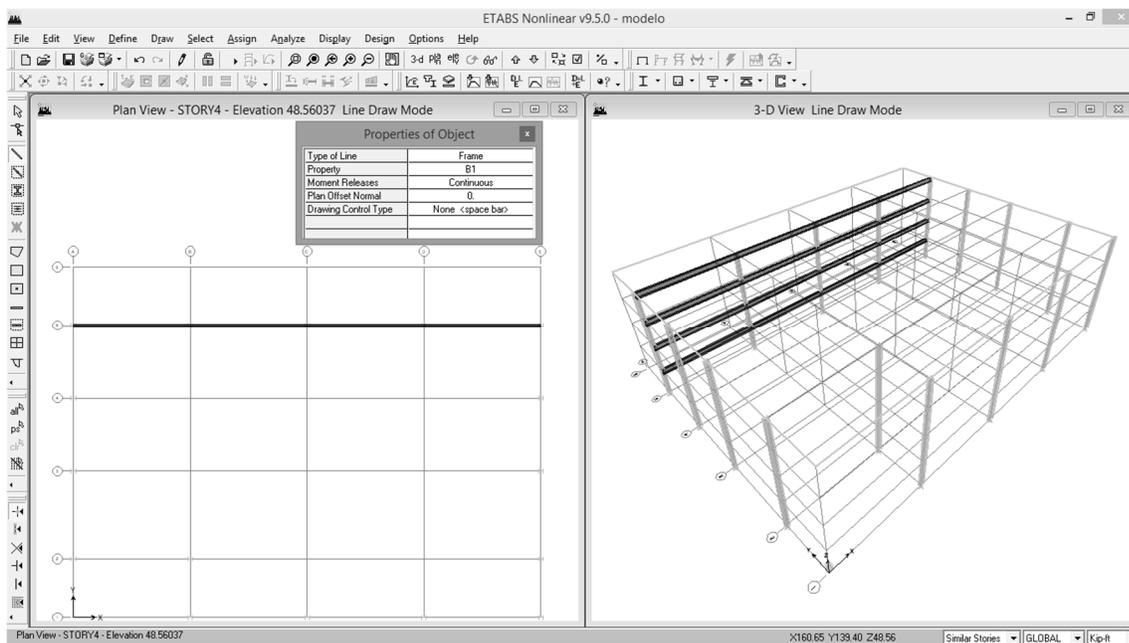
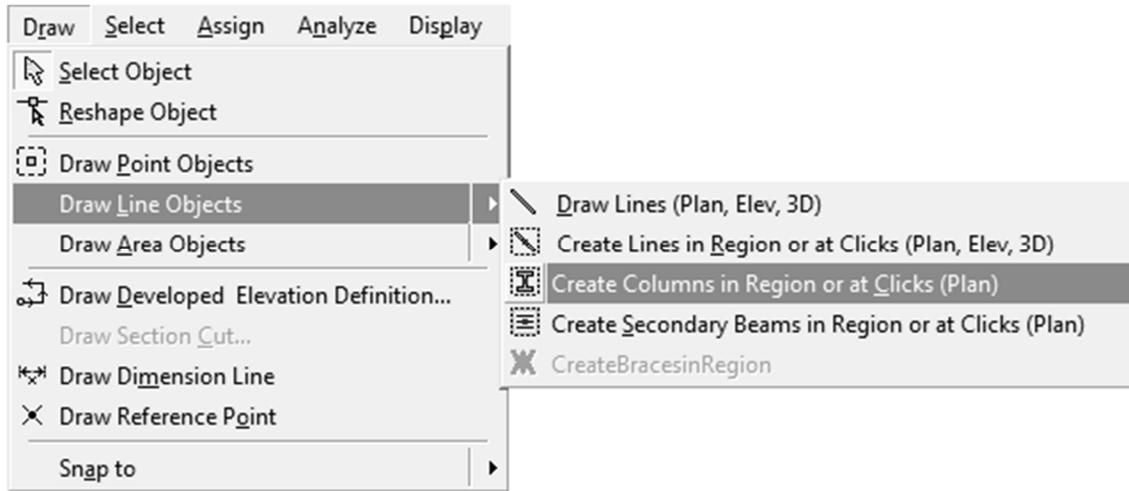
Metal Deck Unit Weight

Unit Weight/Area

Display Color

Paso 4.4. Asignar y distribuir los elementos de la estructura (columnas, vigas, breizas y losas)

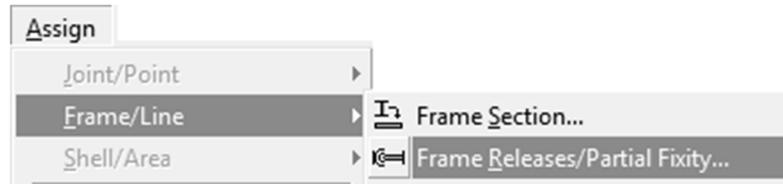
- # Menú: Draw/ Draw Line Objects/ Create Columns in Region or at Clicks (Plan), para dibujar en el modelo columnas, vigas principales, vigas secundarias, breizas y losas.



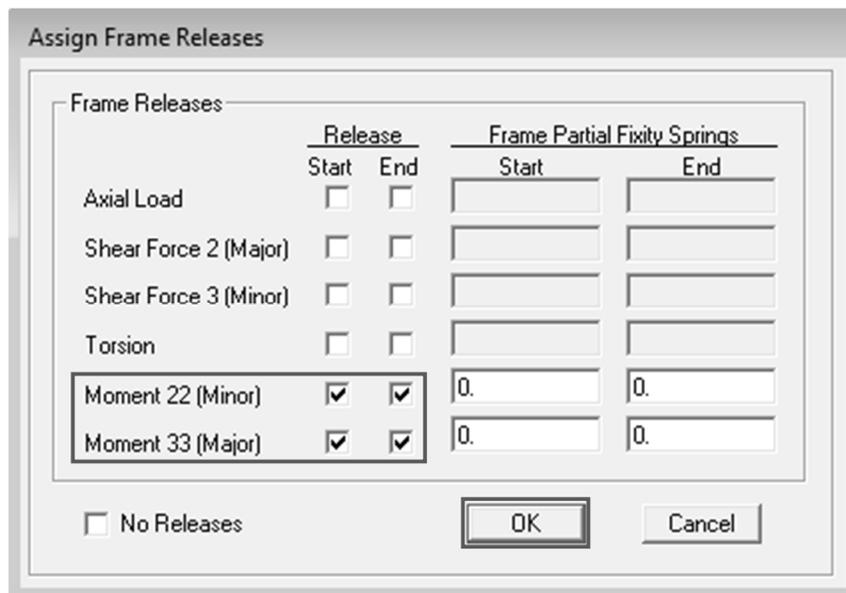
Construyendo el modelo en ETABS v9.5

✚ Liberar los extremos de los elementos que representan a las breizas, para que permitan el giro, por lo tanto, se deben seleccionar los elementos (breizas).

✚ Menú: Assign/ Frame Releases - Partial Fixity

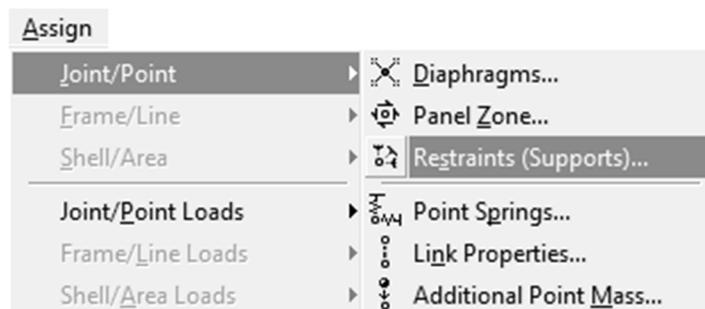


▣ Subventana: Assign Frame Releases



▣ Seleccionar las bases de las columnas

▣ Menú: Assing/ Joint-Point/ Restraints (Supports)

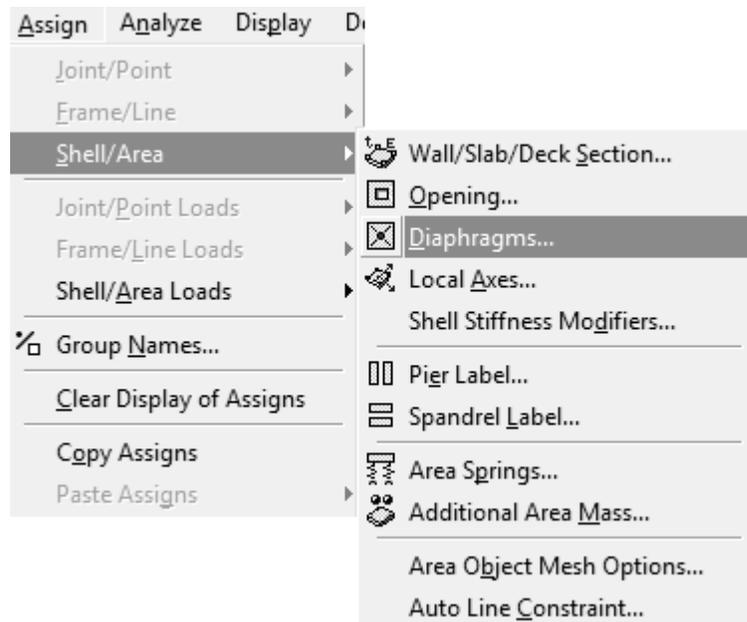


▣ Subventana: Assign Restraints; y seleccionar la segunda opción (articulado).

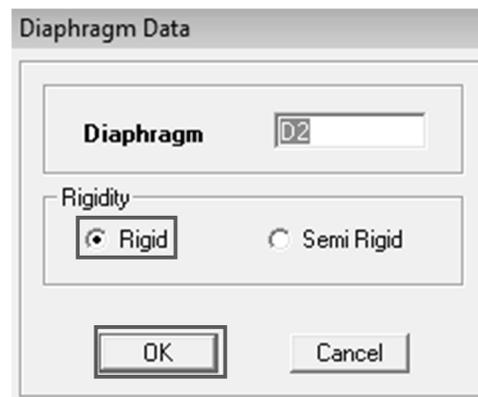
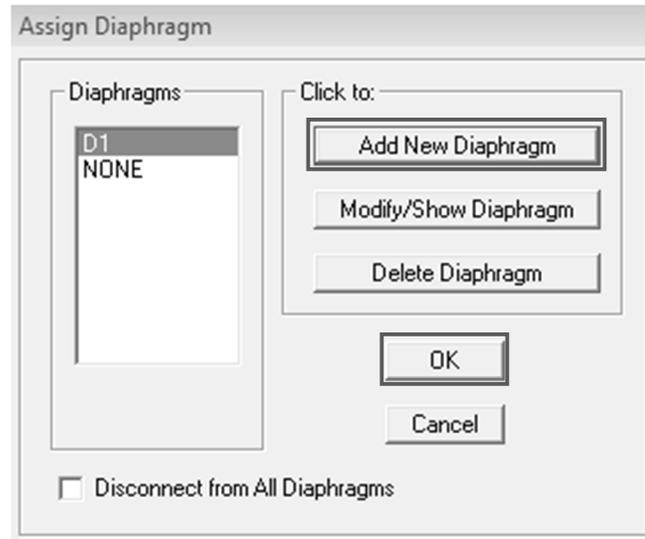


Paso 4.5. Asignar diafragmas rígidos

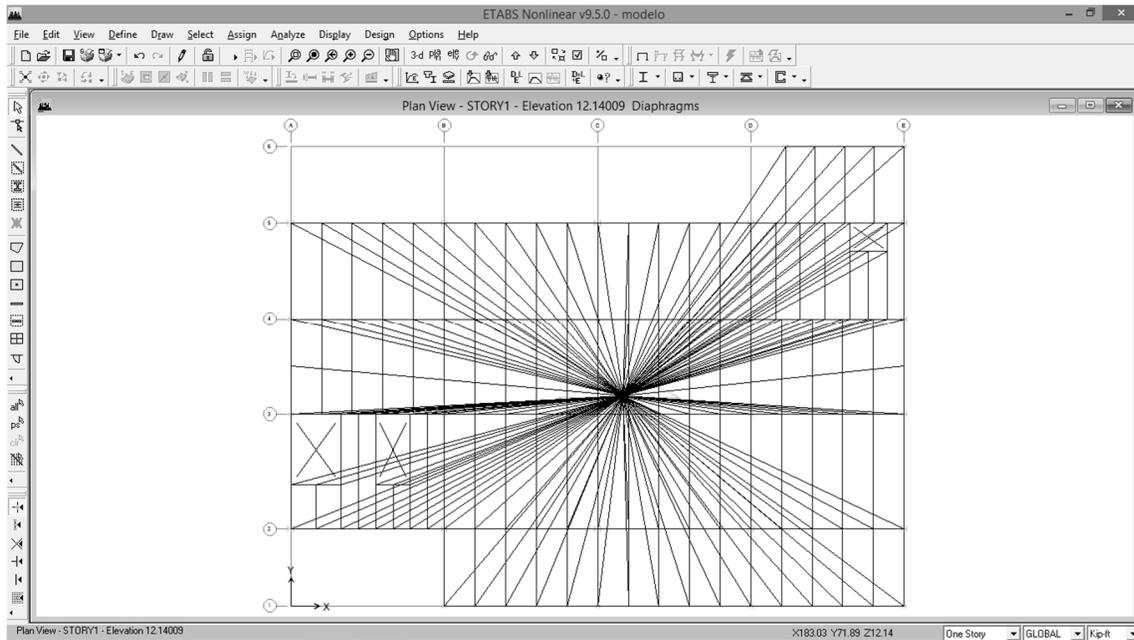
- Seleccionar el área de la losa
- Menú: Assign/ Shell-Area/ Diaphragms



- Subventana: Assign Diaphragm, seleccionar Add New Diaphragm; y crear uno por cada nivel, con el fin de liberar grados de libertad al modelo.

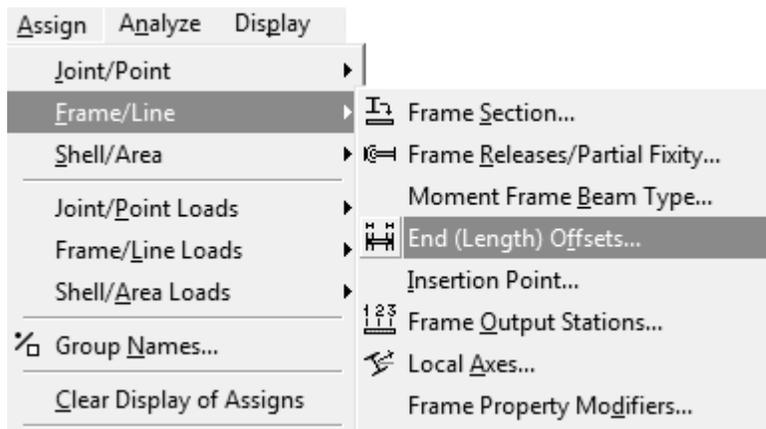


- ✦ El modelo debe mostrar que tiene asignado el diafragma rígido, para cada uno de los niveles.

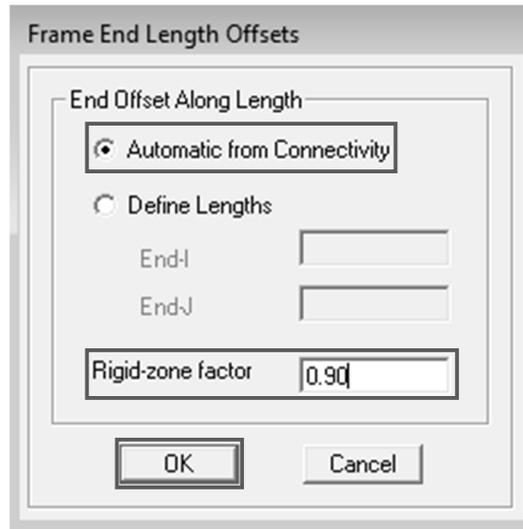


Planta del modelo con el diafragma rígido asignado

- Seleccionar modelo
- Menú: Assign/ Frame Line/ End (Length) Offsets

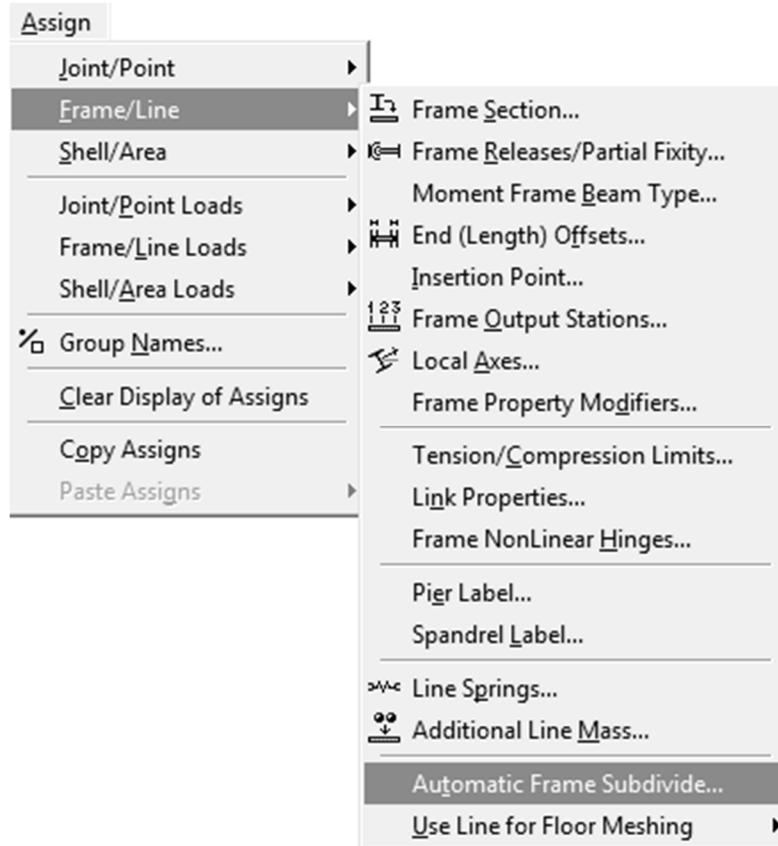


- Subventana: Frame End Length Offsets, esto con el fin de asignar brazos rígidos al modelo, la otra consideración es bajar la rigidez al 90% para el factor zona rígida en el caso de estructuras de acero, para aumentar las deflexiones laterales y mejorar la resistencia de la zona del panel en cuanto al plegamiento del alma de la columna.

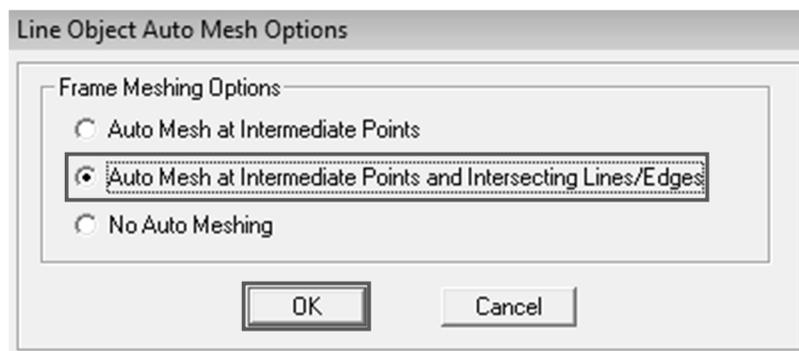


✚ Seleccionar todo el modelo

✚ Menú: Assign/ Frame Line/ Automatic Frame Subdivide, para compatibilizar los elementos línea con elementos área, del modelo.

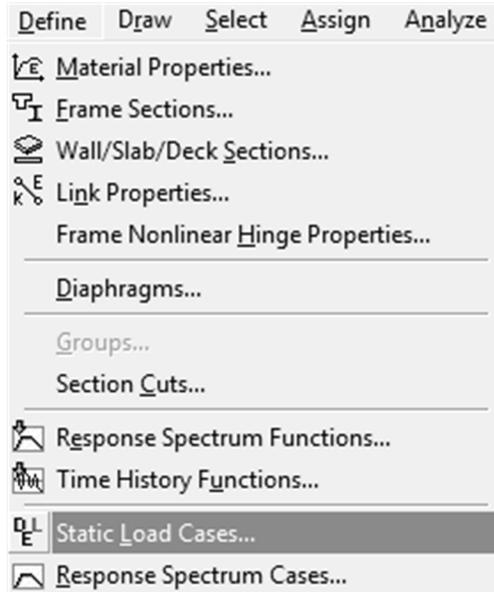


Subventana: Line Object Auto Mesh Options, seleccionar la segunda opción.

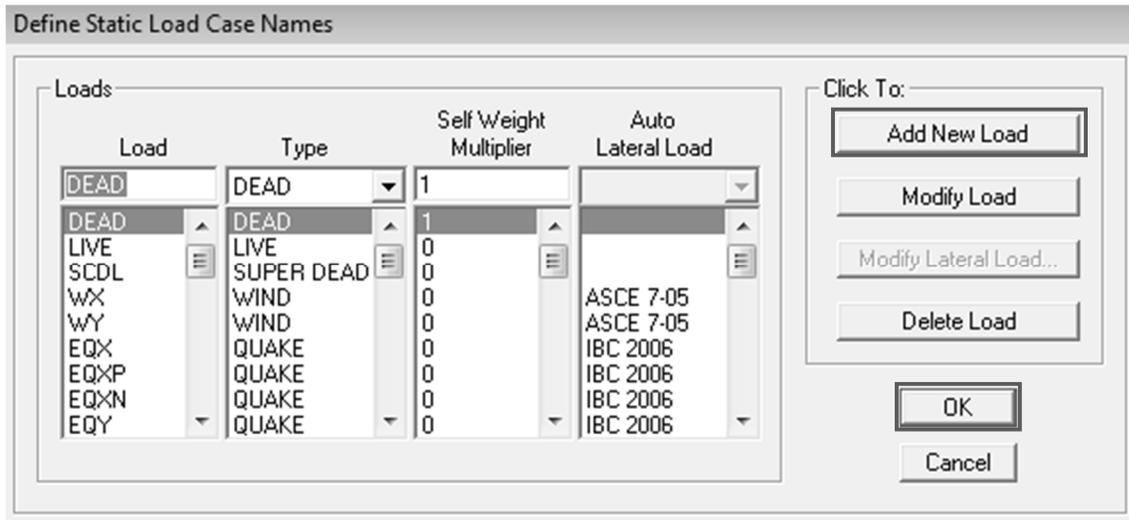


Paso 4.6. Definir los casos de carga estática

☛ Menú: Define/ Static Load Cases



☛ Subventana: Define Static Load Case Names, seleccionar la opción Add New Load; y crear cada caso de carga que le será aplicado al modelo: carga muerta (DEAD), carga viva (LIVE), sobre carga muerta (SCDL), carga de viento en “x” y “y” (WX, WY), carga de sismo en “x” y “y” (EQX, EQY), carga de sismo estático en “x” y “y” con excentricidad positiva-negativa (EQXP, EQXN, EQYP, EQYN), carga muerta hipotética tipo notional en “x” y “y” (NOTDX, NOTDY), sobre carga muerta hipotética tipo notional en “x” y “y” (NOTSCX, NOTSCY); y carga viva hipotética tipo notional en “x” y “y” (NOTLX, NOTLY).

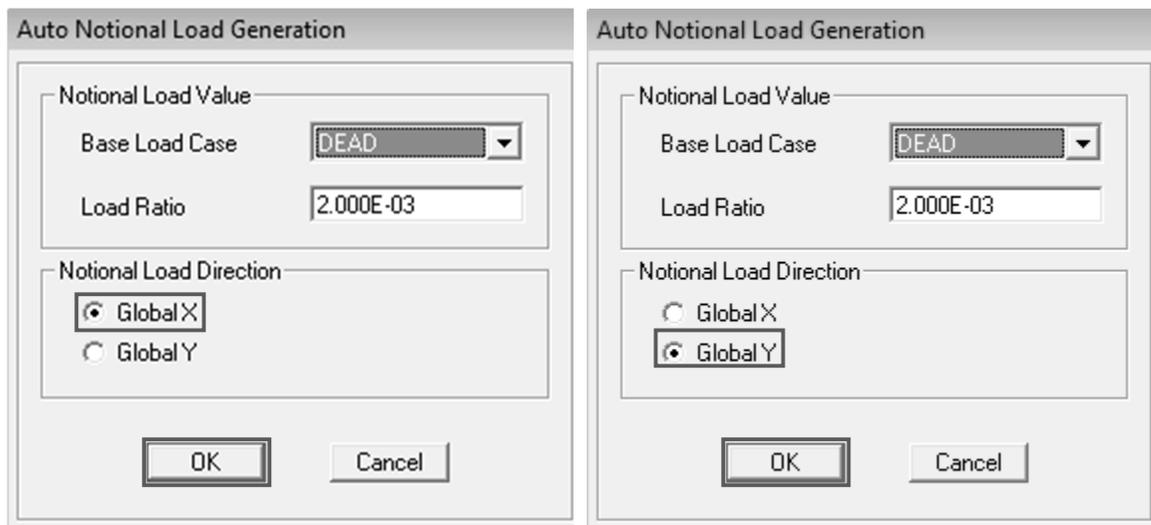


- Subventana: Wind Loading, para el sentido X-x, ingresar los coeficientes requeridos, de acuerdo a los datos determinados en el paso 3.1
- Subventana: Wind Loading, para el sentido Y-y, ingresar los coeficientes requeridos, de acuerdo a los datos determinados en el paso 3.2
- Subventana: Seismic Loading, para el sentido X-x, ingresar los coeficientes requeridos, de acuerdo a los datos determinados en el paso 3.3
- Subventana: Seismic Loading, para el sentido X-x, caso con excentricidad positiva, ingresar los coeficientes requeridos, de acuerdo a los datos determinados en el paso 3.3
- Subventana: Seismic Loading, para el sentido X-x, caso con excentricidad negativa, ingresar los coeficientes requeridos, de acuerdo a los datos determinados en el paso 3.3

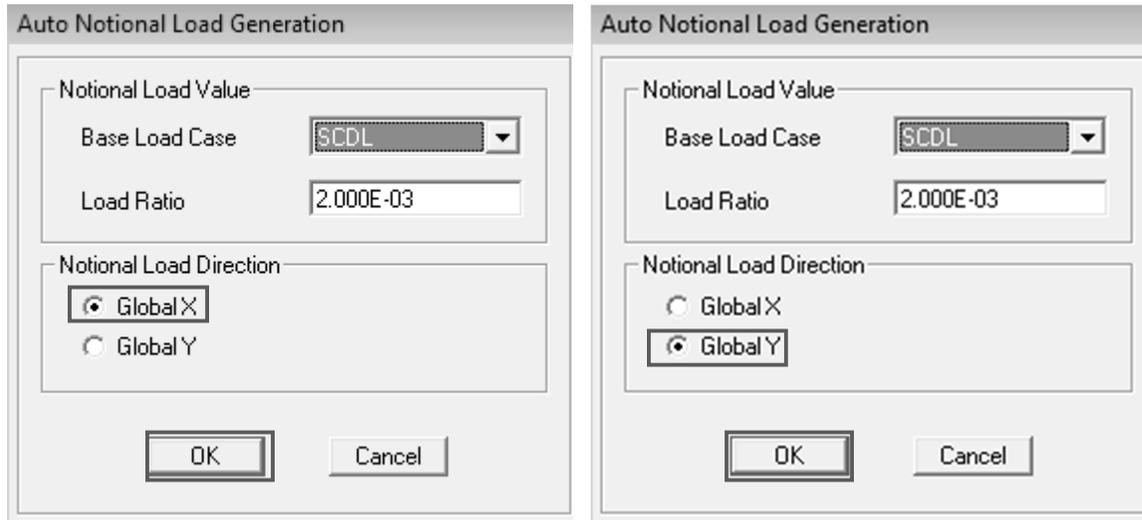
El mismo procedimiento se tendrá que realizar para los casos de sismo estático en el sentido Y-y con excentricidad positiva y negativa, con los datos determinados en el paso 3.4.

Para analizar la estabilidad de la estructura, se tendrá que considerar el Método de Análisis Directo (DAM, Direct Analysis Method), el cual se definirán los casos por carga hipotética tipo notional para carga muerta, sobre carga muerta y carga viva, en el sentido X-x y Y-y.

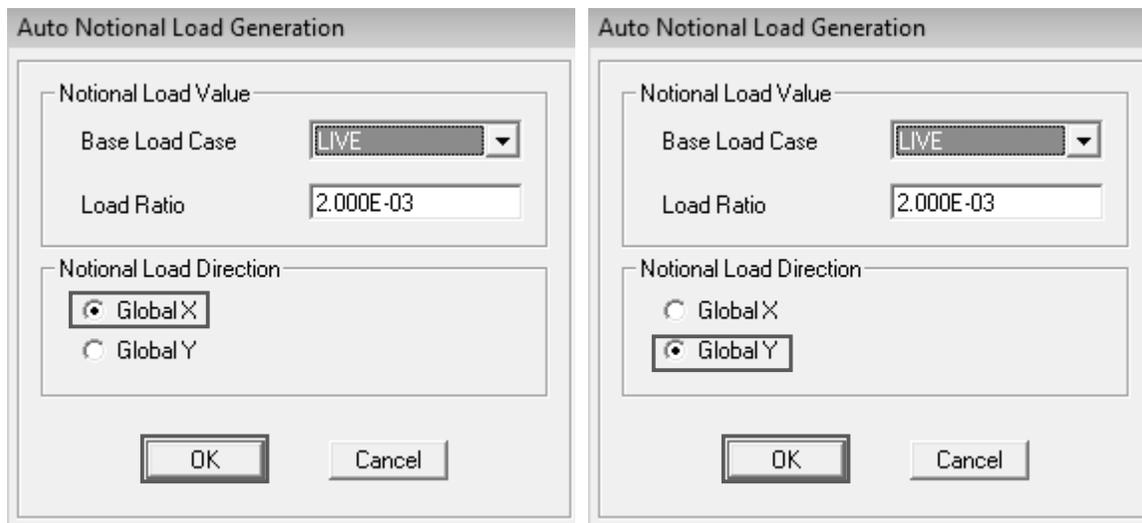
- Subventana: Auto Notional Load Generation, carga hipotética para la carga muerta en el sentido X-x y Y-y



- Subventana: Auto Notional Load Generation, carga hipotética para la sobrecarga muerta en el sentido X-x y Y-y

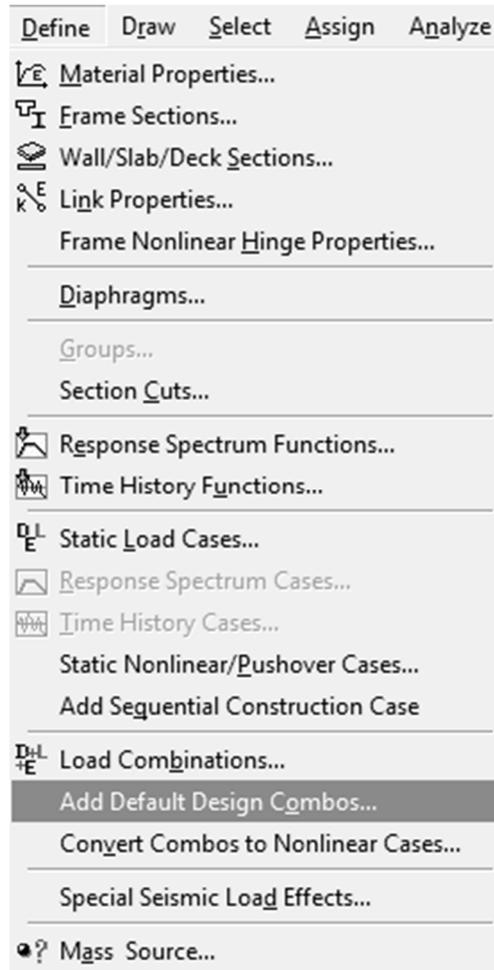


- ✚ Subventana: Auto Notional Load Generation, carga hipotética para la carga viva en el sentido X-x y Y-y

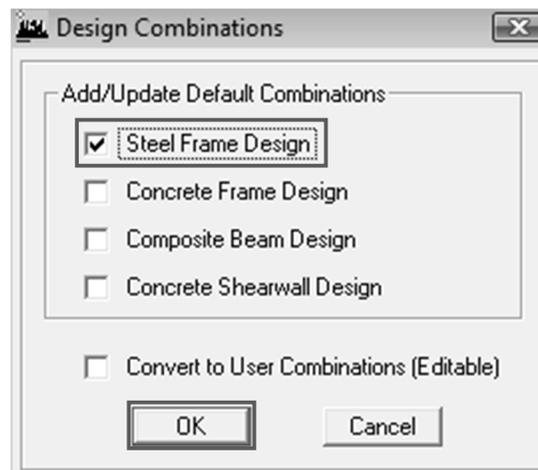


- ✚ Definir combinaciones de carga, Sección 2 ASCE 7-10

- ✚ Menú: Define/ Load Combinations

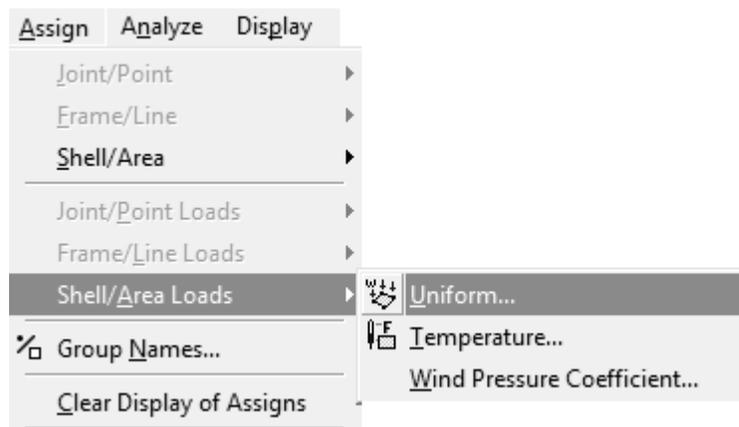


Subventana: Design Combinations

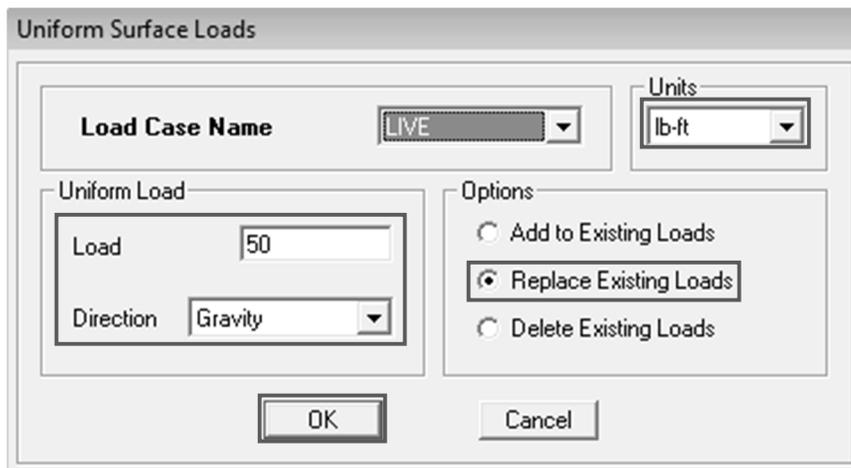


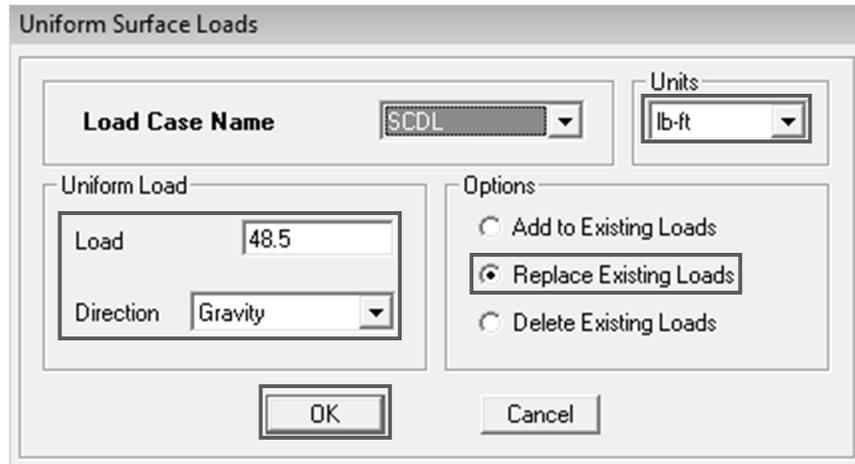
4.7. Asignar cargas gravitacionales al modelo

- ✚ Seleccionar el área de la losa
- ✚ Menú: Assign/ Shell-Area Loads/ Uniform, asignar carga para entresijos y cubierta final.



- ✚ Subventana: Uniform Surface Loads, seleccionar carga viva (LIVE) y sobrecarga muerta (SCDL), verificar unidades de medida (Units), ingresar el valor de la carga viva para entresijo y cubierta según se consideró en el paso 2.1 y 2.2, dirección gravitacional (Gravity).

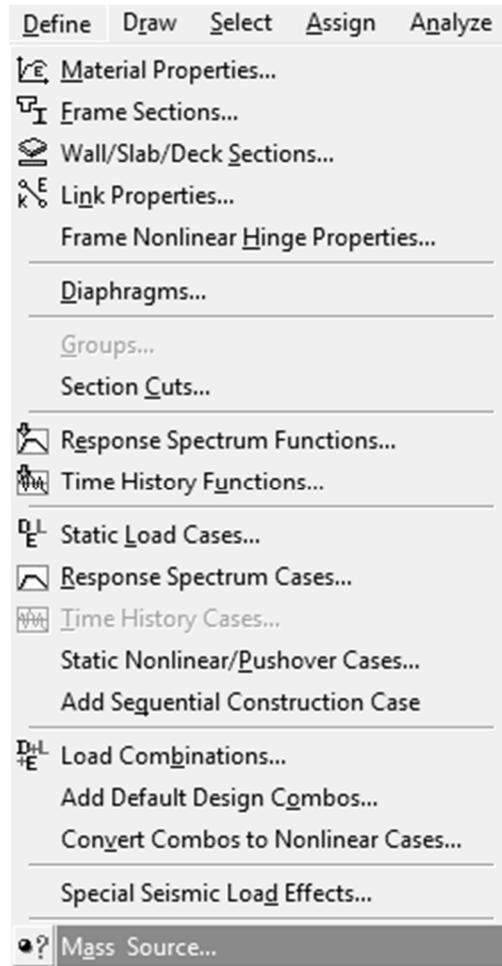




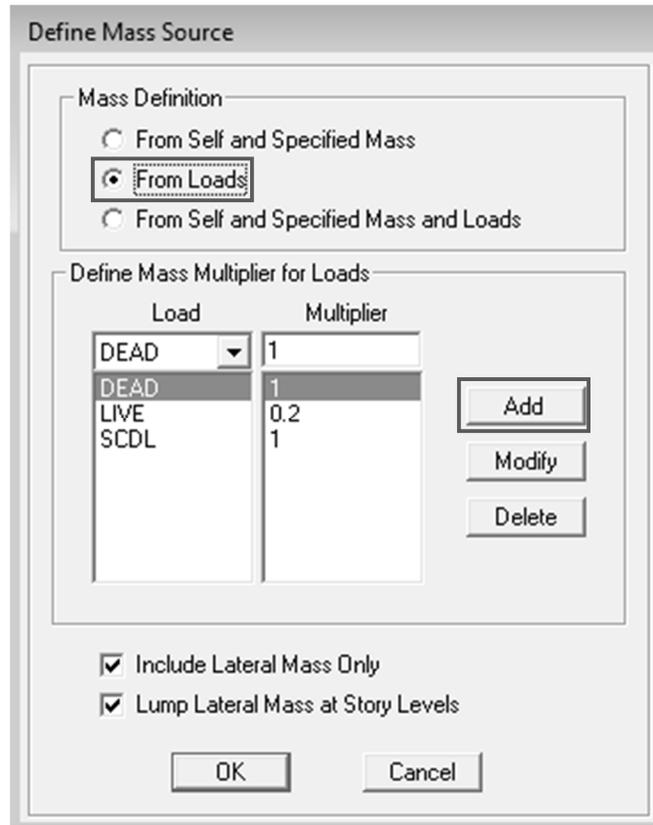
Únicamente se deberán asignar carga viva y sobre carga muerta, debido a que la carga muerta el software la considera automáticamente.

Paso 4.8. Definir la fuente de masa de la estructura

☛ Menú: Define/ Mass Source

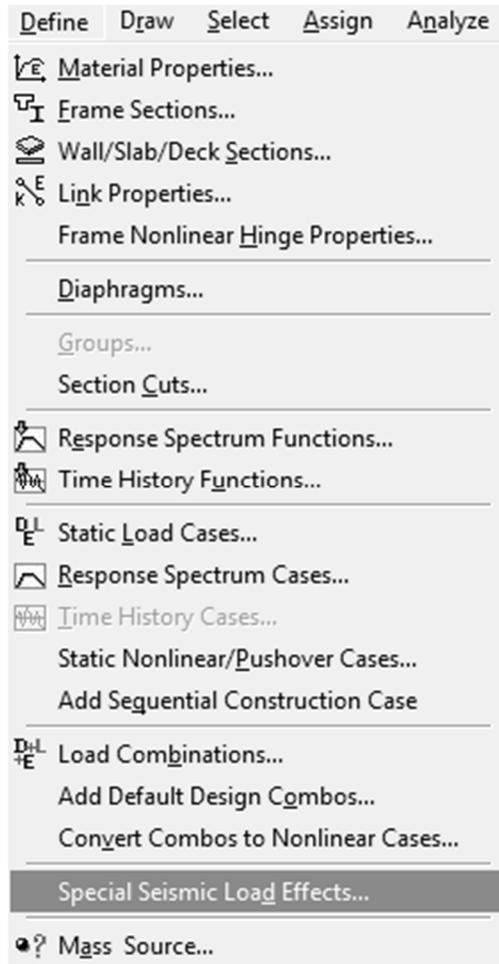


- Subventana: Define Mass Source, seleccionar la segunda opción From Loads (para que el software tome en cuenta la propiedad peso del material), y considerar el 100% de la carga muerta (DEAD), el 20% de la carga viva (LIVE) y el 100% de la sobre carga muerta (SCDL).

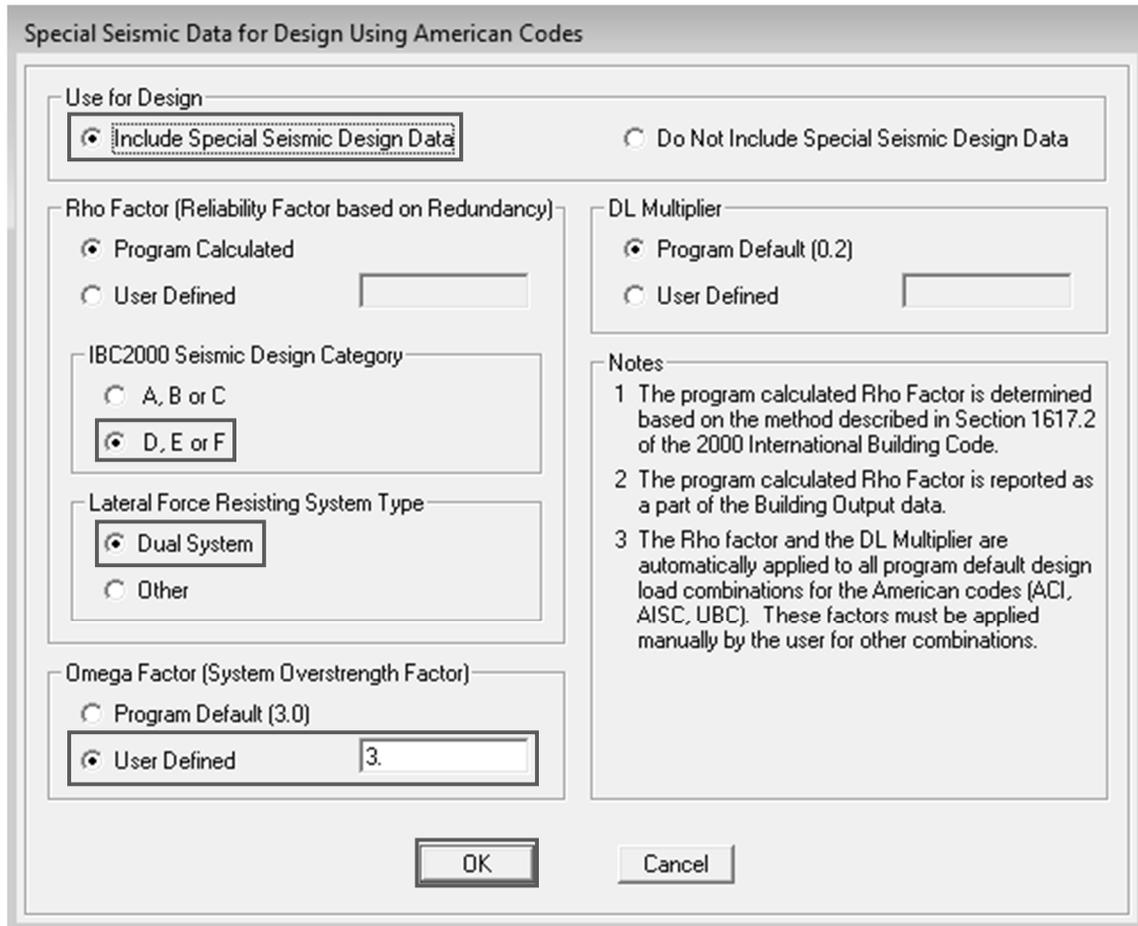


Paso 4.9. Definir los efectos especiales de carga sísmica

☛ Menú: Define/ Special Seismic Load Effects

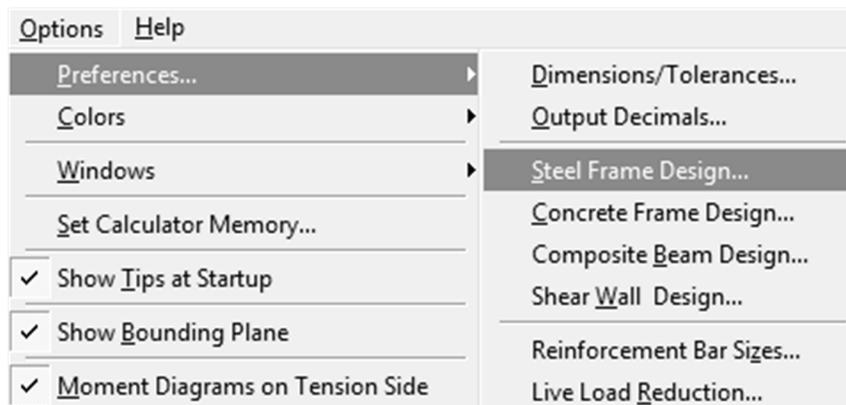


■ Subventana: Special Seismic Data for Design Using American Codes, ingresar los coeficientes de acuerdo al paso 3.3 y 3.4



Paso 4.10. Definir código de diseño, sistema estructural, metodología de diseño, parámetros y coeficientes para el sentido X-x

☛ Menú: Options/ Preferences/ Steel Frame Design (Estructura Principal)



Subventana: Steel Frame Design Preferences

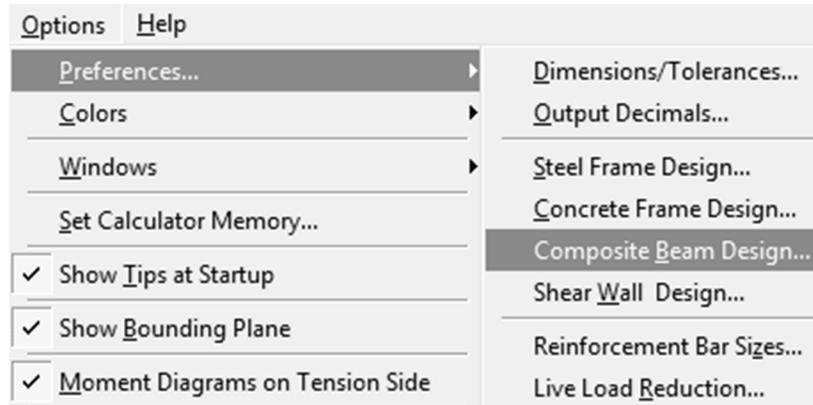
Steel Frame Design Preferences

Design Code	AISC360-05/IBC2006
Frame Type	SMF
Seismic Design Category	D
Importance Factor	1.
System Rho	1.
System Sds	1.
System R	8.
System Omega0	3.
System Cd	5.5
Design Provision	LRFD
Design Analysis Method	Direct Analysis
Second Order Method	General 2nd Order
Stiffness Reduction Method	Tau-b Variable
Phi(Bending)	0.9
Phi(Compression)	0.9
Phi(Tension-Yielding)	0.9
Phi(Tension-Fracture)	0.75
Phi(Shear)	0.9
Phi(Shear Rolled I)	1.
Phi(Shear-Torsion)	0.9
Ignore Seismic Code?	No
Ignore Special Seismic Load?	No
Is Doubler Plate Plug Welded?	Yes
HSS Welding Type	ERW
Reduce HSS Thickness?	No
Consider Deflection?	Yes
Deflection Check Type	Both
DL Limit, L /	120.
Super DL+LL Limit, L /	120.
Live Load Limit, L /	360.
Total Limit, L/	240.
Total-Camber Limit, L/	240.
DL Limit, abs	0.0833
Super DL+LL Limit, abs	0.0833
Live Load Limit, abs	0.0833
Total Limit, abs	0.0833
Total-Camber Limit, abs	0.0833
Pattern Live Load Factor	0.75
Stress Ratio Limit	0.95
Maximum Auto Iteration	1

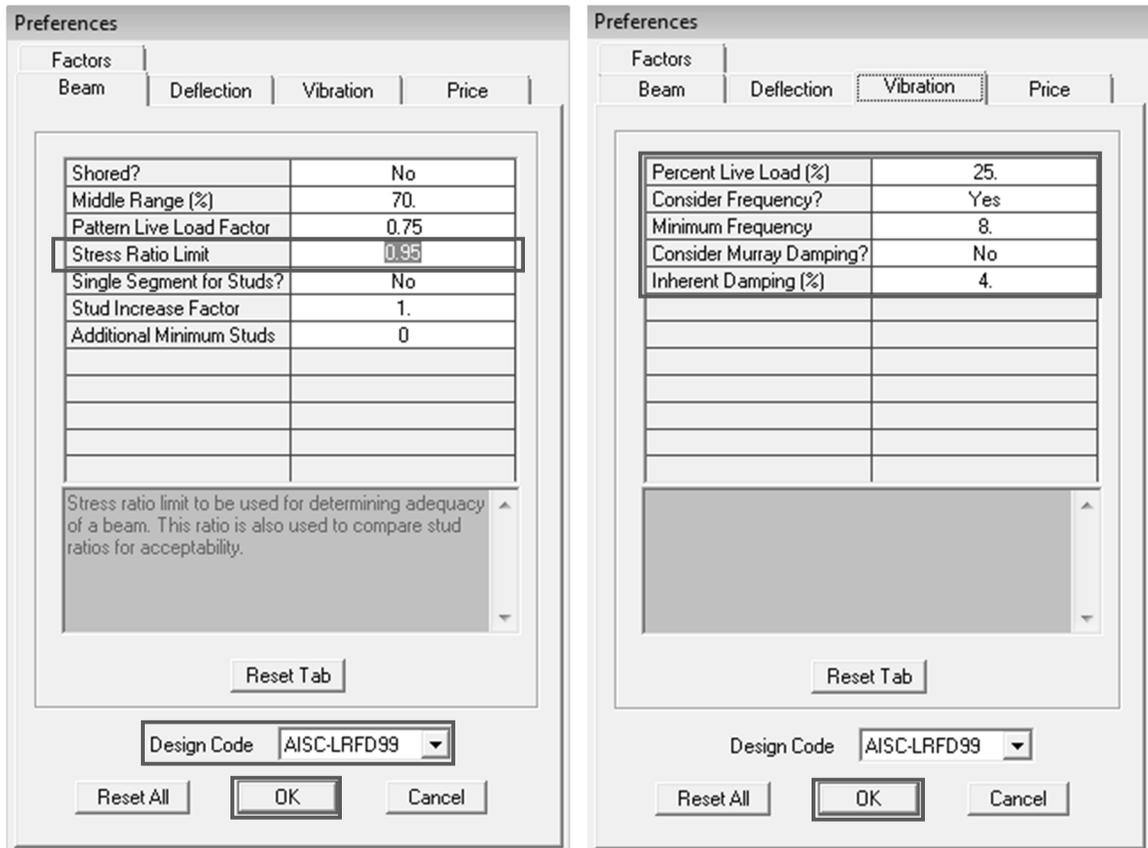
OK

Cancel

☛ Menú: Options/ Preferences/ Composite Beam Design (Vigas Secundarias)

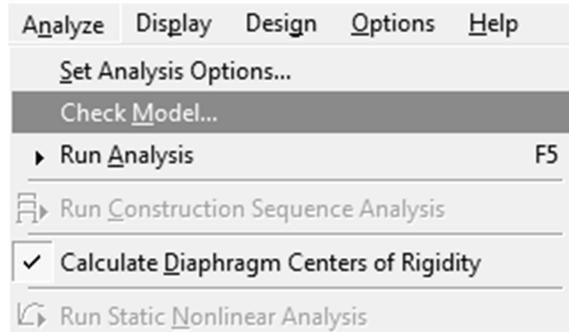


☛ Subventana: Preferences

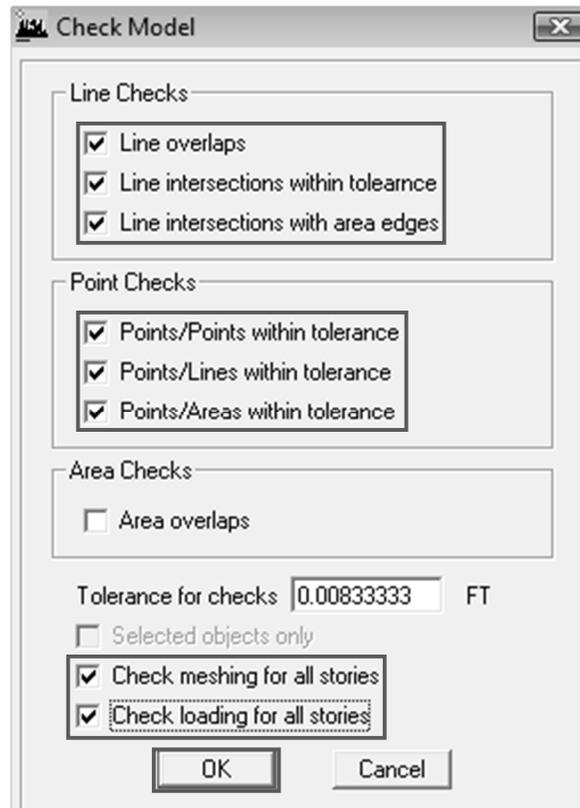


Paso 4.11. Realizar chequeo del modelo para determinar si esta configurado correctamente

☛ Menú: Analyze/ Check Model



☛ Subventana: Check Model, seleccionar todas las opciones que aparecen.

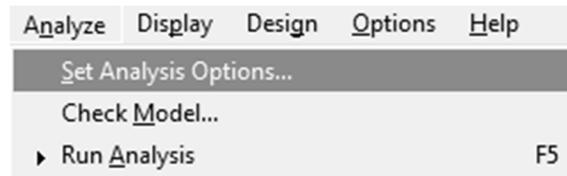


- Subventana: Warning, no debe aparecer ningún mensaje de advertencia, para garantizar que el modelo está configurado de manera correcta.

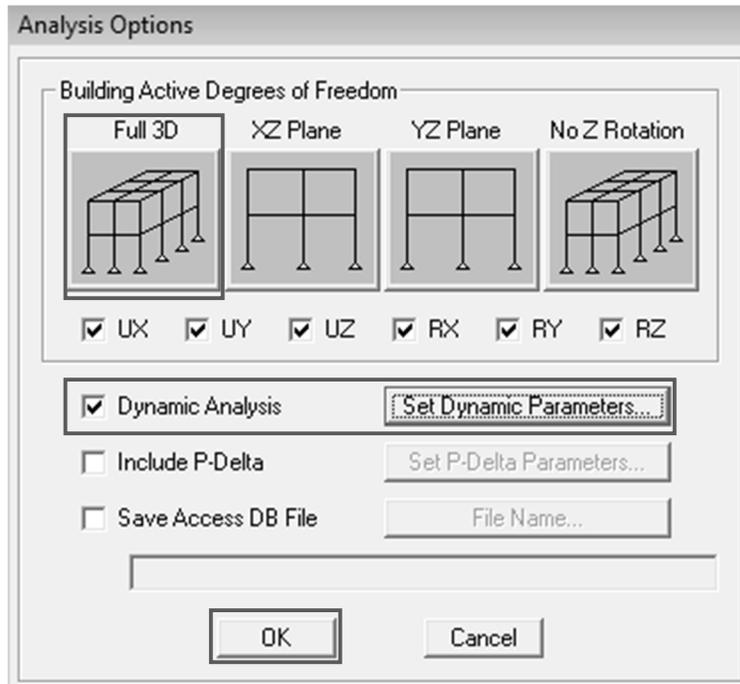


Paso 4.12. Definir la opción del análisis a realizar

- Menú: Analyze/ Set Analysis Options



- Subventana: Analysis Options, seleccionar la opción Full 3D, Dynamic Analysis; y Set Dynamic Parameters



- Subventana: Dynamic Analysis Parameters, en Number of Modes ingresar 12 modos de vibración (se considera 3 modos de vibración por nivel), más adelante se debe corroborar que la participación modal sea mayor que el 90% en cada dirección horizontal según Sección 12.9.1 ASCE 7-10, si no se cumple, aumentar el número de modos.

Dynamic Analysis Parameters

Number of Modes 12

Type of Analysis
 Eigenvectors Ritz Vectors

EigenValue Parameters
Frequency Shift (Center) 0.
Cutoff Frequency (Radius) 0.
Relative Tolerance 1.000E-07
 Include Residual-Mass Modes

Starting Ritz Vectors
List of Loads Ritz Load Vectors
Add ->
<- Remove

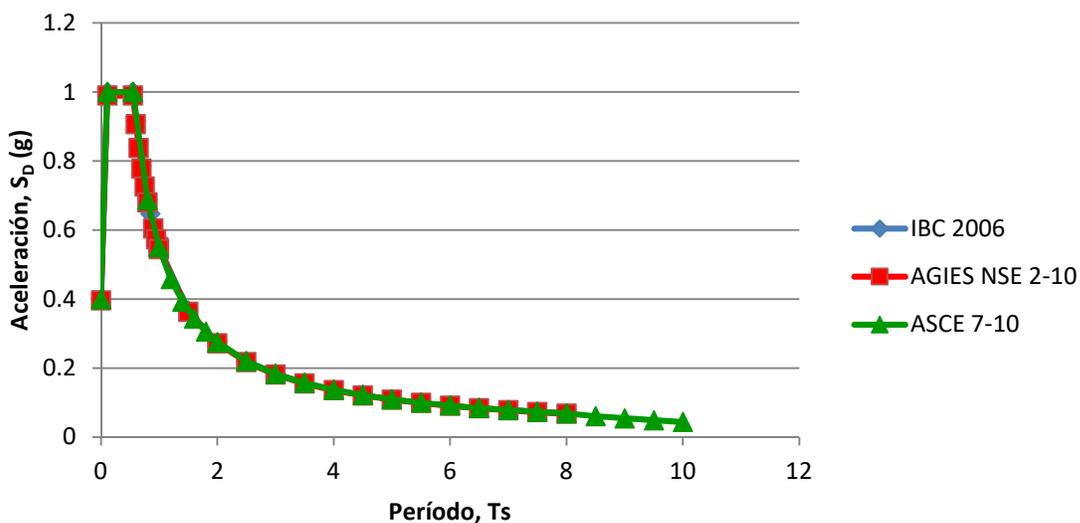
OK Cancel

Paso 4.13. Definir el efecto P-delta en la de opción de análisis a realizar

- Subventana: Analysis Options, seleccionar la opción Include P-Delta; y Set P-Delta Parameters.
- Suventana: P-Delta Parameters, seleccionar la segunda opción Iterative - Based on Mass, ingresar Maximun Iterations; y P-Delta Combination con los casos de carga y el factor de escala para las cargas siendos para siguientes: carga muerta (DEAD) 1, sobre carga muerta (SCDL) 1.2 y carga viva (LIVE) 1.6

Paso 4.14. Asignar el espectro de respuesta para el análisis de sismo dinámico

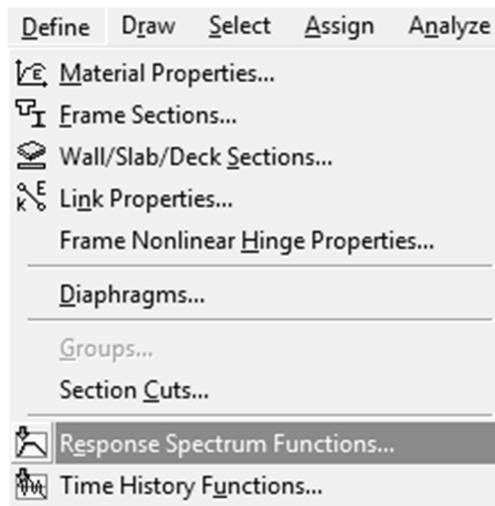
- Realizar la comparación entre el espectro de repuesta del Código IBC 2006 (lo aporta el programa), el espectro de respuesta de las Normas de Seguridad Estructural de Edificaciones y Obras de Infraestructura para la República de Guatemala AGIES NSE 2-10; y el espectro de respuesta del Código ASCE 7-10.



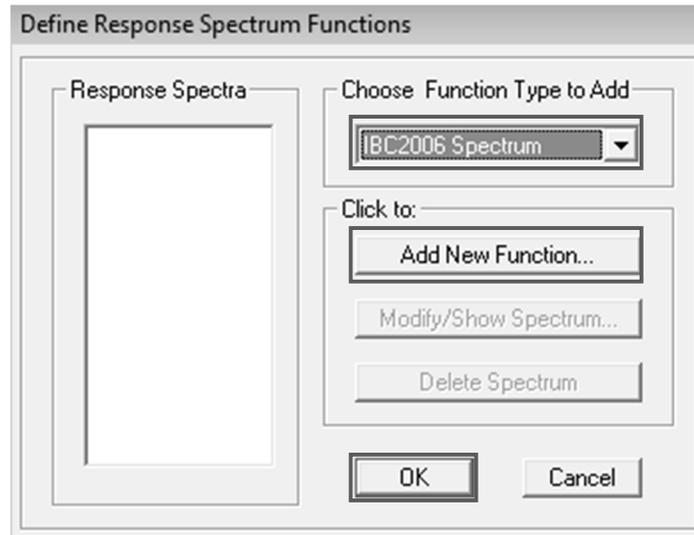
Gráfica comparativa del espectro de respuesta de los 3 códigos de diseño

Conclusión: después de comparar el espectro de respuesta de los tres Códigos se pudo comprobar que son similares, por lo que se considera utilizar el que trae incorporado el programa que es el IBC 2006, de lo contrario se tendrá que integrar.

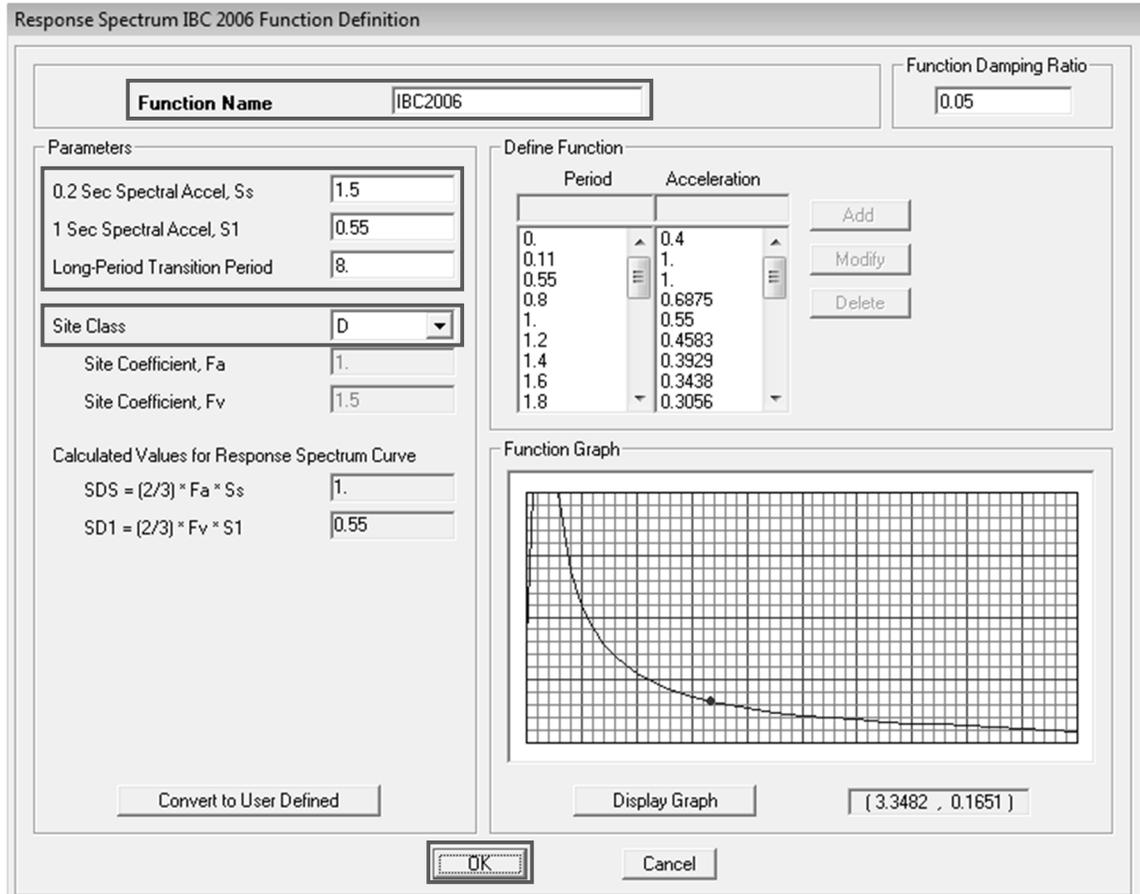
☒ Menú: Define/ Response Spectrum Functions



☒ Subventana: Define Response Spectrum Functions, en Choose Function Type to Add seleccionar el espectro a utilizar, para este caso se optó utilizar el del código IBC 2006, el cual ya lo trae incorporado el programa de lo contrario se debe crear; y seleccionar Add New Function para agregar el espectro.

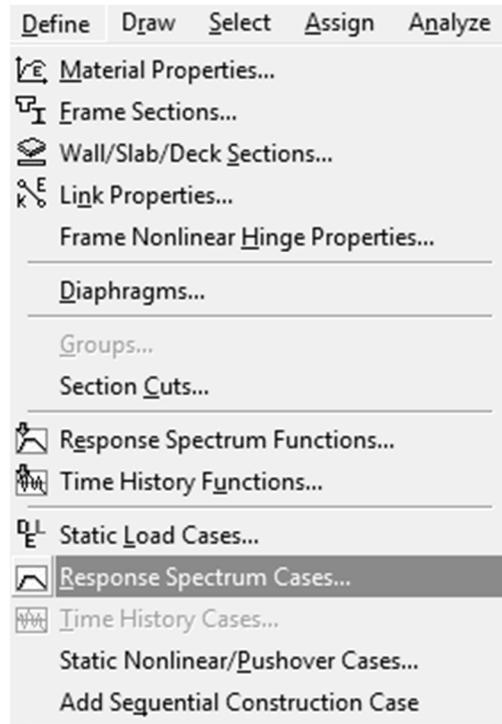


- ✦ Subventana: Response Spectrum IBC 2006 Function Definition, ingresar los coeficientes requeridos de acuerdo al paso 3.3



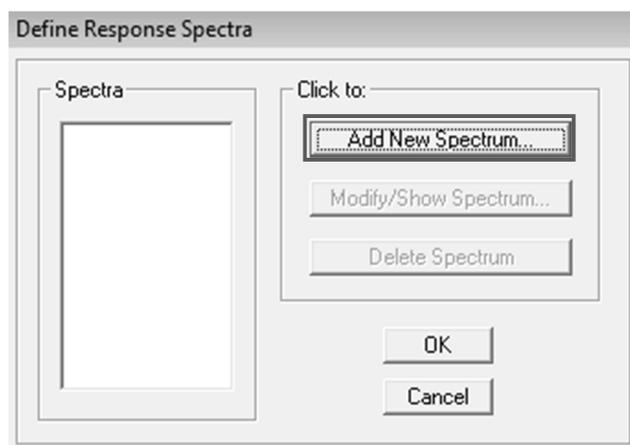
Paso 4.15. Crear los casos de respuesta espectral para el análisis de sismo dinámico

- ✦ Menú: Define/ Response Spectrum Cases, crear los dos casos de sismo dinámico en los dos sentidos X-x y Y-y



Subventana: Define Response Spectra, seleccionar Add New Spectrum para agregar los 2 casos de sismo dinámico en X-x y Y-y (EQXDYN y EQYDYN).

Para los casos de sismo dinámico (EQXDYN, EQYDYN) considerar por efecto ortogonal, el 100% de la carga aplicada en el sentido a analizar; y el 30% de la carga aplicada en la dirección perpendicular, según Sección 12.5.4 y 12.5.3-a ASCE 7-10.



☒ Sentido X-x

Response Spectrum Case Data

Spectrum Case Name: EQXDYN

Structural and Function Damping
Damping: 0.05

Modal Combination
 CQC SRSS ABS GMC
f1: f2:

Directional Combination
 SRSS ABS Orthogonal SF:
 Modified SRSS (Chinese)

Input Response Spectra

Direction	Function	Scale Factor
U1	IBC2006	4.03
U2	IBC2006	1.21
UZ		

Excitation angle: 0.

Eccentricity
Ecc. Ratio (All Diaph.): 0.05
Override Diaph. Eccen.:

Las unidades que se están utilizando en el programa para el modelo están en klb-pie, por lo tanto, los factores de escala U1 y U2, se deben calcular con éstas dimensionales.

Calcular el factor de escala

g (gravedad) = 32.20 pie/s²

R (SMF) = 8.00

I_e = 1.00

Factor de escala

$U1 = g/(R/I_e) = 4.03$ dirección del análisis

$U2 = 0.3 U1 = 1.21$ perpendicular

☒ Sentido Y-y

Response Spectrum Case Data

Spectrum Case Name EQYDYN

Structural and Function Damping

Damping 0.05

Modal Combination

CQC SRSS ABS GMC

f1 f2

Directional Combination

SRSS ABS Orthogonal SF

Modified SRSS (Chinese)

Input Response Spectra

Direction	Function	Scale Factor
U1	IBC2006	1.38
U2	IBC2006	4.6
UZ		

Excitation angle 0.

Eccentricity

Ecc. Ratio (All Diaph.) 0.05

Override Diaph. Eccen. Override...

OK Cancel

Las unidades que se están utilizando en el programa para el modelo están en klb-pie, por lo tanto, los factores de escala U1 y U2, se deben calcular con éstas dimensionales.

Calcular el factor de escala

g (gravedad) = 32.20 pie/s²

R (SCBF) = 7.00

l_e = 1.00

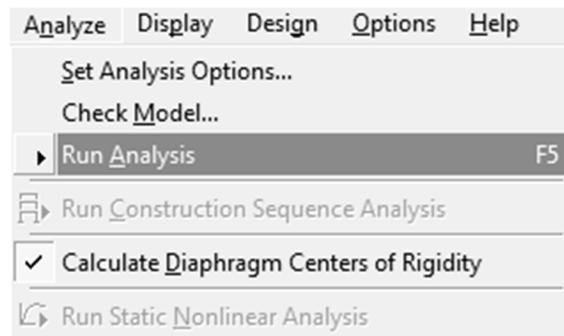
Factor de escala

$U_1 = 0.3$ $U_2 = 1.38$ dirección del análisis

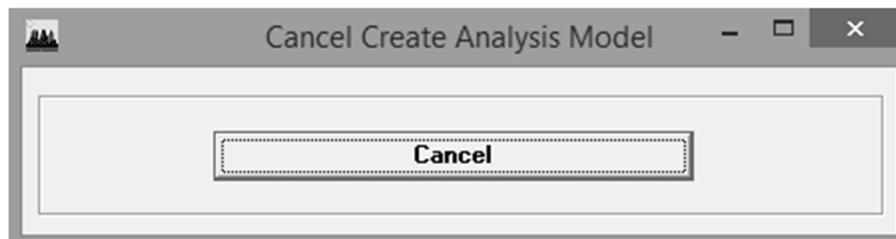
$U_2 = g/(R/l_e) = 4.60$ perpendicular

Paso 4.16. Iniciar el análisis

☛ Menú: Analyze/ Run Analysis

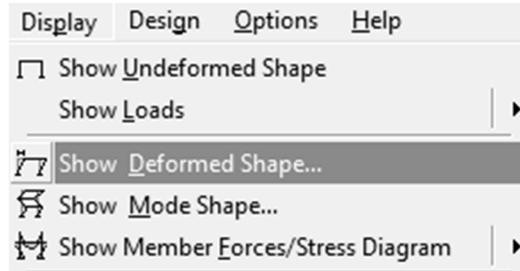


☛ El análisis ha iniciado

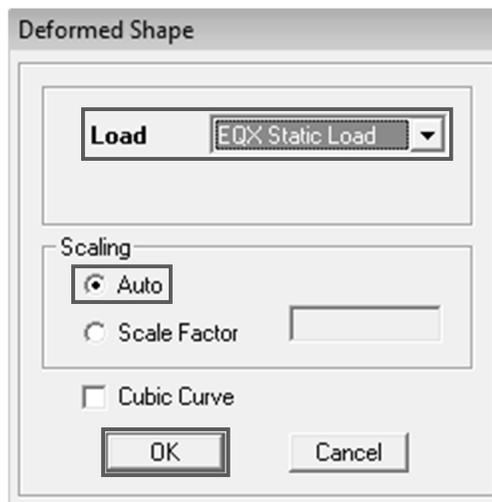


☛ Después de concluir el análisis.

☛ Menú: Display/ Show Deformed Shape



- Subventana: Deformed Shape, en Load seleccionar la carga para la cual se requiere obtener el valor del desplazamiento lateral de la estructura.



- Seleccionar una esquina en el último nivel de la estructura.
- Subventana: Point Displacements, seleccionar Lateral Drifts, para desplegar información de los desplazamientos.



- ▣ Cuadro con los valores de los desplazamientos obtenidos, del punto seleccionado, producidos por la carga de sismo estático en “x” y “y” (EQX y EQY).

STORY	DISP-X	DISP-Y	DRIFT-X	DRIFT-Y
STORY4	2.778481	0.055043	0.002052	0.000089
STORY3	2.479536	0.042109	0.003287	0.000092
STORY2	2.000630	0.028639	0.005046	0.000111
STORY1	1.265461	0.012541	0.008687	0.000086

STORY	DISP-X	DISP-Y	DRIFT-X	DRIFT-Y
STORY4	-0.050248	1.063132	0.000075	0.001786
STORY3	-0.039273	0.803012	0.000087	0.001847
STORY2	-0.026665	0.533931	0.000101	0.002105
STORY1	-0.011942	0.227216	0.000082	0.001560

- ▣ Revisar que la deriva de la estructura este en el límite permitido $\Delta_2 \leq \Delta_a$, según Sección 12.8.6 ASCE 7-10

Nivel sentido X-X	Desp-X	$(\delta_{e2}-\delta_{e1})$	$\Delta_2 = (\delta_{e2}-\delta_{e1})C_d/l_e$	$\Delta_a = 0.02h_{sx}$	$\Delta_2 \leq \Delta_a$
4.00	2.778481	0.298945	1.644198	2.91	OK
3.00	2.479536	0.478906	2.633983	5.83	OK
2.00	2.000630	0.735169	4.043430	8.74	OK
1.00	1.265461	1.265461	6.960036	11.65	OK

Nivel sentido Y-Y	Desp-Y	$(\delta_{e2}-\delta_{e1})$	$\Delta_2 = (\delta_{e2}-\delta_{e1})C_d/l_e$	$\Delta_a = 0.02h_{sx}$	$\Delta_2 \leq \Delta_a$
4.00	1.063132	0.260120	1.430660	2.91	OK
3.00	0.803012	0.269081	1.479946	5.83	OK
2.00	0.533931	0.306715	1.686933	8.74	OK
1.00	0.227216	0.227216	1.249688	11.65	OK

Los valores de las tablas están expresados en plg.

- Revisar que la estructura no exceda la torsión extrema $1 \leq A_x \leq 3$, según Sección 12.8.4.3 ASCE 7-10

$$\delta_A = 2.821967 \text{ plg}$$

$$\delta_B = 0.840124 \text{ plg}$$

$$\delta_{avg} = (\delta_A + \delta_B) / 2 = 1.83 \text{ plg}$$

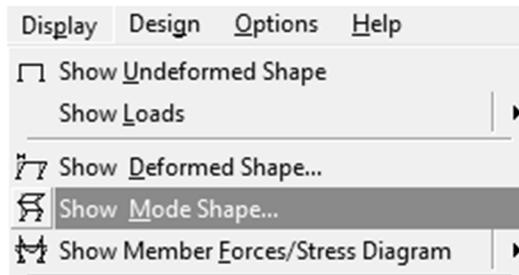
$$A_x = (\delta_{max} / 1.2 \delta_{avg})^2 = 1.65 \text{ plg}$$

$$1 \leq A_x \leq 3$$

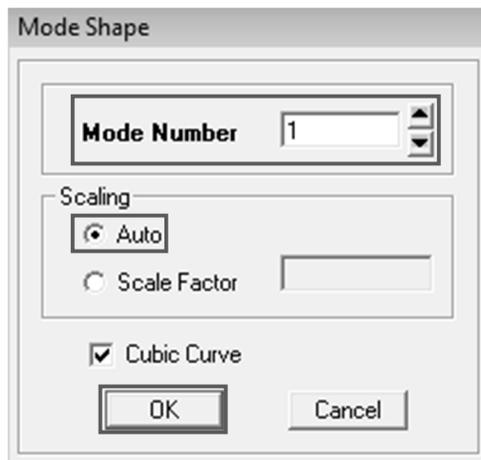


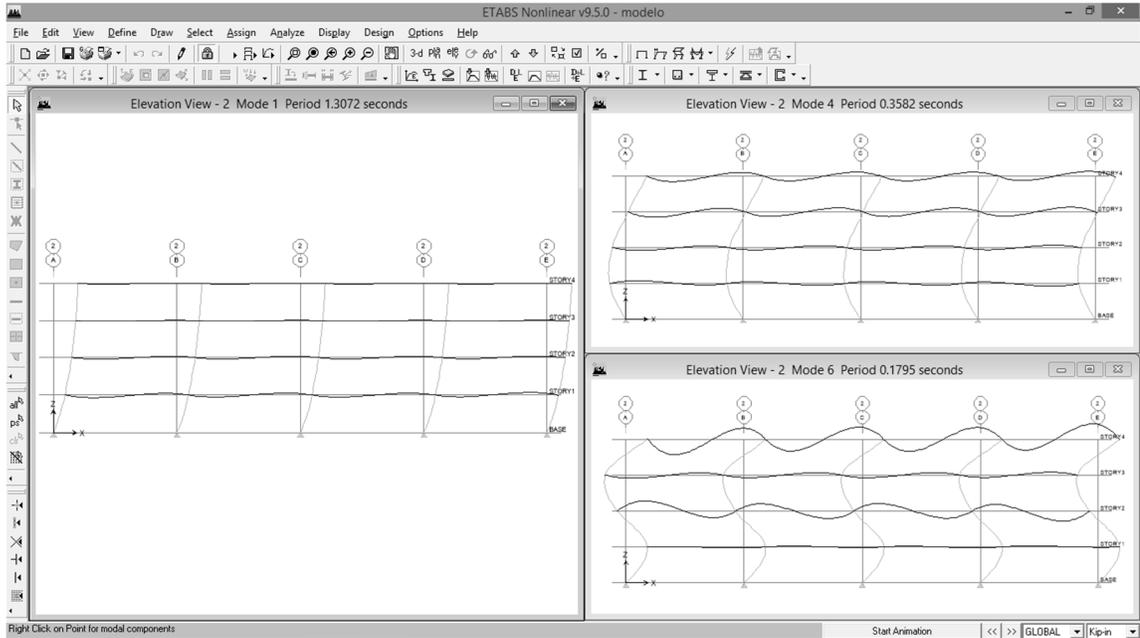
Conclusión: los desplazamientos laterales cumplen con el límite de deriva permitido y torsión.

- Menú: Display/ Show Mode Shape



- Subventana: Mode Shape, y seleccionar el número de modo a mostrar.





La ventana muestra tres modos de vibración distintos, que representan los tres modos clásicos de vibración

Conclusión: después de realizar el ensamble completo del modelo y haber hecho el análisis tridimensional, realizar los chequeos correspondientes, se obtienen los valores de fuerzas y momentos por sismo para el sistema SMF, por lo que se procederá a diseñar viga y columna del sistema en mención.

Paso 4.17. Diseñar viga SMF, ubicada en primer nivel eje 5/A-B

4.17.1. Determinar momentos y cortantes actuantes

Momentos:

DL =	20.20 klb-pie	dato mediante ETABS V9.5
SCDL =	149.92 klb-pie	dato mediante ETABS V9.5
LL =	82.87 klb-pie	dato mediante ETABS V9.5
EQXN =	995.23 klb-pie	dato mediante ETABS V9.5

Fuerzas cortantes:

DL =	3.53 klb	dato mediante ETABS V9.5
SCDL =	20.87 klb	dato mediante ETABS V9.5
LL =	11.53 klb	dato mediante ETABS V9.5
EQXN =	52.21 klb	dato mediante ETABS V9.5

4.17.2. Determinar cargas últimas metodología LRFD

$$M_u = 1.4DL + 1.4SCDL + LL + \quad 1316.27 \text{ klb-pie}$$

$$V_u = 1.4DL + 1.4SCDL + LL + \quad 97.90 \text{ klb}$$

4.17.3. Determinar propiedades de la sección de la viga

Sección =	W27x178
db =	27.80 plg
twb =	0.73 plg
ryb =	3.25 plg
Sxb =	505.00 plg ³
Zxb =	570.00 plg ³
tfb =	1.19 plg
bfb =	14.10 plg
ho =	26.61 plg
k =	1.98 plg
J =	20.10 plg ⁴
lyb =	555.00 plg ⁴
Cwb =	98341.23
$C_{RBS} = 0.20bfb + 1/8" =$	2.95 plg

4.17.4. Determinar las propiedades del material

Tipo de acero =	A992
E =	29000.00 klb/plg ²
Fy =	50.00 klb/plg ²
Fu =	65.00 klb/plg ²

4.17.5. Revisar la ductilidad de los elementos de la viga, Sección D1.1b, Tabla D1.1, AISC 341-10

Patines $bf/2tf < \lambda_{hd}$	Altamente dúctil
$bf/2tf =$	5.92
$\lambda_{hd} = 0.30\sqrt{(E/Fy)} =$	7.22

Alma $h/tw < \lambda_{hd}$	Altamente dúctil
$h/tw =$	32.88
$\lambda_{hd} = 2.45\sqrt{(E/Fy)} =$	59.00

4.17.6. Revisar requerimientos de embreizado lateral de la viga, Sección D1.2b, AISC 341-10

$L_b = 0.086r_y(E/Fy) =$	162.11 plg
$L_b = 0.086r_y(E/Fy) =$	13.51 pie

4.17.7. Revisar longitud entre embreizamientos, L_b longitud no embreizada

$L_b =$	13.51 pie
---------	-----------

Límites L_p y L_r

$L_p =$	11.48 pie
$L_p = 1.76r_y\sqrt{(E/Fy)} =$	137.76 plg
$r_y =$	3.25 plg

$$L_r = 1.95r_{ts} (E/(0.7Fy)) \sqrt{[(J_c/(S_x h_o)) + \sqrt{[(J_c/(S_x h_o))^2 + 6.76(0.7Fy/E)^2}]}$$

$L_r =$	36.31 pie
---------	-----------

$L_r =$	435.75 plg
---------	------------

$J =$	20.10 plg ⁴
-------	------------------------

$c =$	1.00 para secciones I con simetría doble
-------	--

$h_o =$	26.61 plg
---------	-----------

$$r_{ts}^2 = \sqrt{(I_y C_w)/S_x}$$

$r_{ts} =$	3.82 plg
------------	----------

$I_y =$	555.00 plg ⁴
---------	-------------------------

$C_w =$	98341.23
---------	----------

$S_x =$	505.00 plg ³
---------	-------------------------

Conclusión

Usar la ecuación **F2-2**

4.17.8. Revisar la capacidad a flexión de la viga

Diseño por fluencia $L_b \leq L_p$, M_n (Ec. F2-1), Sección F2.1, AISC 360-10

$M_n = M_p = F_y Z_x =$	28500.00 klb-plg
-------------------------	------------------

$$Z_x = 570.00 \text{ plg}^3$$

Diseño por LTB (pandeo lateral torsional) (a) $L_p < L_b \leq L_r$, M_n (Ec. F2-2), Sección F2.2, AISC 360-10

$$M_n = C_b [M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) ((L_b - L_p) / (L_r - L_p))] \leq M_p$$

$$M_n = 62809.91 \text{ klb-plg}$$

$$C_b = 2.400$$

$$M_n \text{ a utilizar} = 28500.00 \text{ klb-plg}$$

Diseño por LTB (pandeo lateral torsional) (b) $L_b > L_r$, M_n (Ec. F2-3), Sección Sección F2.2, AISC 360-10

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad 212383.30 \text{ klb-plg}$$

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

$$F_{cr} = 420.56 \text{ klb/plg}^2$$

$$C_b = 2.400$$

$$M_n \text{ a utilizar} = 28500.00 \text{ klb-plg}$$

Conclusión **Diseño por pandeo lateral torsional a**
 M_n final a utilizar = 2375.00 klb-pie

Para el eje de la viga en la sección reducida, Sección 5.8-2, AISC 358-10

$$Z_{RBS} = Z_x - 2C_{RBS} t_b f (d - t_b f) = 383.49 \text{ plg}^3$$

$$M_{pr} = F_y Z_{RBS} = 1597.87 \text{ klb-pie}$$

4.17.9. Comparar la resistencia a flexión de la viga para sección reducida y sección no reducida

$M_{pr} < M_n$	OK	D/C sin considerar la reducción en la viga, es el valor que proporciona el software
$\Phi M_n =$	2137.50 klb-pie	
$M_u < \Phi M_n$	OK	
Relación D/C =	0.616	
$\Phi M_{pr} =$	1438.08 klb-pie	D/C con la reducción en la viga
Φ (LRFD) =	0.90	
$M_u < M_{pr}$	OK	
Relación D/C =	0.92	

4.17.10. Determinar la resistencia de la viga al corte
Para almas no atiesadas, $h/t_w < 260$, $k_v = 5$, Sección G2.1b, AISC 360-10

$$h/tw = 32.88$$

$$kv = 5.00$$

Coefficiente de corte del alma, cv, Sección G2.1b, AISC 360-10

Para $h/tw \leq 1.10 \sqrt{(kvE/Fy)}$

$$h/tw = 32.88$$

$$1.10 \sqrt{(kvE/Fy)} = 59.24$$

$$Cv = 1.00$$

Para $1.10 \sqrt{(kvE/Fy)} < h/tw \leq 1.37 \sqrt{(kvE/Fy)}$

$$1.10 \sqrt{(kvE/Fy)} = 59.24$$

$$h/tw = 32.88$$

$$1.37 \sqrt{(kvE/Fy)} = 73.78$$

$$Cv = [1.10 \sqrt{(kvE/Fy)}] / (h/tw) = 1.80$$

Para $h/tw > 1.37 \sqrt{(kvE/Fy)}$

$$h/tw = 32.88$$

$$1.37 \sqrt{(kvE/Fy)} = 73.78$$

$$Cv = (1.51E kv) / [(h/tw)^2 Fy] = 4.05$$

$$Cv_{a \text{ utilizar}} = 1.00$$

Para $h/tw \leq 2.24 \sqrt{(E/Fy)}$, Sección G2.1b, AISC 360-10

$$h/tw = 32.88$$

$$2.24 \sqrt{(E/Fy)} = 53.95$$

$$\Phi_v \text{ (LRFD)} = 1.00$$

Cuando no se cumple la condición anterior

$$\Phi_v \text{ (LRFD)} = 0.90$$

$$\Phi_v_{a \text{ utilizar}} = 1.00$$

$$Vn = 0.6AwFyCv = 604.65 \text{ klb}$$

$$Aw = dtw = 20.16 \text{ plg}^2$$

$$d = 27.80 \text{ plg}$$

$$tw = 0.73 \text{ plg}$$

$$Cv = 1.00$$

$$\Phi_v Vn = 604.65 \text{ klb}$$

$$Vu < \Phi_v Vn \quad \mathbf{OK}$$

$$\text{Relación D/C} = 0.16$$

4.17.11. Diseñar el refuerzo lateral, Sección D1.2c-3, AISC 341-10 y Apéndice 6.6.3-1b, AISC 360-10

$$\begin{aligned} Prb = 0.02MrCd/ho &= 23.56 \text{ klb} \\ Mr = Mu = RyFyZ &= 2612.50 \text{ klb-pie} \\ Ry &= \mathbf{1.10} \\ Cd &= \mathbf{1.00} \end{aligned}$$

La longitud del refuerzo esta asumida para extender el eje del patín de abajo de la sección de la viga SMF W27x178 para el eje del patín de arriba de la viga adyacente simplemente soportada.

Asumiendo espaciamiento **8.00** pie de la viga, la longitud de la breiza es:

$$L = \sqrt{(\text{espaciam}^2 + db^2)} = 8.33 \text{ pie}$$

De Tabla 4-12 del Manual, para carga excéntrica ángulos simples con excentricidad menor o igual a 0.75 veces el espesor del ángulo, probar con una **L5x5x7/16** con K = **1.00**

$$\begin{aligned} \text{Sección} &= \mathbf{L5x5x7/16} \\ Fy &= \mathbf{36.00} \text{ klb/plg}^2 \\ Kz &= \mathbf{1.00} \\ \Phi Pn &= \mathbf{37.90} \text{ klb Tabla 4-12 Manual AISC 13a. Ed.} \\ Pu < \Phi Pn &= \mathbf{OK} \end{aligned}$$

El refuerzo seleccionado en el pie, en este caso es considerado como refuerzo nodal. Asumiendo un soporte rígido, la rigidez que se requiere, para el refuerzo es:

$$\begin{aligned} \beta br = 10MrCd/\Phi Lbho &= 96.90 \text{ klb/plg} \\ \Phi (\text{LRFD}) &= \mathbf{0.75} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{El rigidizante de} &= \mathbf{L5x5x7/16} \text{ de la breiza es} \\ k = (AgE/L)\cos^2(\theta) &= 844.49 \text{ klb/plg} \\ Ag &= \mathbf{3.03} \text{ plg}^2 \\ \theta = \tan^{-1} [db/L] &= 16.15 \text{ grados} \\ k > \beta br &= \mathbf{OK} \end{aligned}$$

Utilizar como refuerzo **L5x5x7/16** para el patín inferior de la viga a una distancia máxima de **13.51** pie

Conclusión: al llevar a cabo el diseño de viga para el sistema SMF, de acuerdo con los requerimientos de AISC 341-10, se pudo determinar que la sección de prediseño W27x146 no cumple por la razón de que al aplicarle la reducción por la conexión su relación demanda – capacidad sobrepasa el 100%, sin la reducción si cumple, por lo que se finalmente queda la sección W27x178, se utilizará del primer al tercer nivel para todos los tramos de los ejes 2 y 5 respectivamente.

Repitiendo los pasos 4.17.1 al 4.17.11, se diseñó la sección W27x114 para viga del cuarto nivel, para todos los tramos de los ejes 2 y 5 respectivamente.

Paso 4.18. Diseñar columna SMF, ubicada en primer nivel eje B/5

4.18.1. Determinar cargas y momentos actuantes

Carga axial:

DL =	37.51 klb dato mediante ETABS v9.5
SCDL =	167.82 klb dato mediante ETABS v9.5
LL =	88.68 klb dato mediante ETABS v9.5
EQXN =	7.03 klb dato mediante ETABS v9.5

Momento en el eje fuerte, x:

DL =	0.04 klb-pie dato mediante ETABS v9.5
SCDL =	0.29 klb-pie dato mediante ETABS v9.5
LL =	0.16 klb-pie dato mediante ETABS v9.5
EQXN =	1177.62 klb-pie dato mediante ETABS v9.5

Fuerza cortante en eje fuerte, x:

DL =	0.00 klb dato mediante ETABS v9.5
SCDL =	0.03 klb dato mediante ETABS v9.5
LL =	0.02 klb dato mediante ETABS v9.5
EQXN =	119.49 klb dato mediante ETABS v9.5

4.18.2. Definir las propiedades del material a utilizar

Tipo de acero =	A992
Fy =	50.00 klb/plg ²
Fu =	65.00 klb/plg ²
E =	29000.00 klb/plg ²
Kx =	1.00
Ky =	1.00

4.18.3. Determinar la longitud no embreizada, Lb

L = Lb =	12.14 pie
KxL =	12.14 pie
KyL =	12.14 pie

4.18.4. Determinar cargas últimas (no se consideran efectos de segundo orden) Metodología LRFD

$$P_u = 1.4DL + 1.4SCDL + LL + EQXN = 383.17 \text{ klb}$$

$$M_{ux} = 1.4DL + 1.4SCDL + LL + EQXN = 1178.24 \text{ klb-pie}$$

$$V_{ux} = 1.4DL + 1.4SCDL + LL + EQXN = 119.55 \text{ klb}$$

4.18.5. Determinar $\Phi_c P_n$ de Tabla 4-1 del Manual AISC

Sección propuesta =

W14x311

$\Phi_c P_n$ (Tabla 4-1, Manual AISC 13a. Ed)

3780.00 klb

Shape		W14x											
		426 ^h		398 ^h		370 ^h		342 ^h		311 ^h		283 ^h	
		P_n/Ω_c	$\Phi_c P_n$										
Design	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	
	Effective length KL (ft) with respect to least radius of gyration r_y	0	3740	5620	3500	5260	3260	4900	3020	4540	2740	4110	2490
11		3450	5260	3270	4920	3040	4570	2820	4230	2550	3830	2320	3480
12		3450	5190	3230	4850	3000	4510	2780	4180	2510	3780	2280	3430
13		3410	5120	3180	4780	2960	4450	2740	4120	2470	3720	2250	3380
14		3350	5040	3130	4710	2910	4380	2700	4050	2440	3660	2210	3330
15		3300	4960	3080	4630	2870	4310	2650	3980	2390	3600	2180	3270
16		3240	4870	3030	4550	2810	4230	2600	3910	2350	3530	2130	3210
17		3180	4790	2970	4470	2760	4150	2550	3840	2300	3460	2090	3150
18		3120	4690	2920	4380	2710	4070	2500	3760	2260	3390	2050	3080
19		3060	4600	2850	4290	2650	3980	2450	3680	2210	3320	2000	3010
20		2990	4500	2790	4200	2590	3890	2390	3600	2160	3240	1960	2940
22		2860	4290	2660	4000	2470	3710	2280	3420	2050	3080	1860	2790
24		2710	4080	2530	3800	2340	3520	2160	3240	1940	2920	1760	2640
26		2560	3850	2390	3590	2210	3320	2040	3060	1830	2750	1660	2490
28		2410	3630	2250	3380	2080	3120	1910	2870	1710	2580	1550	2330
30		2260	3400	2100	3160	1940	2920	1790	2680	1600	2400	1450	2170
32		2110	3170	1960	2950	1810	2720	1660	2500	1490	2230	1340	2020
34		1960	2950	1820	2730	1670	2520	1540	2310	1370	2060	1240	1860
36		1810	2730	1680	2530	1540	2320	1420	2130	1260	1900	1140	1710
38		1670	2510	1550	2320	1420	2130	1300	1950	1160	1740	1040	1560
40	1530	2300	1410	2130	1300	1950	1180	1780	1050	1580	944	1420	
42	1390	2090	1290	1930	1180	1770	1070	1610	954	1430	857	1290	
44	1270	1910	1170	1760	1070	1610	979	1470	870	1310	781	1170	
46	1160	1750	1070	1610	980	1470	896	1350	796	1200	714	1070	
48	1070	1600	985	1480	900	1350	823	1240	731	1100	656	986	
50	983	1480	907	1360	830	1250	758	1140	673	1010	604	909	
Properties													
P_{wo} (kips)	1140	1700	1020	1520	899	1350	787	1180	672	1010	574	860	
P_{wi} (kips/in.)	62.5	93.8	59.0	88.5	55.2	82.8	51.3	77.0	47.0	70.5	43.0	64.5	
P_{wp} (kips)	10000	15000	8410	12600	6880	10300	5540	8330	4250	6390	3260	4900	
P_{w} (kips)	1720	2590	1510	2280	1320	1990	1140	1720	956	1440	802	1210	
L_p (ft)	15.3		15.2		15.1		15.0		14.8		14.7		
L_r (ft)	169		158		146		137		125		114		
A_g (in. ²)	125		117		109		101		91.4		83.3		
I_x (in. ⁴)	6600		6000		5440		4900		4330		3840		
I_y (in. ⁴)	2360		2170		1990		1810		1610		1440		
r_x (in.)	4.34		4.31		4.27		4.24		4.20		4.17		
Ratio r_x/r_y	1.67		1.66		1.66		1.65		1.64		1.63		
$P_{ex}(KL)^2/10^4$ (k-in. ²)	189000		172000		156000		140000		124000		110000		
$P_{ey}(KL)^2/10^4$ (k-in. ²)	67500		62100		57000		51800		46100		41200		
ASD	LRFD												
$\Omega_c = 1.67$	$\Phi_c = 0.90$												
^h Flange thickness is greater than 2 in. Special requirements may apply per AISC Specification Section A3.1c.													

4.18.6. Revisar la esbeltez de la sección

Patines no esbeltos $b/t < \lambda_r$, Sección B4.1a AISC 360.10

$bf =$	16.20 plg
$tf =$	2.26 plg
$bf/2tf =$	3.58
$\lambda_r = 0.56 \sqrt{(E/F_y)} =$	13.49
$bf/tf < \lambda_r$	OK, no esbelto

Alma no esbelta $h/tw < \lambda_r$, Sección B4.1a AISC 360-10

$h =$	11.38 plg
$tw =$	1.41 plg
$h/tw =$	8.07
$\lambda_r = 1.49 \sqrt{(E/F_y)} =$	35.88
$h/tw < \lambda_r$	OK, no esbelta

4.18.7. Revisar la ductilidad de los elementos de la columna

Patines altamente dúctiles $b/t < \lambda_{hd}$, Sección D1.1.b, AISC 341-10

$bf =$	16.20 plg
$tf =$	2.26 plg
$bf/2tf =$	3.58
$\lambda_{hd} = 0.30 \sqrt{(E/F_y)} =$	7.22
$bf/tf < \lambda_{ph}$	OK, altamente dúctil

Alma altamente dúctil $h/tw < \lambda_{hd}$, Sección D1.1.b, AISC 341-10

$h =$	11.38 plg
$tw =$	1.41 plg
$h/tw =$	8.07
$Ca = Pu/\Phi_c P_y =$	0.09
Φ_c LRFD =	0.90
$\Phi_c P_y = \Phi_c A_g F_y =$	4113.00
$\lambda_{hd} = 2.45 \sqrt{(E/F_y)} (1-0.93Ca) =$	53.89
$\lambda_{hd} = 0.77 \sqrt{(E/F_y)} (2.93-Ca) =$	52.61
$\lambda_{hd} = 1.49 \sqrt{(E/F_y)} =$	35.88
$\lambda_{hd} =$	52.61
λ_{hd} final =	53.89
$h/tw < \lambda_{hd}$	OK, altamente dúctil

4.18.8. Utilizar el método aproximado de análisis de segundo orden

$$B1 = C_m / (1 - \alpha P_r / P_{e1}) \geq 1$$

$C_m =$	1.00
Magnificar flexión para el eje x-x	
$P_{e1} = (\pi^2 EI_x)/(K1Lx)^2 =$	58396.26 klb
$I_x =$	4330.00 plg ⁴
$B1 (LRFD) = C_m/(1-\alpha Pr/P_{e1}) \geq 1$	1.01
α	1.00
$M_{ux} B1$	1186.02 klb-pie
Magnificar flexión para el eje y-y	
$P_{e2} = (\pi^2 EI_y)/(K1Ly)^2 =$	21713.16 klb
$I_y =$	1610.00 plg ⁴
$B2 (LRFD) = C_m/(1-\alpha Pr/P_{e2}) \geq 1$	1.02
$\alpha =$	1.00
$M_{uy} B2 =$	0.00 klb-pie

4.18.9. Calcular tensión pandeo por flexión, F_{cr} , Sección E3 AISC 360-10

a) Cuando $(KL)/r \leq 4.71\sqrt{(E/F_y)}$ (o $(F_y/F_e) \leq 2.25$)

$KL/r =$	21.17
$r =$	6.88 plg
$4.71 \sqrt{(E/F_y)} =$	113.43
$F_{cr} = [0.658^{F_y/F_e}]F_y =$	48.39 klb/plg ²

$$F_e = (\pi^2 E)/(KL/r)^2 = 638.37 \text{ klb/plg}^2$$

b) Cuando $(KL)/r > 4.71\sqrt{(E/F_y)}$ (o $(F_y/F_e) > 2.25$)

$KL/r =$	21.17
$4.71 \sqrt{(E/F_y)} =$	113.43
$F_{cr} = 0.877F_e =$	559.85 klb/plg ²
F_{cr} a utilizar =	48.39 klb/plg ²

Diseño resistente a compresión, Sección E3, AISC 360-10

$\Phi_c P_n$ a utilizar =	3980.35 klb
$P_u = \Phi_c P_n = \Phi_c F_{cr} A_g =$	3980.35 klb

Ag =	91.40 plg ²
Φ _c (LRFD) =	0.90
Relación D/C =	0.10
Conclusión	OK sección a compresión

4.18.10. Determinar longitudes L_b, L_p y L_r

L _b =	12.14 pie
L _p (Tabla 4-1, Manual AISC 13a. Ed.) =	14.80 pie
L _r (Tabla 4-1, Manual AISC 13a. Ed.) =	125.00 pie

Límites L_p y L_r

L _p crítico =	14.84 pie
L _p = 1.76r _y √(E/F _y) =	14.84 pie
L _p = 1.76r _y √(E/F _y) =	178.02 plg
r _y =	4.20 plg

$$L_r = 1.95r_{ts} \sqrt{E/(0.7F_y)} \sqrt{[(J_c/(S_x h_o)) + \sqrt{[(J_c/(S_x h_o))^2 + 6.76(0.7F_y/E)^2}]}$$

L _r crítico =	125.07 pie
L _r =	125.07 pie
L _r =	1500.81 plg
J =	136.00 plg ⁴
c =	1.00 para secciones I con simetría doble
h _o =	14.84 plg

$$r_{ts}^2 = \sqrt{(I_y C_w)/S_x}$$

r _{ts} =	4.86 plg
I _y =	1610.00 plg ⁴
C _w =	88900.00
S _x =	506.00 plg ³

Conclusión

Usar la ecuación **F2-1**

Diseño por fluencia L_b ≤ L_p, M_n (Ec. F2-1), Sección F2.1 AISC 360-10

M _n = M _p = F _y Z _x =	30150.00 klb-plg
Z _x =	603.00 plg ³

Diseño por LTB (pandeo lateral torsional) (a) L_p < L_b ≤ L_r, M_n (Ec. F2-2), Sección F2.2, AISC 360-10

M _n = C _b [M _p - (M _p - 0.7F _y S _x)((L _b - L _p)/(L _r - L _{p}))] ≤ M_p}	
M _n =	43975.82 klb-plg

$C_b =$	1.444 Tabla 3-1, Manual AISC 13a. Edición
M_n a utilizar =	30150.00 klb-plg

Diseño por LTB (pandeo lateral torsional) (b) $L_b > L_r$, M_n (Ec. F2-3), Sección F2.2, AISC 360-10

$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p$	350876.49 klb-plg
-----------------------------	-------------------

$F_{cr} = [(C_b \pi^2 E) / (L_b / r_{ts})^2] \sqrt{1 + 0.078 (J_c / S_x h_o) (L_b / r_{ts})^2}$	
$F_{cr} =$	693.43 klb/plg ²

$C_b =$	1.44
M_n a utilizar =	30150.00 klb-plg

Conclusión	Diseño por fluencia
M_n final a utilizar =	2512.50 klb-pie

4.18.11. Revisar la capacidad a flexión del eje fuerte, eje x-x, de la sección propuesta, Sección F2.1, AISC 360-10

$M_u = \Phi_b M_n =$	2261.25 klb-pie
Φ_b (LRFD) =	0.90 (LRFD)
$M_u = \Phi_b M_n \geq M_{ux} B1$	OK sección a flexión
Relación D/C =	0.52

4.18.12. Revisar la capacidad a flexión del eje débil, eje y-y, de la sección propuesta, Fluencia, Sección F6.1, AISC 360-10

$M_n = F_y Z_y \leq 1.6 F_y S_y$	15200.00 klb-plg
$Z_y =$	304.00 plg ³
$S_y =$	199.00 plg ³
$F_y Z_y =$	15200.00 klb-plg
$1.6 S_y F_y =$	15920.00 klb-plg

Diseño resistente a flexión y diseño resistente admisible a flexión en el eje débil (eje y-y), Sección F6.1, AISC 360-10

$M_u = \Phi_b M_n =$	1140.00 klb-pie
$\Phi_b =$	0.90 (LRFD)
$M_u = \Phi_b M_n \geq M_{uy} B1$	OK sección a flexión
Relación D/C =	0.00

4.18.13. Aplicar la ecuación de interacción
Interacción en flexión y compresión en miembros con simetría doble, Sección H1.1, AISC 360-10

Para LRFD

Pr = Pu (capacidad axial actuante) =	383.17 klb
Pc (capacidad axial resistente) =	3980.35 klb
Mrx (momento "x" actuante) =	1186.02 klb-pie
Mcx (momento "x" resistente) =	2261.25 klb-pie
Mry (momento "y" actuante) =	0.00 klb-pie
Mcy (momento "y" resistente) =	1140.00 klb-pie

Límite Pr/Pc = Pu/ΦcPn = **0.10**

a) Cuando Pr/Pc ≥ 0.2

Ecuación H1-1a

$(Pr/Pc) + (8/9)[(Mrx/Mcx) + (Mry/Mcy)] ≤ 1.0$
 $(Pr/Pc) + (8/9)[(Mrx/Mcx) + (Mry/Mcy)] = 0.562$ **OK**

b) Cuando Pr/Pc < 0.2

Ecuación H1-1b

$(Pr/2Pc) + [(Mrx/Mcx) + (Mry/Mcy)] ≤ 1.0$
 $(Pr/2Pc) + [(Mrx/Mcx) + (Mry/Mcy)] = 0.57$ **OK**

D/C es el valor que proporciona el software

Conclusión

Ecuación H1-1b
0.573
OK, flexocompresión

4.18.14. Revisar la resistencia a corte de la columna, Sección G2.1, AISC 360-10

Para $h/tw ≤ 2.24 \sqrt{E/Fy}$

h/tw =	8.07
$2.24 \sqrt{E/Fy}$ =	1.58
Φv (LRFD) =	1.00

Cuando no se cumple la condición anterior
Φv (LRFD) = **0.90**

Φv a utilizar = 0.90

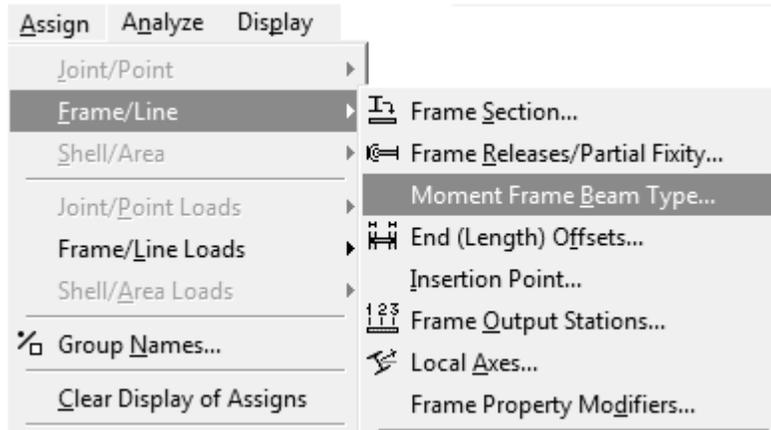
ΦvVn =	651.00 klb
Vn = 0.6FyAwCv =	723.33 klb
Aw = dtw =	24.11 plg ²
d =	17.10 plg
tw =	1.41 plg

$C_v =$	1.00
$\Phi_v V_n > V_u$	OK
Relación D/C =	0.18

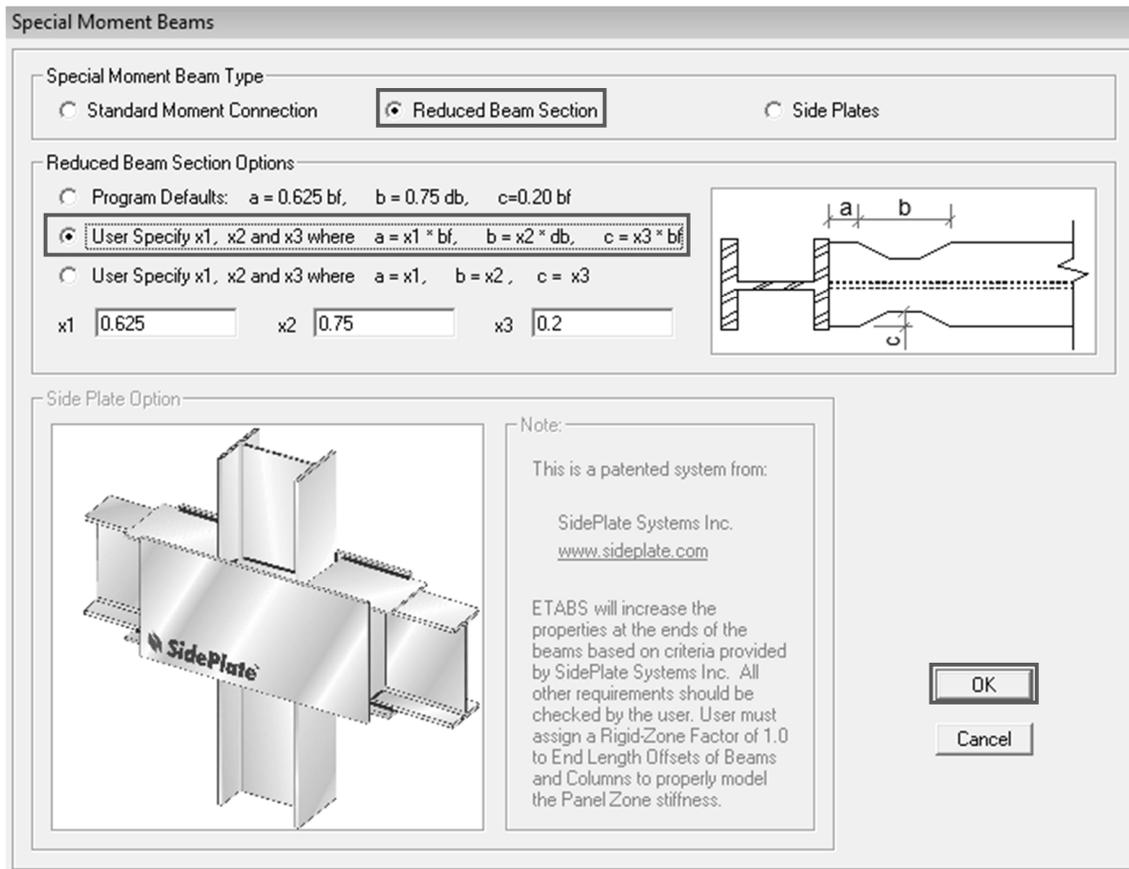
Conclusión: al llevar a cabo el diseño de columna para el sistema SMF, de acuerdo con los requerimientos de AISC 341-10, se pudo determinar que la sección de prediseño W14x311 cumple, además se puede corroborar que gobierna la condición de servicio sobre la de resistencia, debido a que su relación demanda – capacidad es un valor lejano al 100%, sin embargo en el prediseño se pudo establecer que secciones más livianas no cumplían con el criterio de deriva, además las columnas tendrán que cumplir el otro requerimiento de columna fuerte – viga débil, se utilizará del primer al cuarto nivel para todos los tramos de los ejes 2 y 5 respectivamente.

Paso 4.19. Asignar la condición de viga reducida a las vigas de los marcos especiales a momento SMF, en el programa ETABS v9.5

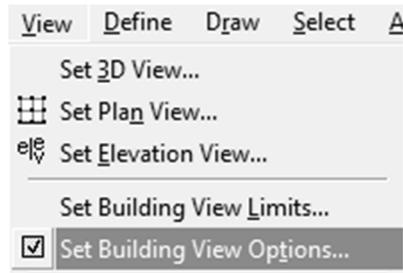
- Menú: Options/ Lock Model, para desbloquear el modelo y realizar los cambios.
- Del primer al tercer nivel cambiar la sección de viga a la diseñada en el paso 4.17
- Seleccionar todas las vigas que tendrán la conexión de viga reducida y asignarlas.
- Menú: Assign/ Moment Frame Beam Type



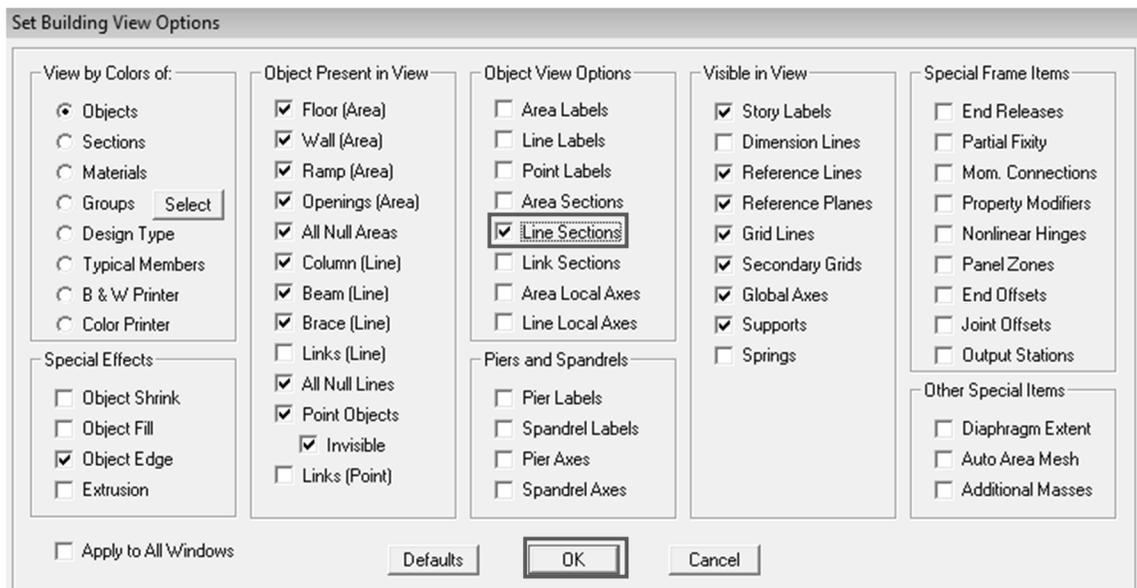
- Subventana: Special Moment Beams, seleccionar opción Reduced Beam Section, seleccionar opción User Specify x1, x2 and x3



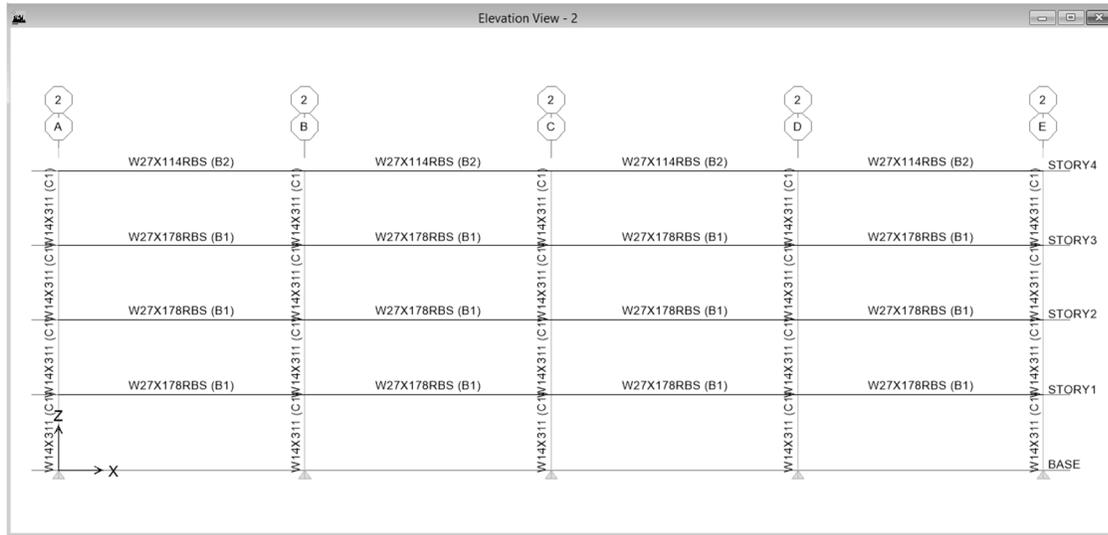
☒ Menú: View/ Set Building View Options



☒ Subventana: Set Building View Options, seleccionar la opción Line Sections en Object View Options.



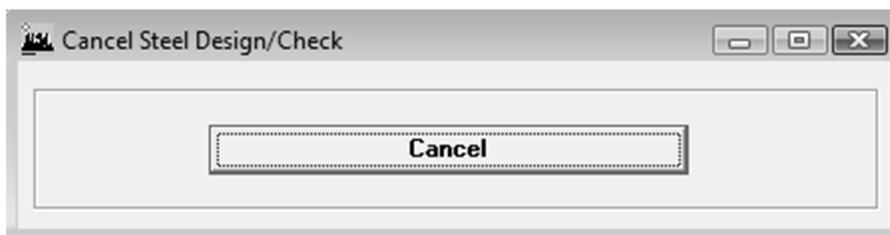
☒ Con Line Sections, para verificar que las vigas estén asignadas, con la conexión de viga reducida RBS.



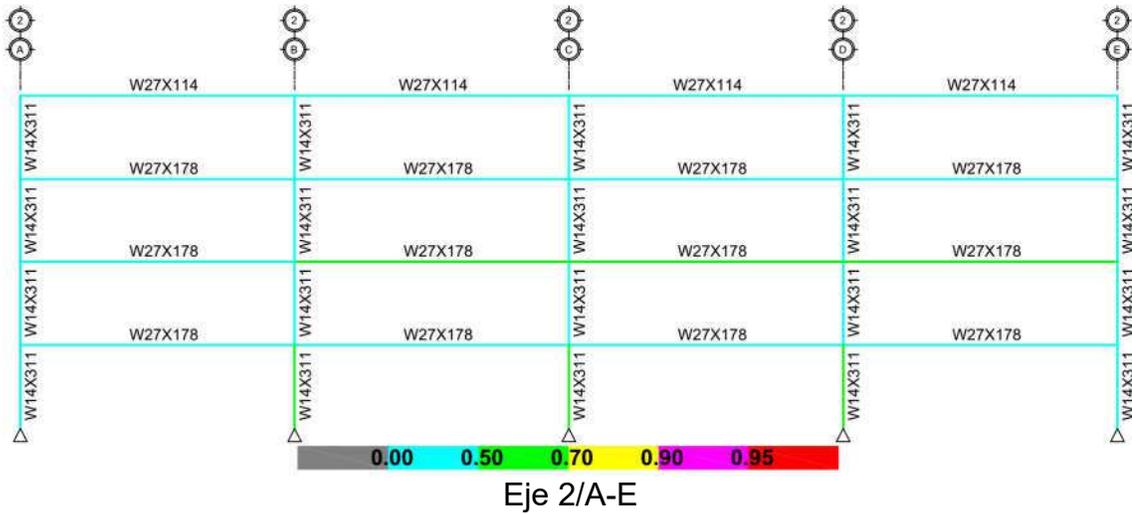
Eje 2/A-E, vigas asignadas como RBS

Paso 4.20. Realizar el diseño de las secciones

- ☒ Menú: Analyze/ Run Analysis, al concluir el análisis, proceder con el diseño de las secciones.
- ☒ Menú: Design/ Steel Frame Design/ Start Design – Check of Structure.
- ☒ El diseño de las secciones ha iniciado.



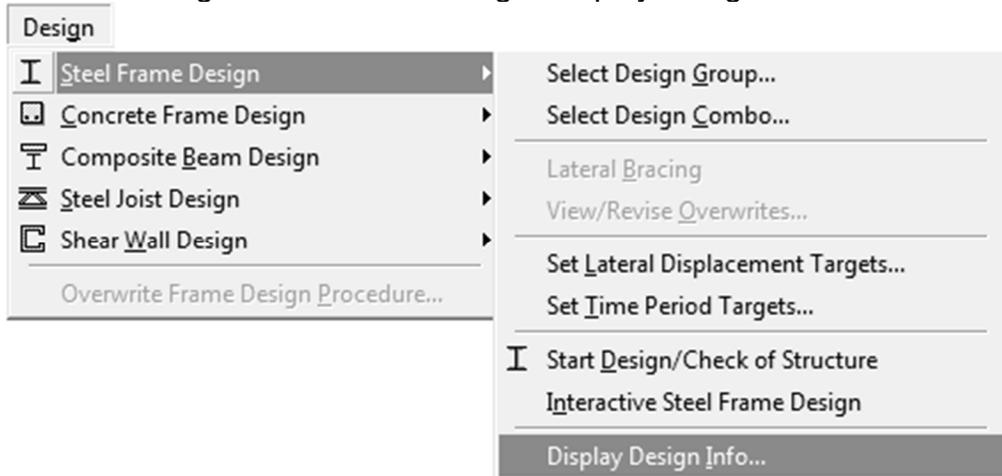
- ☒ Resultados del diseño de las secciones.



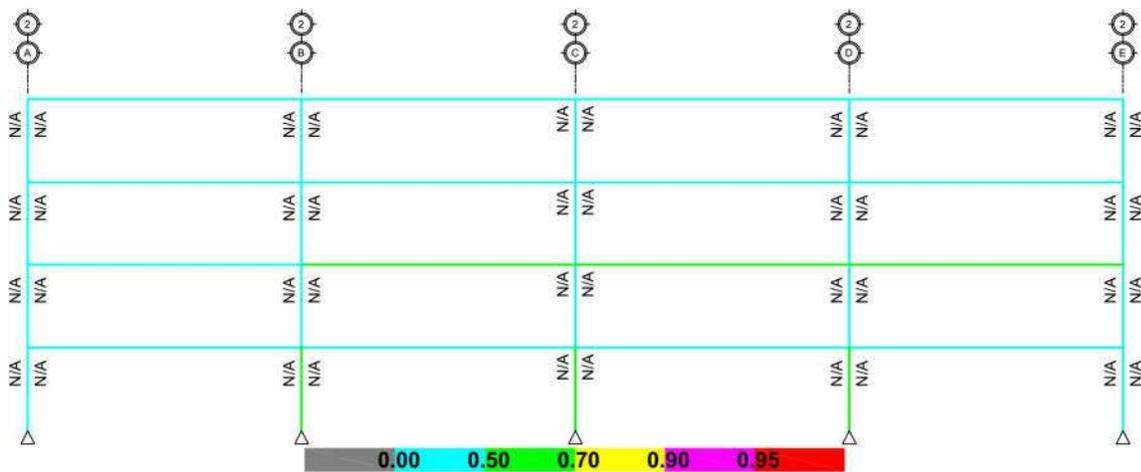
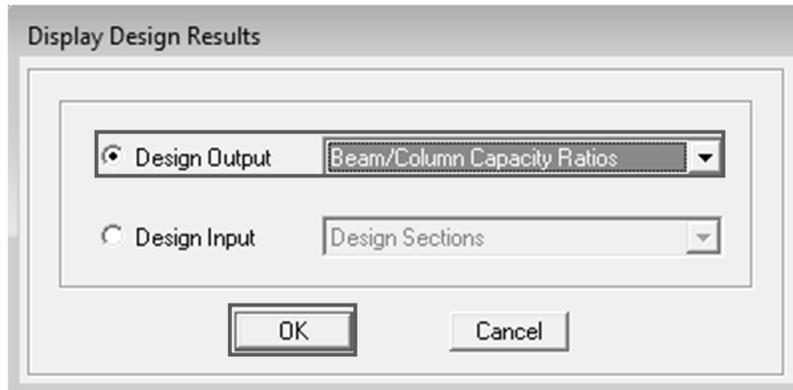
Conclusión: las secciones diseñadas para vigas y columnas de los marcos a momento SMF (eje 2), cumplen con la relación demanda / capacidad < 95%.

Paso 4.21. Verificar que se cumpla la relación columna fuerte viga débil, Sección E3.4-4a AISC 341-10

☛ Menú: Design/ Steel Frame Design/ Display Design Info...



☛ Subventana: Display Design Results, seleccionar Beam/ Column Capacity Ratios, en la opción Desing Output.



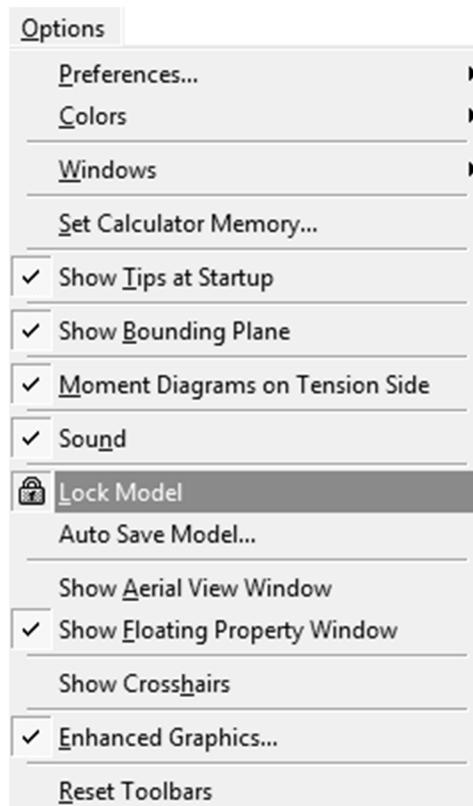
Relación columna fuerte – viga débil, condición solo para marcos a momento

Conclusión: como la respuesta del programa muestra N/A, debido a que por tratarse de secciones W, tienen un eje fuerte y uno débil, por lo tanto, no lo puede calcular para un solo sentido, entonces se tendrá que calcular manualmente mediante hoja de cálculo.

Realizar el análisis y diseño para el sentido Y-y (marcos SCBF), debido a que el programa únicamente analiza un sistema en cada sentido, anteriormente se realizó el análisis y diseño para el sentido X-x (marcos SMF)

4.22. Modificar los parámetros en los efectos especiales de carga sísmica

- ✚ Menú: Options/ Lock Model, para desbloquear el modelo y el programa permita realizar modificaciones al mismo.



- ✚ Menú: Define/ Special Seismic Load Effects

- ✚ Subventana: Special Seismic Data for Design Using American Codes

Special Seismic Data for Design Using American Codes

Use for Design

Include Special Seismic Design Data Do Not Include Special Seismic Design Data

Rho Factor (Reliability Factor based on Redundancy)

Program Calculated
 User Defined

DL Multiplier

Program Default (0.2)
 User Defined

IBC2000 Seismic Design Category

A, B or C
 D, E or F

Lateral Force Resisting System Type

Dual System
 Other

Omega Factor (System Overstrength Factor)

Program Default (3.0)
 User Defined

Notes

- 1 The program calculated Rho Factor is determined based on the method described in Section 1617.2 of the 2000 International Building Code.
- 2 The program calculated Rho Factor is reported as a part of the Building Output data.
- 3 The Rho factor and the DL Multiplier are automatically applied to all program default design load combinations for the American codes (ACI, AISC, UBC). These factors must be applied manually by the user for other combinations.

OK Cancel

4.23. Modificar el sistema estructural, parámetros y coeficientes en Steel Frame Design Preferences

- ☒ Menú: Options/ Preferences / Steel Frame Design
- ☒ Subventana: Steel Frame Design Preferences

Steel Frame Design Preferences

Design Code	AISC360-05/IBC2006
Frame Type	SCBF
Seismic Design Category	D
Importance Factor	1.
System Rho	1.
System Sds	1.
System R	7.
System Omega0	2.5
System Cd	5.5
Design Provision	LRFD
Design Analysis Method	Direct Analysis
Second Order Method	General 2nd Order
Stiffness Reduction Method	Tau-b Variable
Phi(Bending)	0.9
Phi(Compression)	0.9
Phi(Tension-Yielding)	0.9
Phi(Tension-Fracture)	0.75
Phi(Shear)	0.9
Phi(Shear Rolled I)	1.
Phi(Shear-Torsion)	0.9
Ignore Seismic Code?	No
Ignore Special Seismic Load?	No
Is Doubler Plate Plug Welded?	Yes
HSS Welding Type	ERW
Reduce HSS Thickness?	No
Consider Deflection?	Yes
Deflection Check Type	Both
DL Limit, L /	120.
Super DL+LL Limit, L /	120.
Live Load Limit, L /	360.
Total Limit, L/	240.
Total-Camber Limit, L/	240.
DL Limit, abs	0.0833
Super DL+LL Limit, abs	0.0833
Live Load Limit, abs	0.0833
Total Limit, abs	0.0833
Total-Camber Limit, abs	0.0833
Pattern Live Load Factor	0.75
Stress Ratio Limit	0.95
Maximum Auto Iteration	1

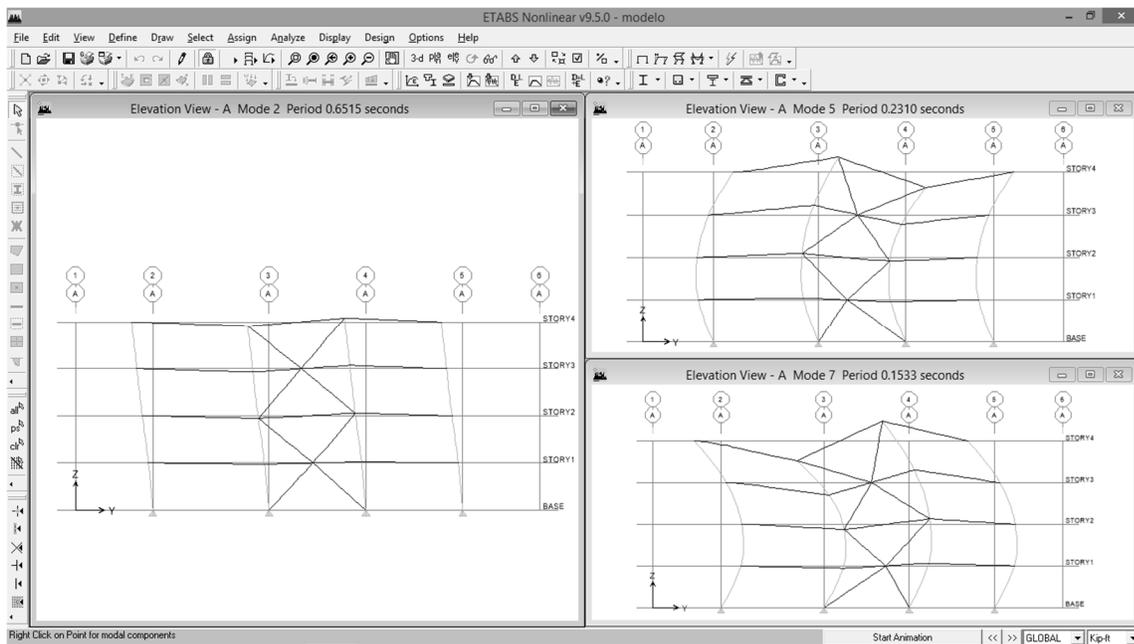


OK

Cancel

4.24. Iniciar el análisis

- ☒ Menú: Analyze/ Run Analysis
- ☒ Al concluir el análisis.
- ☒ Menú: Display/ Show Deformed Shape
- ☒ Subventana: Mode Shape, y seleccionar el número de modo a mostrar.



La ventana muestra tres modos de vibración distintos, que representan los tres modos clásicos de vibración.

Paso 4.25. Diseñar viga SCBF, ubicada en el eje A tramo 2-3 del primer nivel

4.25.1. Determinar momentos y cortantes en la viga

Momentos:

$M_{DL} =$	3.48 klb-pie dato mediante ETABS v9.5
$M_{SCDL} =$	3.55 klb-pie dato mediante ETABS v9.5
$M_{LL} =$	3.78 klb-pie dato mediante ETABS v9.5
$M_{EQY} =$	-1.16 klb-pie dato mediante ETABS v9.5

Cortantes:

$V_{DL} =$	1.39 klb dato mediante ETABS v9.5
$V_{SCDL} =$	1.42 klb dato mediante ETABS v9.5
$V_{LL} =$	1.51 klb dato mediante ETABS v9.5
$V_{EQY} =$	-0.10 klb dato mediante ETABS v9.5

4.25.2. Determinar momentos y cortantes últimos por metodología LRFD, Sección 12.14.3.1, ASCE 7-10

$$M_u = 0.7(M_{DL} + M_{SCDL}) + M_{EQY} = 3.76 \text{ klb-pie}$$

$$V_u = 0.7(V_{DL} + V_{SCDL}) + M_{EQY} = 1.87 \text{ klb}$$

4.25.3. Definir propiedades de las secciones

Sección breiza =	HSS10x10x5/8
$A_g =$	21.00 plg ²
$r =$	3.80 plg
Luz de marco, $L_m =$	25.00 pie
Altura de marco, $H_m =$	12.14 pie
$L_{breiza} = \sqrt{[(L_m/2)^2 + H_m^2]} =$	17.42 pie

Sección viga =	W12x170
Tipo de acero =	A992
$E =$	29000.00 klb/plg ²
$F_y =$	50.00 klb/plg ²
$d =$	14.00 plg
$t_w =$	0.96 plg
$b_f =$	12.60 plg
$t_f =$	1.56 plg
$A_g =$	50.00 plg ²

$S_x =$	235.00 plg ³
$r_x =$	5.74 plg
$r_y =$	3.22 plg
$I_x =$	1650.00 plg ⁴
$Z_x =$	275.00 plg ³

Sección columna =	W12x136
d =	13.40 plg

4.25.4. Definir propiedades del material (breiza)

E =	29000.00 klb/plg ²
F _y =	46.00 klb/plg ²
R _y =	1.40

4.25.5. Determinar la ductilidad que debe cumplir la sección de viga, Sección D1.1b, AISC 341-10

Patines $bf/2t_f < \lambda_{md}$	Moderadamente dúctil
$bf/2t_f =$	4.04
$\lambda_{md} = 0.38\sqrt{E/F_y} =$	9.15

Alma $h/t_w < \lambda_{md}$	Moderadamente dúctil
$h/t_w =$	10.08
$\lambda_{md} = 3.76\sqrt{E/F_y} =$	90.55

4.25.6. Determinar la fuerza de tensión esperada en la breiza, Sección 2.3, AISC 341-10

$P_t = R_y F_y A_g =$	1352.40 klb
-----------------------	-------------

4.25.7. Determinar la fuerza de compresión esperada en la breiza, Sección F2.2, AISC 341-10

$P_c = 0.3P_n =$	269.50 klb
$P_n = 1.14F_{cr} A_g =$	898.32 klb

Calcular tensión de pandeo por flexión, F_{cr}, Sección E3, AISC 360-10

a) Cuando $(KL)/r \leq 4.71\sqrt{E/F_y}$ (o $(F_y/F_e) \leq 2.25$)

$KL/r =$	55.02
r =	3.80 plg
$4.71\sqrt{E/F_y} =$	118.26

$$F_{cr} = [0.658^{F_y/F_e}]F_y = 37.52 \text{ klb/plg}^2$$

$$F_e = (\pi^2 E)/(KL/r)^2 = 94.53 \text{ klb/plg}^2$$

b) Cuando $(KL/r) > 4.71 \sqrt{E/F_y}$ (o $(F_y/F_e) > 2.25$)

$$KL/r = 55.02$$

$$4.71 \sqrt{E/F_y} = 118.26$$

$$F_{cr} = 0.877 F_e = 82.91 \text{ klb/plg}^2$$

$$F_{cr} \text{ a utilizar} = 37.52 \text{ klb/plg}^2$$

4.25.8. Determinar el desequilibrio en viga por la carga vertical, Qb

Los componentes verticales Pt y Pc son

$$P_{ty} = (H_m/L_{breiza})P_t = 942.18 \text{ klb}$$

$$P_{cy} = (H_m/L_{breiza})P_c = 187.75 \text{ klb}$$

$$Q_b = P_{ty} - P_{cy} = 754.43 \text{ klb}$$

4.25.9. Determinar la carga axial en la viga

Los componentes horizontales Pt y Pc son

$$P_{tx} = (1/2 L_m/L_{breiza})P_t = 970.19 \text{ klb}$$

$$P_{cx} = (1/2 L_m/L_{breiza})P_c = 193.33 \text{ klb}$$

Asumir el desbalance de la carga igual

$$P_u = (P_{tx} + P_{cx})/2 = 581.76 \text{ klb}$$

4.25.10. Revisar la longitud no embreizada y la resistencia a flexión de la viga

$$L_b = 11.94 \text{ pie}$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{E/F_y} = 11.37 \text{ pie}$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{E/F_y} = 136.48 \text{ plg}$$

$$r_y = 3.22 \text{ plg}$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \sqrt{E/(0.7 F_y)} \sqrt{[(J_c/(S_x h_o)) + \sqrt{[(J_c/(S_x h_o))^2 + 6.76(0.7 F_y/E)^2}]}$$

$$L_r = 78.46 \text{ pie}$$

$$L_r = 941.49 \text{ plg}$$

$$J = 35.60 \text{ plg}^4$$

c = 1.00 para secciones I con simetría doble
 ho = 12.44 plg

$r_{ts}^2 = \sqrt{(I_y C_w) / S_x} =$
 rts = 3.70 plg
 Iy = 517.00 plg⁴
 Cw = 20100.00
 Sx = 235.00 plg³

Conclusión

Usar la ecuación **F2-2**

Diseño por fluencia $L_b \leq L_p$, Mn (Ec. F2-1), Sección F2.1 AISC 360-10

Mn = Mp = FyZx = 13750.00 klb-plg
 Zx = 275.00 plg³

Diseño por LTB (pandeo lateral torsional) (a) $L_p < L_b \leq L_r$, Mn (Ec. F2-2), Sección F2.2, AISC 360-10

$M_n = C_b [M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) ((L_b - L_p) / (L_r - L_p))] \leq M_p$
 Mn = 13703.22 klb-plg
 Cb = **1.000** Tabla 3-1 Manual AISC 13a. Edición
 Mn a utilizar = 13703.22 klb-plg

Diseño por LTB (pandeo lateral torsional) (b) $L_b > L_r$, Mn (Ec. F2-3), Sección F2.2, AISC 360-10

Mn = FcrSx ≤ Mp = 69924.16 klb-plg

$F_{cr} = [(C_b \pi^2 E) / (L_b / r_{ts})^2] \sqrt{1 + 0.078 (J_c / S_x h_o) (L_b / r_{ts})^2}$
 Fcr = 297.55 klb/plg²

Cb = 1.00
 Mn a utilizar = 13750.00 klb-plg

Conclusión

(a) **Diseño por pandeo lateral torsional**

Mn final a utilizar = **1141.94 klb-pie**

Capacidad a flexión de la viga, Sección F2.1 AISC 360-10

Mu = ΦbMn = 1027.74 klb-pie
 Φb = **0.90** (LRFD)
 Mu = ΦbMn ≥ Mu **OK sección a flexión**
 Relación D/C = **0.00**

4.25.11. Determinar la resistencia a compresión de la viga

$$K_x = K_y = 1.00$$

$$L_x = 25.00 \text{ pie}$$

$$L_y = 12.14 \text{ pie}$$

$$K L_x / r_x = 52.26$$

$$K L_y / r_y = 45.24$$

Calcular tensión de pandeo por flexión, F_{cr}, Sección E3 AISC 360-10

a) Cuando $(K L) / r \leq 4.71 \sqrt{E / F_y}$ (o $(F_y / F_e) \leq 2.25$)

$$K L / r = 52.26$$

$$4.71 \sqrt{E / F_y} = 113.43$$

$$F_{cr} = [0.658^{F_y / F_e}] F_y = 40.95 \text{ klb/plg}^2$$

$$F_e = (\pi^2 E) / (K L / r)^2 = 104.78 \text{ klb/plg}^2$$

b) Cuando $(K L) / r > 4.71 \sqrt{E / F_y}$ (o $(F_y / F_e) > 2.25$)

$$K L / r = 52.26$$

$$4.71 \sqrt{E / F_y} = 113.43$$

$$F_{cr} = 0.877 F_e = 91.89 \text{ klb/plg}^2$$

$$F_{cr \text{ a utilizar}} = 40.95 \text{ klb/plg}^2$$

$$\Phi_c \text{ (LRFD)} = 0.90$$

$$\Phi_c P_n = \Phi_c F_{cr} A_g = 1842.64 \text{ klb}$$

Considerar efectos de segundo orden

$$B_1 = C_m / (1 - \alpha P_r / P_{e1}) \geq 1$$

$$C_m = 1.00$$

$$P_{e1} = (\pi^2 E I_x) / (K L_x)^2 = 5247.33 \text{ klb}$$

$$B_1 = C_m / (1 - \alpha P_r / P_{e1}) \geq 1 \quad 1.12$$

$$\alpha = 1.00$$

$$B2 = 1.00 \text{ (no hay traslación en el extremo de la viga)}$$

$$Pr = Pnt + B2Plt = 581.76 \text{ klb}$$

$$Mrx = B1Mu = 4.21 \text{ klb-pie}$$

4.25.12. Revisar la combinación de carga para la viga
Interacción en flexión y compresión en miembros con simetría doble,
Sección H1.1, AISC 360-10

$$Pr = Pu \text{ (capacidad axial actuante)} = 581.76 \text{ klb}$$

$$Pc \text{ (capacidad axial resistente)} = 1842.64 \text{ klb}$$

$$Mrx \text{ (momento "x" actuante)} = 4.21 \text{ klb-pie}$$

$$Mcx \text{ (momento "x" resistente)} = 1027.74 \text{ klb-pie}$$

$$Mry \text{ (momento "y" actuante)} = 0.00 \text{ klb-pie}$$

$$Mcy \text{ (momento "y" resistente)} = 1.00 \text{ klb-pie}$$

$$\text{Límite } Pr/Pc = Pu/\Phi_c P_n = 0.32$$

a) Cuando $Pr/Pc \geq 0.2$

Ecuación H1-1a

$$(Pr/Pc) + (8/9)[(Mrx/Mcx) + (Mry/Mcy)] \leq 1.0$$

$$(Pr/Pc) + (8/9)[(Mrx/Mcx) + (Mry/Mcy)] = 0.32 \quad \text{OK}$$

b) Cuando $Pr/Pc < 0.2$

Ecuación H1-1b

$$(Pr/2Pc) + [(Mrx/Mcx) + (Mry/Mcy)] \leq 1.0$$

$$(Pr/2Pc) + [(Mrx/Mcx) + (Mry/Mcy)] = 0.16 \quad \text{OK}$$

Conclusión **Ecuación H1-1a**
0.32
OK, flexocompresión

4.25.13. Determinar el corte en la viga

$$Vu + Qb/2 = 379.08 \text{ klb}$$

$$Qb/2 = 377.22 \text{ klb}$$

4.25.14. Revisar la resistencia a corte de la viga, Sección G2.1, AISC 360-10

Para $h/tw \leq 2.24 \sqrt{E/F_y}$

$$h/tw = 10.08$$

$$2.24\sqrt{E/F_y} = 53.95$$

$$\Phi_v \text{ (LRFD)} = 1.00$$

Cuando no se cumple la condición anterior

$$\Phi_v \text{ (LRFD)} = 0.90$$

$$\Phi_{v \text{ a utilizar}} = 1.00$$

$$\Phi_v V_n = 403.20 \text{ klb}$$

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v = 403.20 \text{ klb}$$

$$A_w = dt_w = 13.44 \text{ plg}^2$$

$$d = 14.00 \text{ plg}$$

$$t_w = 0.96 \text{ plg}$$

$$C_v = 1.00$$

$$\Phi_v V_n > V_u \quad \text{OK, corte}$$

$$\text{Relación D/C} = 0.94$$

Conclusión: la sección W12x170 diseñada para viga del marco embreizado del primer nivel, cumple con los requerimientos de AISC 341-10.

Repitiendo los pasos 4.25.1 al 4.25.13 se diseñaron las secciones para los otros niveles, siendo las siguientes:

- Primer nivel W12x45
- Tercer nivel W12x170
- Cuarto nivel W12x40

Paso 4.26. Diseñar columna para SCBF, en eje A/3, primer nivel

4.26.1. Determinar las cargas

Carga máxima a compresión en la columna

$P_u =$ **561.38** klb dato mediante ETABS v9.5

Carga máxima a tensión en la columna

$T_u =$ **-441.80** klb dato mediante ETABS v9.5

4.26.2. Definir propiedades de la sección propuesta

Sección = **W12x136**
Tipo de acero = **A992**
 $E =$ **29000.00** klb/plg²
 $F_y =$ **50.00** klb/plg²
 $F_u =$ **65.00** klb/plg²
 $K_x = K_y =$ **1.00**
 $L =$ **14.00** pie
 $A_g =$ **39.90** plg²
 $r_x =$ **5.58** plg
 $r_y =$ **3.16** plg
 $b_f =$ **12.40** plg
 $t_f =$ **1.25** plg
 $d =$ **13.40** plg
 $k =$ **1.85** plg
 $t_w =$ **0.79** plg

4.26.3. Determinar la ductilidad que debe cumplir la sección de columna,

Sección D1.1b, AISC 341-10

Patines $b_f/2t_f < \lambda_{hd}$ **Altamente dúctil**

$b_f/2t_f =$ **4.96**

$\lambda_{hd} = 0.30\sqrt{E/F_y} =$ **7.22**

Alma $h/t_w < \lambda_{hd}$ **Altamente dúctil**

$h/t_w =$ **12.28**

$C_a = P_u/\Phi_c P_y =$ **0.31**

Φ_c (LRFD) = **0.90**

$\lambda_{hd} = 2.45\sqrt{E/F_y} (1-0.93C_a) =$ **41.85**

$\lambda_{hd} = 0.77\sqrt{E/F_y} (2.93-C_a) =$ **48.54**

$\lambda_{hd} = 1.49\sqrt{E/F_y} =$ **35.88**

$\lambda_{hd} =$ **48.54**

$\lambda_{hd \text{ final}} =$ **48.54**

4.26.4. Determinar la resistencia compresión de la columna, Sección E3, AISC 360-10

$$K_y L/r_y = 53.16$$

a) Cuando $KL/r \leq 4.71\sqrt{E/F_y}$ (o $F_y/F_e \leq 2.25$)

$$4.71\sqrt{E/F_y} = 113.43$$

$$F_{cr} = [0.658^{(F_y/F_e)}]F_y = 40.66 \text{ klb/plg}^2$$

$$F_e = \pi^2 E / (KL/r)^2 = 101.26 \text{ klb/plg}^2$$

b) Cuando $KL/r > 4.71\sqrt{E/F_y}$ (o $F_y/F_e > 2.25$)

$$F_{cr} = 0.877 F_e = 88.81 \text{ klb/plg}^2$$

$$F_{cr \text{ a utilizar}} = 40.66 \text{ klb/plg}^2$$

$$\Phi_c P_n > P_u \quad \text{OK}$$

$$\Phi_c P_n = 1460.27 \text{ klb}$$

$$P_n = F_{cr} A_g = 1622.52 \text{ klb}$$

$$\Phi_c \text{ (LRFD)} = \mathbf{0.90}$$

4.26.5. Determinar la resistencia a tensión de la columna, Sección D2.a, AISC 360-10

$$\Phi_t P_n > T_u \quad \text{OK}$$

$$\Phi_t P_n = 1795.50 \text{ klb}$$

$$P_n = F_y A_g = 1995.00 \text{ klb}$$

$$\Phi_t \text{ (LRFD)} = \mathbf{0.90}$$

4.26.6. Revisar las relaciones de carga axial

$$T_u / (\Phi_t P_n) = 0.25$$

$$P_u / (\Phi_c P_n) = 0.38$$

$$P_u / (\Phi_c P_n) < 0.40 \quad \text{OK}$$

Conclusión: la sección W12x136 diseñada para columna del marco embreizado del primer nivel, cumple con los requerimientos de AISC 341-10.

Repitiendo los pasos 4.26.1 al 4.26.6 se diseñaron las secciones para los siguientes niveles, siendo estas:

Primer nivel W12x136

Tercer nivel W12x45

Cuarto nivel W12x45

Paso 4.27. Diseñar la breiza ubicada en primer nivel eje A/2-3

4.27.1. Determinar cargas de compresión y tensión

Carga a compresión:

DL =	3.35 klb	dato mediante ETABS v9.5
SCDL =	5.82 klb	dato mediante ETABS v9.5
LL =	3.13 klb	dato mediante ETABS v9.5
EQY =	-356.89 klb	dato mediante ETABS v9.5

Carga a tensión:

DL =	3.35 klb	dato mediante ETABS v9.5
SCDL =	5.82 klb	dato mediante ETABS v9.5
EQY =	-356.89 klb	dato mediante ETABS v9.5

4.27.2. Determinar cargas últimas metodología LRFD

$P_u = 1.4(DL + SCDL) + LL - E$	372.86 klb
$T_u = 0.7(DL + SCDL) + EQY =$	-350.47 klb

4.27.3. Definir propiedades de los materiales

Breiza

Sección =	HSS10x10x5/8
Tipo de acero =	A500GrB
F _y =	46.00 klb/plg ²
F _u =	58.00 klb/plg ²
b =	10.00 plg
h =	10.00 plg
t =	0.58 plg
Longitud =	17.42 pie
K =	1.00

Placa de conexión

t _{placa} =	1/2 plg
L _{conexión} =	14.00 plg
Tipo de acero =	A36
F _y =	36.00 klb/plg ²
F _u =	58.00 klb/plg ²

4.27.4. Determinar la capacidad a compresión de la breiza, Sección E3.b, AISC 360-10

$\Phi P_n > P_u$	OK
Relación D/C =	0.526
$\Phi P_n = \Phi F_{cr} A_g =$	709.27 klb

Φ (LRFD) =	0.90
Fcr =	37.53 klb/plg ²
Fcr (E3-2)= (0.658 ^{Fy/Fe}) Fy =	37.53 klb/plg ²
Fcr (E3-3)= 0.877 Fe =	82.95 klb/plg ²
4.71 $\sqrt{(E/Fy)}$ =	118.26
Fe = $\pi^2 E/(KL/r)^2$ =	94.58 klb/plg ²
KL/r crítico =	55.01
rx =	3.80 plg
ry =	3.80 plg
r crítico =	3.80 plg
Ag =	21.00 plg ²

4.27.5. Determinar la capacidad a tensión de la breiza

Fluencia en el área gruesa, Sección D, AISC 360-10

$\Phi P_n = \Phi F_y A_g =$	869.40 klb
Φ (LRFD) =	0.90

Ruptura en el área neta

$\Phi P_n > T_u$	OK
Relación D/C =	0.539
$\Phi P_n = \Phi F_u A_e =$	650.31 klb
Φ (LRFD) =	0.75
$A_e = U A_n =$	14.95 plg ²

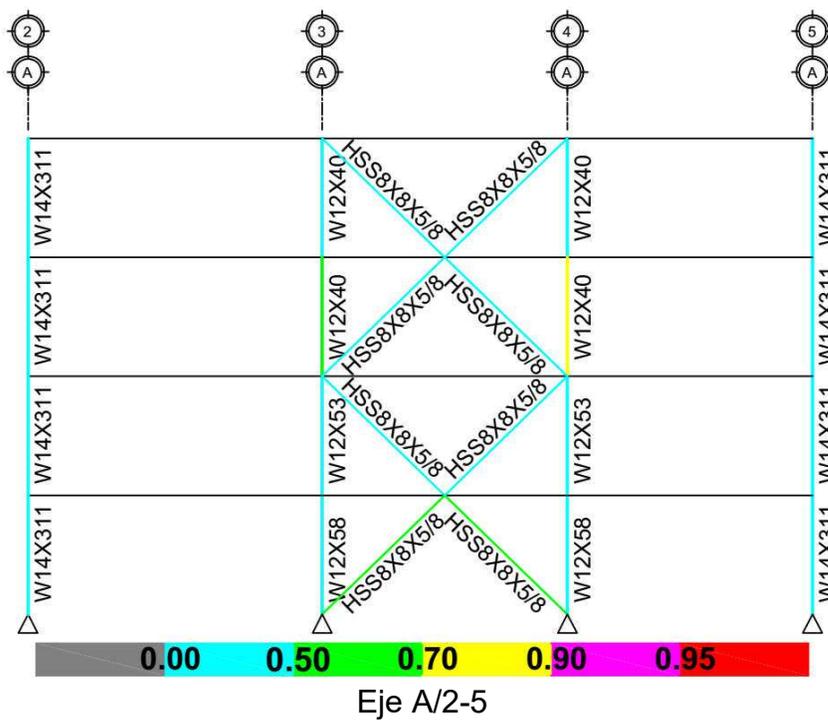
$U = 1 - X_c/L_{\text{conexión}} =$	0.73 Tabla D3.1, AISC 360-10
$X_c = (B^2 + 2BH)/4(B+H) =$	3.75 plg
B =	10.00 plg
H =	10.00 plg
$A_n = A_g - A_{\text{slot}} =$	20.42 plg ²
Ag =	21.00 plg ²
$A_{\text{slot}} = 2*(t_{\text{placa}} t) =$	0.58 plg ²
$t_{\text{placa}} =$	0.50 plg

Conclusión: se diseñó la sección HSS10x10x5/8 para las breizas, en el punto más crítico, el cual se utilizarán para los cuatro niveles, posteriormente se verificará con el programa.

Ahora que ya se cuenta con toda la información relacionada con las secciones que conforman la estructura para los dos sentidos, se realizan los cambios en el modelo, para proceder a verificar a través del programa, determinar las secciones finales y concluir con el diseño estructural, por último, llevar a cabo los chequeos finales correspondientes.

Paso 4.28. Realizar el diseño de las secciones por medio del programa ETABS v9.5, para verificar las que ya fueron diseñadas por capacidad en los pasos anteriores

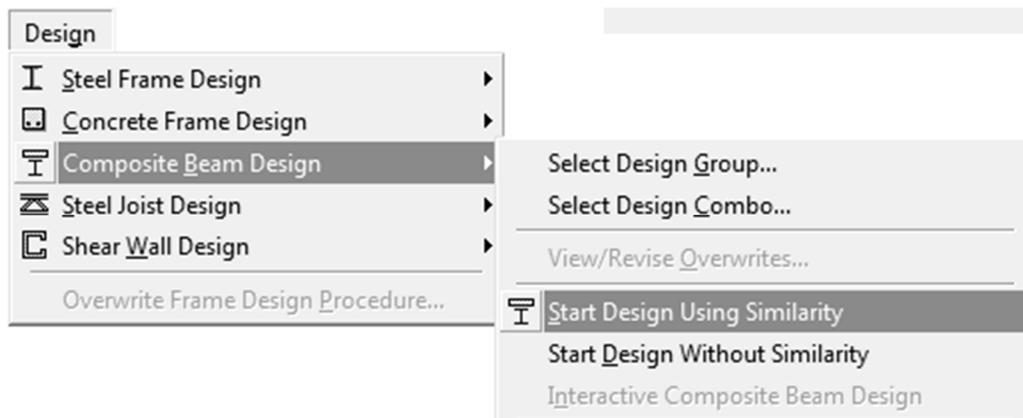
- ✚ Menú: Analyze/ Run Analysis
- ✚ Menú: Design/ Steel Frame Design/ Start Design – Check of Structure.
- ✚ Resultados del diseño de las secciones.



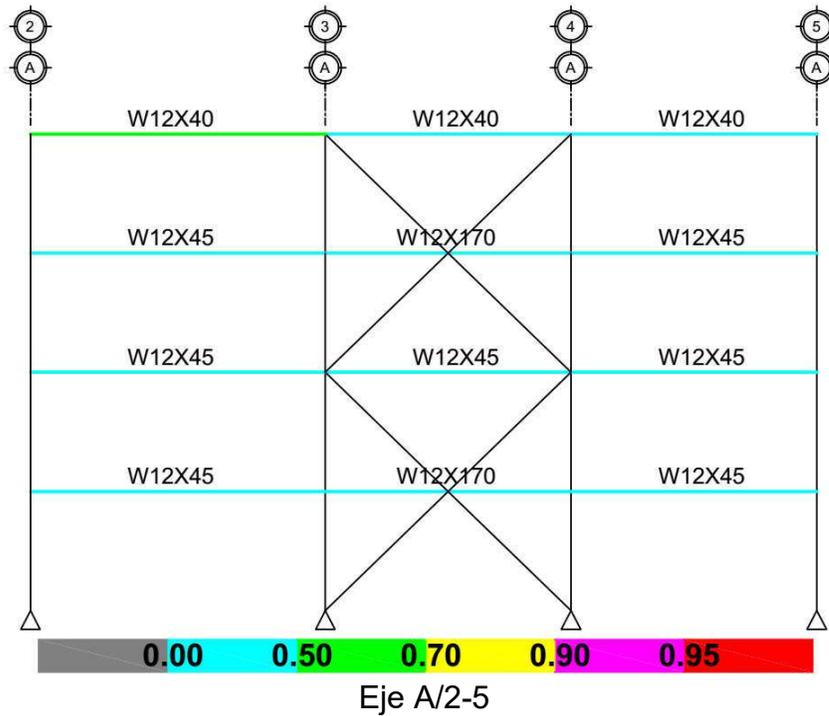
Conclusión: las secciones para columna y breizas asignadas al marco SCBF (eje A), cumplen con la relación demanda / capacidad < 95%.

Paso 4.29. Diseñar las secciones asignadas como vigas compuestas (gravitacionales principales y secundarias)

☛ Menú: Options/ Composite Beam Design/ Start Design Using Similarity



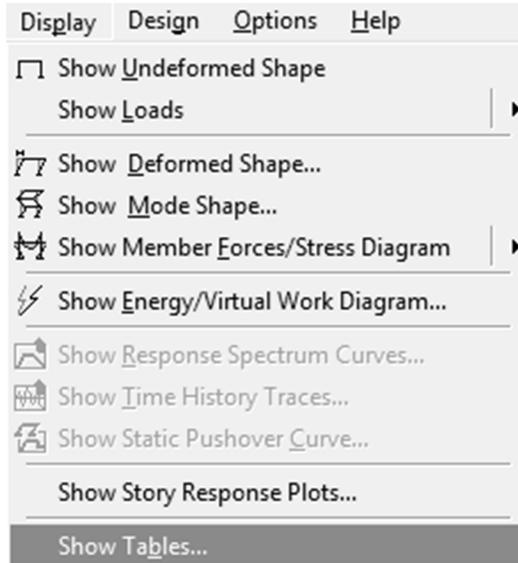
☛ Resultados del diseño de las vigas compuestas



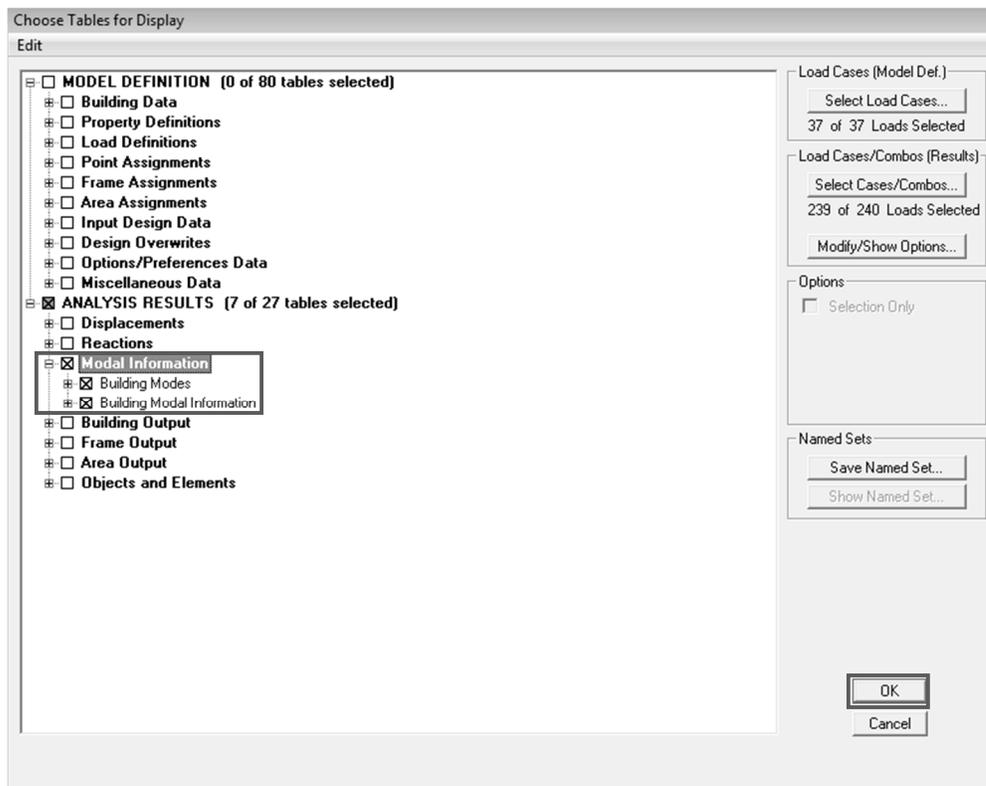
Conclusión: las secciones para viga asignadas al marco SCBF (eje A), cumplen con la relación demanda / capacidad < 95%.

Paso 4.30. Verificar que la participación modal de la masa con las secciones finales sea al menos el 90%, Sección 12.9.1 ASCE 7-10

☰ Menú: Display/ Show Tables



Subventana: Choose Tables for Display, seleccionar Modal Information



✚ Subventana: Modal Participating Mass Ratios, comprobar que la participación modal sea al menos el 90%, según 12.9.1 ASCE 7-10

Modal Participating Mass Ratios

Edit View

Modal Participating Mass Ratios

	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
▶	1	1.284650	93.6536	0.0003	0.0000	93.6536	0.0003	0.0000	0.0003
	2	0.651295	0.0011	80.3467	0.0000	93.6548	80.3470	0.0000	99.1555
	3	0.430895	0.0616	0.5228	0.0000	93.7164	80.8697	0.0000	0.7380
	4	0.353260	4.8404	0.0000	0.0000	98.5568	80.8698	0.0000	0.0007
	5	0.230955	0.0003	14.9656	0.0000	98.5571	95.8354	0.0000	0.0322
	6	0.178454	1.1733	0.0018	0.0000	99.7304	95.8372	0.0000	0.0000
	7	0.153042	0.0000	0.0554	0.0000	99.7304	95.8926	0.0000	0.0001
	8	0.140322	0.0002	3.4691	0.0000	99.7306	99.3617	0.0000	0.0520
	9	0.110562	0.2682	0.0006	0.0000	99.9988	99.3623	0.0000	0.0000
	10	0.095614	0.0002	0.5910	0.0000	99.9990	99.9533	0.0000	0.0202
	11	0.093174	0.0005	0.0413	0.0000	99.9995	99.9946	0.0000	0.0007
	12	0.064335	0.0005	0.0054	0.0000	100.0000	100.0000	0.0000	0.0002

◀ ▶

⏪ ⏩

OK

Conclusión: se comprueba que la participación modal es $> 90\%$, para el sentido X-x en el primer modo de vibración, para el sentido Y-y en el quinto modo de vibración, por lo tanto, no es necesario aumentar el número de modos de vibración.

Paso 4.31. Cálculo del cortante basal sísmico por el método de la fuerza lateral equivalente en el sentido X-x, el peso de la estructura con las secciones ya diseñadas (finales)

4.31.1. Determinar el peso de la estructura

Peso total, $W_{\text{definitivo}} = 6796.70$ Klb

4.31.2. Deriva máxima permisible

$\Delta_{\text{per}} = 0.020 \cdot h_{\text{sx}} = 0.9711$ pie Tabla XXI, Sección 2.4.12

4.31.3. Determinar el período fundamental

Aceleración gravedad, $g = 32.20$ pie/s²

Sentido X-x

$\delta_{\text{st}} = \Delta_{\text{per}} / (C_d / I_e) = 0.1766$ pie

$T = 2\pi \sqrt{(\delta_{\text{st}} / g)} = 0.4653$ s

4.31.4. Determinar coeficiente de respuesta sísmica

Sentido X-x

$C_s = S_{\text{DS}} / (R / I_e) = 0.1250$

Para $T \leq T_L =$

$C_{\text{smax}} = S_{\text{D1}} / (T(R / I_e)) = 0.1478$

Para $T > T_L$

$C_{\text{smax}} = (S_{\text{D1}} T_L) / (T^2(R / I_e)) = 2.5407$
0.1478

Para $S_1 < 0.60g$

$C_{\text{smin}} = 0.044 S_{\text{DS}} I_e = 0.0440$

Para $S_1 \geq 0.60g$

$C_{\text{smin}} = 0.5 S_1 / (R / I_e) = 0.0344$

$C_{\text{smin}} = 0.0440$

$C_{\text{smin}} \geq 0.01$ 0.0440

$C_s < C_{\text{smax}}$ 0.1250

C_s a utilizar = 0.1250

4.31.5. Determinar cortante basal por sismo

Sentido X-x

$V_x = C_s W = 849.59$ Klb

4.31.6. Determinar la distribución lateral de fuerzas sísmicas

Sentido X-x, Sección 2.4.14

$$T_a = C_t h_n^x = 0.63 \text{ s}$$

$$h_n = 48.56 \text{ pie}$$

Para marcos especiales a momento

$$C_t = 0.028 \text{ Tabla XXII, Sección 2.4.12}$$

$$x = 0.80 \text{ Tabla XXII, Sección 2.4.12}$$

Factor k

$$\text{Para } T \leq 0.5 \text{ s, } k = 1.00$$

$$\text{Para } T \geq 2.5 \text{ s, } k = 2.00$$

$$k_{\text{por interpolación}} = 1.06$$

$$k_{\text{a utilizar}} = 1.06$$

Paso 4.32. Cálculo del cortante basal sísmico por el método de la fuerza lateral equivalente en el sentido Y-y, el peso de la estructura con las secciones ya diseñadas (finales)

4.32.1. Determinar el peso de la estructura

Peso total, $W_{\text{definitivo}} = 6796.70$ Klb

4.32.2. Deriva máxima permisible

$\Delta_{\text{per}} = 0.020 \cdot h_{\text{sx}} = 0.9711$ pie Tabla XXI, Sección 2.4.12

4.32.3. Determinar el período fundamental

Aceleración gravedad, $g = 32.20$ pie/s²

Sentido Y-y

$\delta_{\text{st}} = \Delta_{\text{per}} / (C_d / I_e) = 0.1766$ pie

$T = 2\pi \sqrt{(\delta_{\text{st}} / g)} = 0.4653$ s

4.32.4. Determinar coeficiente de respuesta sísmica

Sentido Y-y

$C_s = S_{\text{DS}} / (R / I_e) = 0.1429$

Para $T \leq T_L =$

$C_{\text{smax}} = S_{\text{D1}} / (T(R / I_e)) = 0.1689$

Para $T > T_L$

$C_{\text{smax}} = (S_{\text{D1}} T_L) / (T^2(R / I_e)) = 2.9036$

$C_{\text{smax}} = 0.1689$

Para $S_1 < 0.60g$

$C_{\text{smin}} = 0.044 S_{\text{DS}} I_e = 0.0440$

Para $S_1 \geq 0.60g$

$C_{\text{smin}} = 0.5 S_1 / (R / I_e) = 0.0393$

$C_{\text{smin}} = 0.0440$

$C_{\text{smin}} \geq 0.01$ 0.0440

$C_s < C_{\text{smax}}$ 0.1429

C_s a utilizar = 0.1429

4.32.5. Determinar cortante basal por sismo

Sentido Y-y

$V_y = C_s W = 970.96$ Klb

4.32.6. Determinar la distribución lateral de fuerzas sísmicas

Sentido Y-y

$T_a = C_t h_n^x = 0.37 \text{ s}$

$h_n = 48.56 \text{ pie}$

Para otros sistemas estructurales

$C_t = 0.020$ Tabla XXII, Sección 2.4.12

$x = 0.75$ Tabla XXII, Sección 2.4.12

Factor k

Para $T \leq 0.5 \text{ s}$, $k = 1.00$

Para $T \geq 2.5 \text{ s}$, $k = 2.00$

$k_{\text{por interpolación}} = 0.93$

$k_{\text{a utilizar}} = 1.00$

Tabla con la Distribución lateral de fuerzas sísmicas por nivel, sentido X-x

Piso	Altura de cada piso (pie)	Nivel (pie)	Carga del piso (klb)	Carga total acumulada (klb)	h_x^k	$w_x h_x^k$	$\sum(w_x h_x^k)$
Base	0.00	0.00	6796.70	6796.70	0.00	0.00	242880.45
1.00	12.14	12.14	1848.61	8645.31	14.20	26242.71	242880.45
2.00	12.14	24.28	1848.61	10493.92	29.65	54816.68	242880.45
3.00	12.14	36.42	1848.61	12342.53	45.62	84342.13	242880.45
4.00	12.14	48.56	1250.87	13593.40	61.94	77478.93	242880.45

$C_{vx} = (w_x h_x^k) / \sum(w_x h_x^k)$	V_x (klb)	F_x (Klb)
0.00	849.59	0.00
0.11	849.59	91.80
0.23	849.59	191.75
0.35	849.59	295.03
0.32	849.59	271.02

Tabla con la Distribución lateral de fuerzas sísmicas por nivel, sentido Y-y

Piso	Altura de cada piso (pie)	Nivel (pie)	Carga del piso (klb)	Carga total acumulada (klb)	h_y^k	$w_y h_y^k$	$\sum(w_y h_y^k)$
Base	0.00	0.00	6796.70	6796.70	0.00	0.00	195380.64
1.00	12.14	12.14	1848.61	8645.31	12.14	22440.48	195380.64
2.00	12.14	24.28	1848.61	10493.92	24.28	44880.95	195380.64
3.00	12.14	36.42	1848.61	12342.53	36.42	67321.43	195380.64
4.00	12.14	48.56	1250.87	13593.40	48.56	60737.78	195380.64

$C_{vy} = \frac{(w_y h_y^k) / \sum(w_y h_y^k)}{h_y^k}$	V_y (klb)	F_y (Klb)
0.00	970.96	0.00
0.11	970.96	111.52
0.23	970.96	223.04
0.34	970.96	334.56
0.31	970.96	301.84

Paso 4.33. Comprobar que 85% cortante estático (V) < cortante dinámico (Vt), con las secciones ya diseñadas, Sección 12.9.4.1 ASCE 7-10

■ De la primera iteración se tienen los siguientes datos:

Sentido X-x

Primera iteración

V= 849.86 klb

Vt= 339.30 klb

0.85V < Vt **Escalear**

0.85V= 722.38 klb

Escaleando

factor=0.85(V/Vt)= 2.13

Nuevo factor de escala

U1= 8.57

U2= 2.57

Sentido Y-y

Primera iteración

V= 971.27 klb

Vt= 697.93 klb

0.85V < Vt **Escalear**

0.85V= 825.58 klb

Escaleando

factor=0.85(V/Vt)= 1.18

Nuevo factor de escala

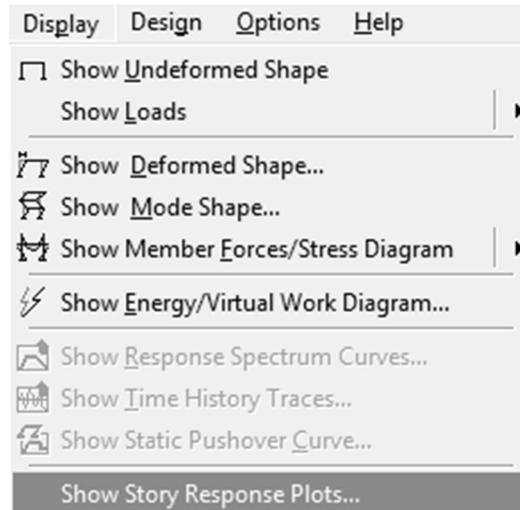
U1= 1.63

U2= 5.44

■ Ingresar los nuevos factores de escala, como se realizó en el paso 4.15.

■ Menú: Analyze/ Run Analysis, luego determinar que se haya cumplido la condición.

☒ Menú: Display/ Show Story Response Plots



☒ Subventana: Story Forces/Response for Lateral Loads, seleccionar sismo estático (EQX); y Story Shears, para verificar de forma gráfica.

Auto Seismic IBC2006

Edit View

Auto Seismic IBC2006

	TL	Fa	Fv	Sds	Sd1	TUsed	CoeffUsed	WeightUsed	BaseShear
▶	8,0000	1,0000	1,5000	1,0000	0,5500	0,5151	0,1250	6798,90	849,86
	8,0000	1,0000	1,5000	1,0000	0,5500	0,5151	0,1429	6798,90	971,27

⏪ ⏩ ⏴ ⏵

OK

Resultado de forma analítica para el cortante basal estático en el sentido X-x

☒ Subventana: Story Forces/Response for Lateral Loads, seleccionar sismo dinámico (EQXDYN); y Story Shears, para verificar de forma gráfica.

Response Spectrum Base Reactions

Edit View

Response Spectrum Base Reactions

	Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
▶	EQXDYN	All	All	723.65	391.02	0.00	13369.407	23129.585	51991.35

OK

Resultado de forma analítica para el cortante basal dinámico en el sentido X-x

- ☒ Comprobar que $0.85V < V_t$, según Sección 12.9.4.1 ASCE 7-10, para el sentido X-x

Segunda iteración

V= 849.86 klb

V_t= 723.65 klb

0.85V < V_t **OK**

0.85V= 722.38 klb

- ☒ Subventana: Story Forces/Response for Lateral Loads, seleccionar sismo estático (EQY); y Story Shears, para verificar de forma gráfica.

Auto Seismic IBC2006

Edit View

Auto Seismic IBC2006

	TL	Fa	Fv	Sds	Sd1	TUsed	CoeffUsed	WeightUsed	BaseShear
▶	8.0000	1.0000	1.5000	1.0000	0.5500	0.5151	0.1250	6798.90	849.86
	8.0000	1.0000	1.5000	1.0000	0.5500	0.5151	0.1429	6798.90	971.27

OK

Resultado de forma analítica para el cortante basal estático en el sentido Y-y

- ☒ Subventana: Story Forces/Response for Lateral Loads, seleccionar sismo dinámico (EQYDYN); y Story Shears, para verificar de forma gráfica.

Response Spectrum Base Reactions

Edit View

Response Spectrum Base Reactions

	Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
	EQYDYN	7	U1	0.00	0.00	0.00	-0.001	-0.004	0.072
	EQYDYN	8	U1	0.00	-0.09	0.00	0.357	0.003	-7.897
	EQYDYN	9	U1	0.93	0.04	0.00	-0.200	-5.662	-47.572
	EQYDYN	10	U1	0.00	-0.03	0.00	0.189	-0.003	-2.853
	EQYDYN	11	U1	0.00	0.02	0.00	-0.065	0.007	1.255
	EQYDYN	12	U1	0.00	0.00	0.00	-0.025	-0.007	0.291
	EQYDYN	1	U2	0.79	0.00	0.00	-0.046	25.235	-42.934
	EQYDYN	2	U2	-2.95	806.33	0.00	-28278.698	-68.369	69609.96
	EQYDYN	3	U2	2.11	6.19	0.00	-231.435	3.309	416.596
	EQYDYN	4	U2	-0.17	0.00	0.00	-0.070	4.476	9.618
	EQYDYN	5	U2	-0.72	172.14	0.00	-253.102	14.645	15084.76
	EQYDYN	6	U2	0.52	0.02	0.00	-0.052	0.785	-26.444
	EQYDYN	7	U2	0.00	0.67	0.00	-0.752	-3.111	59.171
	EQYDYN	8	U2	-0.31	39.90	0.00	-154.431	-1.231	3419.15
	EQYDYN	9	U2	0.14	0.01	0.00	-0.031	-0.875	-7.349
	EQYDYN	10	U2	-0.11	6.10	0.00	-35.703	0.515	538.230
	EQYDYN	11	U2	0.05	0.52	0.00	-2.156	0.237	41.596
	EQYDYN	12	U2	0.01	0.05	0.00	-0.277	-0.082	3.201
	EQYDYN	All	All	137.69	827.60	0.00	28296.225	4399.826	71878.73

OK

Resultado de forma analítica para el cortante basal dinámico en el sentido Y-y

☒ Comprobar que $0.85V < V_t$, según 12.9.4.1 de ASCE 7-10, para el sentido Y-y

Segunda iteración

$V = 971.27$ klb

$V_t = 827.60$ klb

$0.85V < V_t$ **OK**

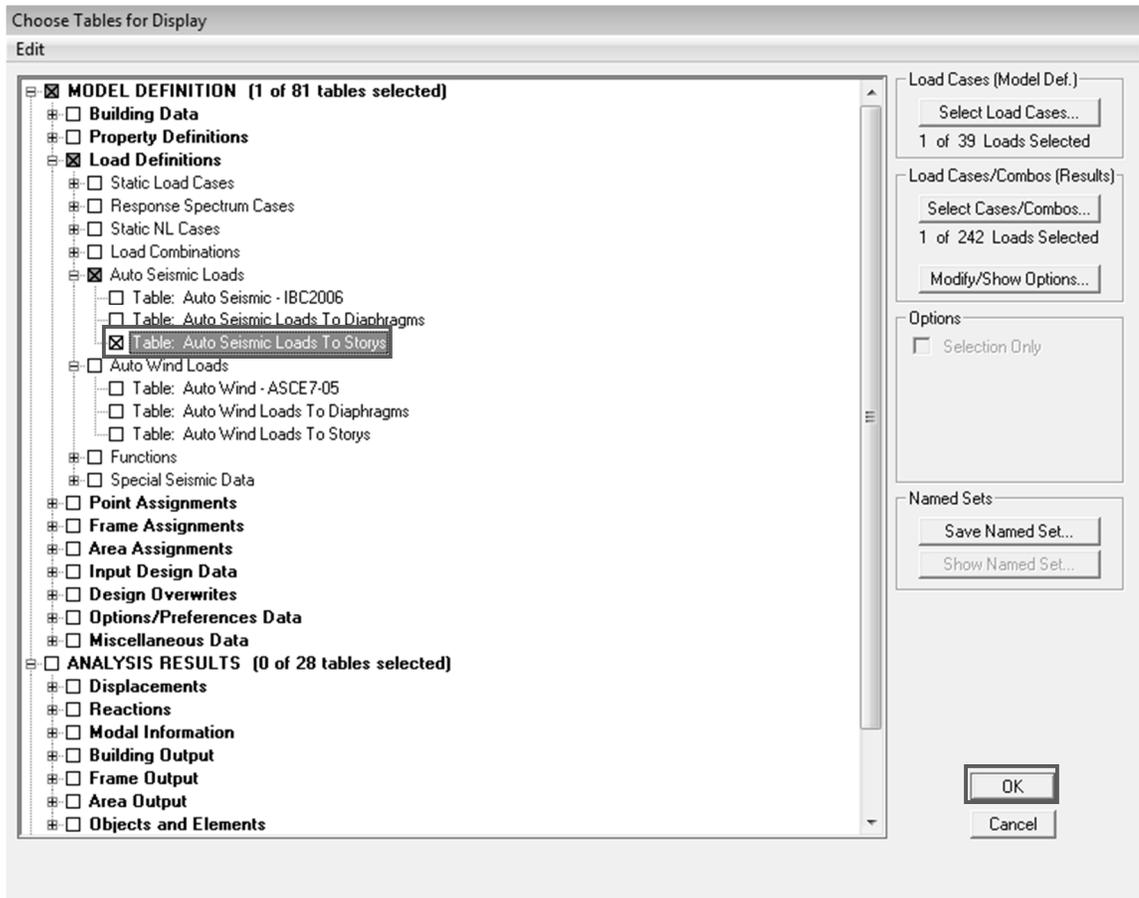
$0.85V = 825.58$ klb

Conclusión: se cumple la condición en los dos sentidos, después de escalear los factores, por lo que el análisis dinámico es válido.

Paso 4.34. Determinar la distribución de la carga sísmica por nivel

☒ Menú: Display/ Show Tables

☒ Subventana: Choose Tables for Display, seleccionar la opción Load Definitions/ Auto Seismic Loads/ Table: Auto Seismic Loads To Storys



☒ Distribución de carga sísmica por nivel sentido X-x

Auto Seismic Loads To Storys

Edit View

Auto Seismic Loads To Storys

Case	Type	Story	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
EQX	IBC2006	STORY4	266.11	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
EQX	IBC2006	STORY3	292.37	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
EQX	IBC2006	STORY2	194.09	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
EQX	IBC2006	STORY1	97.02	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000

OK

☒ Distribución de carga sísmica por nivel sentido Y-y

Auto Seismic Loads To Stories

Edit View

Auto Seismic Loads To Stories

Case	Type	Story	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
EQY	IBC2006	STORY4	0.00	304.12	0.00	0.000	0.000	0.000
EQY	IBC2006	STORY3	0.00	334.14	0.00	0.000	0.000	0.000
EQY	IBC2006	STORY2	0.00	221.82	0.00	0.000	0.000	0.000
EQY	IBC2006	STORY1	0.00	110.88	0.00	0.000	0.000	0.000

OK

Paso 4.35. Determinar la distribución de la carga de viento por nivel

☒ Menú: Display/ Show Tables

☒ Subventana: Choose Tables for Display, seleccionar la opción Load Definitions/ Auto Wind Loads / Table: Auto Wind Loads To Storys

Choose Tables for Display

Edit

- MODEL DEFINITION (1 of 81 tables selected)
 - Building Data
 - Property Definitions
 - Load Definitions
 - Static Load Cases
 - Response Spectrum Cases
 - Static NL Cases
 - Load Combinations
 - Auto Seismic Loads
 - Auto Wind Loads
 - Table: Auto Wind - ASCE7-05
 - Table: Auto Wind Loads To Diaphragms
 - Table: Auto Wind Loads To Storys
 - Functions
 - Special Seismic Data
 - Point Assignments
 - Frame Assignments
 - Area Assignments
 - Input Design Data
 - Design Overwrites
 - Options/Preferences Data
 - Miscellaneous Data
- ANALYSIS RESULTS (0 of 28 tables selected)
 - Displacements
 - Reactions
 - Modal Information
 - Building Output
 - Frame Output
 - Area Output
 - Objects and Elements
- DESIGN DATA (0 of 8 tables selected)
 - Steel Frame Design
 - Composite Beam Design

Load Cases (Model Def.)

Select Load Cases...
1 of 39 Loads Selected

Load Cases/Combos (Results)

Select Cases/Combos...
1 of 242 Loads Selected

Modify/Show Options...

Options

Selection Only

Named Sets

Save Named Set...
Show Named Set...

OK
Cancel

▣ Distribución de la carga de viento por nivel sentido X-x

Auto Wind Loads To Stories

Edit View

Auto Wind Loads To Stories

Case	Type	Story	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
WX	ASCE7-05	STORY4	17.73	0.00	0.00	0.000	0.000	-1063.65E
WX	ASCE7-05	STORY3	13.32	0.00	0.00	0.000	0.000	-799.547
WX	ASCE7-05	STORY2	12.53	0.00	0.00	0.000	0.000	-751.893
WX	ASCE7-05	STORY1	11.80	0.00	0.00	0.000	0.000	-708.358

OK

▣ Distribución de la carga de viento por nivel sentido Y-y

Auto Wind Loads To Stories

Edit View

Auto Wind Loads To Stories

Case	Type	Story	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
WY	ASCE7-05	STORY4	0.00	23.60	0.00	0.000	0.000	1886.036
WY	ASCE7-05	STORY3	0.00	17.74	0.00	0.000	0.000	1417.726
WY	ASCE7-05	STORY2	0.00	16.69	0.00	0.000	0.000	1333.229
WY	ASCE7-05	STORY1	0.00	15.72	0.00	0.000	0.000	1256.035

OK

Conclusión: se determina que las fuerzas laterales de sismo > las fuerzas laterales de viento, por lo que el diseño por sismo es el que gobierna en el diseño.

Paso 5: Diseño de conexiones para los marcos resistentes a carga lateral.

Paso 5.1. Diseñar la conexión de viga reducida (RBS), para la viga SMF ubicada en el primer nivel eje B/5

5.1.1. Determinar carga axial y carga distribuida

Cargas axiales:

DL =	37.51 klb dato mediante ETABS v9.5
SCDL =	167.82 klb dato mediante ETABS v9.5
LL =	88.68 klb dato mediante ETABS v9.5
EQXN =	7.03 klb dato mediante ETABS v9.5

Cargas distribuidas:

DL =	0.46 klb/pie dato mediante ETABS v9.5
SCDL =	1.13 klb/pie dato mediante ETABS v9.5
LL =	0.63 klb/pie dato mediante ETABS v9.5
EQXN =	2.72 klb/pie dato mediante ETABS v9.5

5.1.2. Determinar cargas últimas metodología LRFD

$P_u = 1.4DL + 1.4SCDL + LL + EQXN =$	383.17 klb
$W_u = 1.4DL + 1.4SCDL + LL + EQXN =$	5.57 klb/pie

5.1.3. Definir las propiedades del material a utilizar; y propiedades de las secciones

Propiedades del material

Tipo de acero =	A992
Fy =	50.00 klb/plg ²
Fu =	65.00 klb/plg ²
E =	29000.00 klb/plg ²

Propiedades de viga

Sección =	W27x178
bf =	14.10 plg
tf =	1.19 plg
tw =	0.73 plg
h/tw =	32.9
d =	27.80 plg
Zb =	570.00 plg ³
L =	465.96 plg

**Peralte limitado a W36,
peso limitado a 300
lb/ft**

Propiedades de columna

Sección =	W14x311
bf =	16.20 plg
tf =	2.26 plg
	288

**Peralte limitado a
W36**

tw =	1.41 plg
h/tw =	8.1
d =	17.10 plg
Ag =	91.40 plg ²
Zc =	603.00 plg ³

**5.1.4. Revisar las condiciones que debe cumplir la sección para viga
Los patines de la viga deben ser altamente dúctiles, Sección D1.1b, AISC 341-10**

Patines =	Altamente dúctil
$b/t < \lambda_{hd}$	
b/t =	5.92
$\lambda_{hd} = 0.30\sqrt{(E/Fy)}$ =	7.22

El alma de la viga debe ser altamente dúctil, Sección D1.1b AISC 341-10

Alma =	Altamente dúctil
$h/tw < \lambda_{hd}$	
h/tw =	32.88
$\lambda_{hd} = 2.45\sqrt{(E/Fy)}$ =	59.00

Conclusión

Sección altamente dúctil = SÍ CUMPLE

El peralte de viga limitado a W36 (W920), Sección 5.3.1-2 AISC 358-10

SÍ CUMPLE

El peso de viga limitado a 300 lb/ft (447kg/m), Sección 5.3.1-3 AISC 358-10

SÍ CUMPLE

El espesor del patín de la viga limitado a 1 3/4 plg (44 mm), Sección 5.3.1-4, AISC 358-10

SÍ CUMPLE

Se debe cumplir la relación $L/d > 7$, Sección 5.3.1-5.a, AISC 358-10

SÍ CUMPLE

Luz viga = L =	465.96 plg
d =	27.80 plg
L/d =	16.76

**5.1.5. Revisar las condiciones que debe cumplir la sección para columna
Patines de la columna deben ser altamente dúctiles, Sección D1.1b, AISC**

341-10

Patines =	Altamente dúctil
$b/t < \lambda_{hd}$	
$b/t =$	3.59
$\lambda_{hd} = 0.30\sqrt{(E/Fy)} =$	7.22

El alma de la columna debe ser altamente dúctil, Sección D1.1b, AISC

341-10

Alma =	Altamente dúctil
$Ca = Pu/\Phi_cPy =$	0.09
Φ_c LRFD =	0.90
$\Phi_cPy = \Phi_cAgFy =$	4113.00 klb
$h/tw < \lambda_{hd} =$	
$h/tw =$	8.07
$\lambda_{hd} = 2.45\sqrt{(E/Fy)} (1-0.93Ca) =$	53.89
$\lambda_{hd} = 0.77\sqrt{(E/Fy)} (2.93-Ca) =$	52.61
$\lambda_{hd} = 1.49\sqrt{(E/Fy)} =$	35.88
$\lambda_{hd} =$	52.61
λ_{hd} final =	53.89

Conclusión

Sección altamente dúctil = SÍ CUMPLE

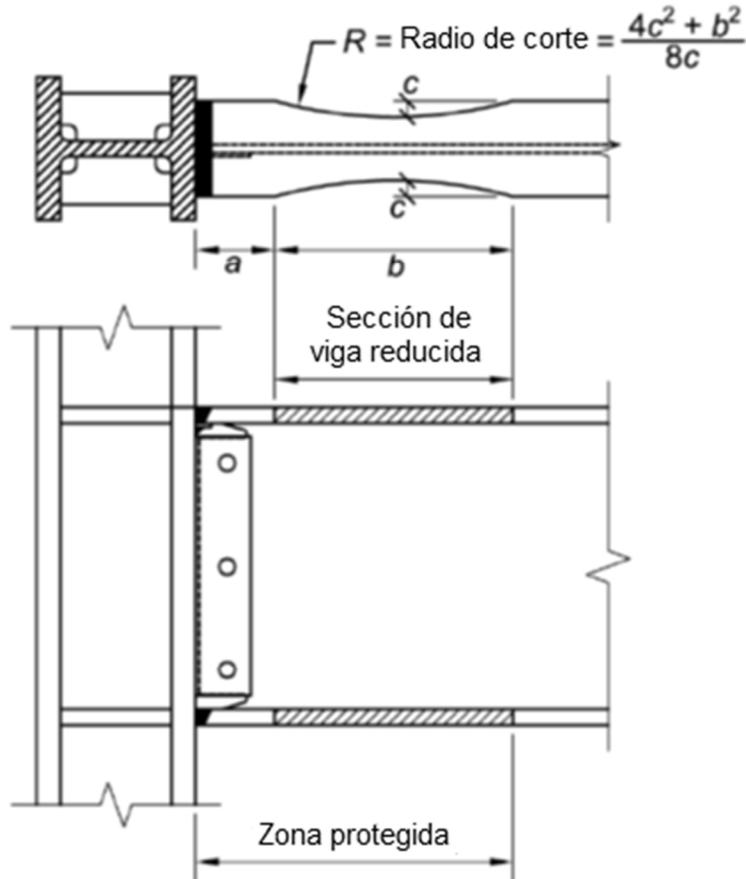
**La viga está conectada a los patines de la columna, Sección 5.3.2-2, AISC
358-10**

SÍ CUMPLE

El peralte de columna limitado a W36 (W290), Sección 5.3.2-3 AISC 358-10

SÍ CUMPLE

5.1.6. Determinar dimensiones preliminares de la reducción en la viga
 Proponer los valores de a, b y c para la reducción sujeto a los siguientes límites, Sección 5.8-1, AISC 358-10



Límites para a, b y c

$0.5b_{bf} \leq a \leq 0.75b_{bf}$

$0.65d \leq b \leq 0.85d$

$0.1b_{bf} \leq c \leq 0.25b_{bf}$

Límite inferior Límite superior

7.05 10.58

18.07 23.63

1.41 3.53

Dimensiones a utilizar

a, plg =

8.74

b, plg =

20.85

c, plg =

2.82

factor

0.62

0.75

0.20

$R = (4c^2 + b^2)/8c =$

20.68 plg

factores que fueron ingresados en el programa, para que considere como RBS a la viga

Determinar la longitud de la zona protegida, L_{pz}

$$L_{pz} = a + b = 29.59 \text{ plg}$$

5.1.7. Determinar el módulo plástico de la sección al centro de la viga reducida, Sección 5.8-2 AISC 358-10

$$Z_{RBS} = Z_x - 2ct_{bf}(d-t_{bf}) = 391.40 \text{ plg}^3$$

$$Z_x = 570.00 \text{ plg}^3$$

5.1.8. Determinar el momento máximo probable en la sección reducida de la viga, Sección 2.4.3 y 5.8-3, AISC 358-10

$$M_{pr} = C_{pr}R_yF_yZ_{RBS} = 24756.32 \text{ klb-plg}$$

$$C_{pr} < 1.20 \quad \text{OK}$$

$$C_{pr} = (F_y + F_u)/2F_y \leq 1.20 = 1.15$$

$$R_y = 1.10 \text{ de Tabla A3.1 AISC 341-10}$$

5.1.9. Determinar la fuerza de corte esperada en la articulación plástica, Sección 5.8.4, AISC 358-10

$$V_u = (2M_{pr}/L_h) + V_{\text{gravedad}} =$$

Distancia del rostro de la columna para la articulación plástica, es

$$S_h = a + (b/2) = 19.17 \text{ plg}$$

Distancia entre articulaciones plásticas es

$$L_h = L - 2(dc/2) - 2S_h = 410.53 \text{ plg}$$

$$34.21 \text{ pie}$$

La resistencia requerida a corte para la articulación plástica incluyendo cargas gravitacionales, es

$$V_{g_{RBS}} = 1/2w_uL_h = 95.32 \text{ klb}$$

El corte esperado en la articulación plástica es,

$$V_u = (2M_{pr}/L_h) + V_{g_{RBS}} = 215.93 \text{ klb}$$

$$V_u = (2M_{pr}/L_h) + V_{g_{RBS}} = -25.29 \text{ klb}$$

5.1.10. Determinar el momento máximo probable en el rostro de la columna, Sección 5.8-5, AISC 358-10

El momento factorado de la carga por gravedad entre el patín de la columna y la articulación plástica es,

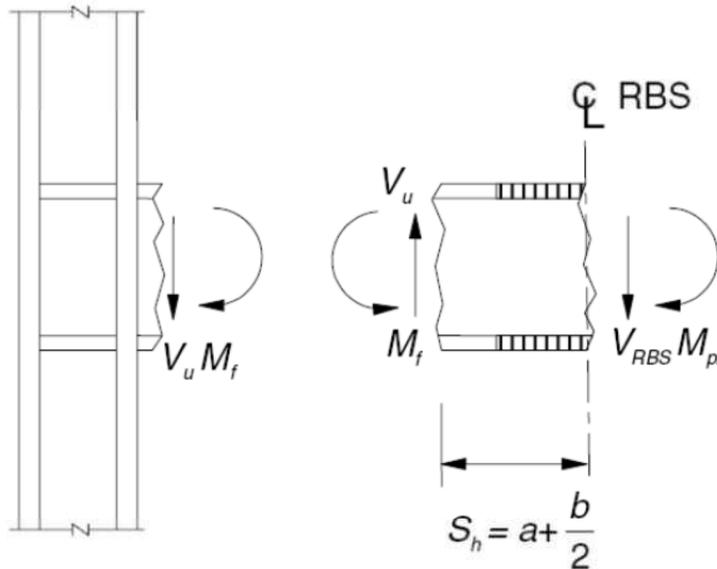
$$M_g = 1/2 w_u S_h^2 = 85.30 \text{ klb-plg}$$

El momento máximo probable para el rostro de la columna esta definido como,

$$M_f = M_{pr} + V_{RBS} S_h + M_g$$

$$M_f = 28980.26 \text{ klb-plg}$$

$$M'_f = -25155.77 \text{ klb-plg}$$



5.1.11. Determinar el momento plástico esperado de la viga, basado en el esfuerzo de fluencia, Sección 5.8-6 AISC 358-10

$$M_{pe} = R_y F_y Z_x = 31350.00 \text{ klb-plg}$$

$$\Phi M_{pe} = 31350.00$$

$$\Phi d = 1.00$$

5.1.12. Comparar la resistencia a flexión de la viga con el del rostro de la columna, Sección 5.8-7, AISC 358-10

$$M_f \leq \Phi d M_{pe} = \text{OK}$$

SI NO SE SATISFACE LA CONDICIÓN $M_f \leq \Phi d M_{pe}$, MODIFICAR VALORES DE "c", "a" Y "b", O CAMBIAR SECCIÓN Y REPETIR LOS PASOS 5.1.6 AL 5.1.11

5.1.13. Revisar relación momento viga-columna (columna fuerte-viga débil), Sección E3.4-4a, AISC 341-10

$$(\sum M_{pc}^* / \sum M_{pb}^*) > 1$$

OK

Requerimiento columna fuerte-viga débil para marcos SMF

$$\sum M_{pc}^* / \sum M_{pb}^* =$$

1.82

$$\sum M_{pc}^* = \sum [Z_c(F_{yc} - (P_{uc}/A_g))] = 55244.14 \text{ klb-plg}$$

$$\sum M_{pb}^* = \sum (1.1R_y F_y b Z_{RBS} + M_{uv})$$

$$\sum M_{pb}^* = \sum (1.1R_y F_y b Z_b + M_{uv})$$

$$\sum M_{uv} = (V_{RBS} + V_{RBS})[a+b/2 + dc/2] = 6685.77 \text{ klb-plg}$$

$$\sum M_{pb}^* = \sum (1.1R_y F_y b Z_{RBS} + M_{uv}) = 30365.74 \text{ klb-plg}$$

$$\sum M_{pb}^* = \sum (1.1R_y F_y b Z_b + M_{uv}) = 41170.77 \text{ klb-plg}$$

$$\sum M_{pb}^* \text{ final} = 30365.74 \text{ klb-plg}$$

5.1.14. Determinar la resistencia a corte de la zona del panel de la columna, Sección E3.6e-1 AISC 341.10; y J10.6-b AISC 360-10

$$R_u = \sum M_f / (db - t_f) = 2034.42 \text{ klb}$$

$$0.75P_c = 0.75F_{yc}A_g = 3427.50 \text{ klb}$$

Para $P_r \leq 0.75P_c$

$$R_n = 0.6F_y d c t_w [1 + (3b c t^2 c_f) / (d b d c t_w)] = 991.20 \text{ klb}$$

Para $P_r > 0.75P_c$

$$R_n = 0.6F_y d c t_w [1 + (3b c t^2 c_f) / (d b d c t_w)] [1.9 - (1.2P_r / P_c)]$$

$$R_n = 1783.56 \text{ klb}$$

$$R_{n \text{ a utilizar}} = 991.20 \text{ klb}$$

$$\phi R_n = 892.08 \text{ klb}$$

$$\phi (\text{LRFD}) = 0.90$$

$$R_u > \phi R_v \quad \text{OK}$$

5.1.15. Determinar el espesor de la placa doble para la zona del panel, Sección E3.6e-2, AISC 341-10

$$\begin{aligned}
 t_{wc} &\geq (dz + wz)/90 = && \text{OK} \\
 dz &= db - 2t_{bf} = && 25.42 \text{ plg} \\
 wz &= dc - 2t_{cf} = && 12.58 \text{ plg} \\
 (dz + wz)/90 &= && 0.42 \text{ plg}
 \end{aligned}$$

Para situaciones en que las placas dobles son utilizadas para SMF, un corte un poco más grande podría ser considerado para RBS, con el fin de decrementar el orden de la demanda en la zona del panel. Incrementar en RBS la dimensión:

$$\begin{aligned}
 c &= && 2.82 \text{ plg} && a \\
 c_{\text{incrementada}} &= && 3 \text{ plg}
 \end{aligned}$$

5.1.16. Determinar la nueva resistencia requerida para la zona del panel, Sección 5.8-2, AISC 358-10

$$Z_{RBS} = Z_x - 2ctf(d - tf) = 383.49 \text{ plg}^3$$

El momento en la articulación plástica es,

$$M_{pr} = C_{pr}R_yF_yZ_{RBS} = 24255.61 \text{ klb-pie}$$

El corte esperado en la articulación plástica es,

$$V_{RBS} = (2M_{pr}/L_h) + V_{g_{RBS}} = 213.49 \text{ klb}$$

$$V_{RBS}' = (2M_{pr}/L_h) + V_{g_{RBS}} = -22.85 \text{ klb}$$

El momento esperado en el rostro de la columna es,

$$M_f = M_{pr} + V_{RBS}Sh + Mg = 28432.79 \text{ klb-plg}$$

$$M_f = -24608.30 \text{ klb-plg}$$

5.1.17. Comparar que $M_f \leq \Phi M_{pe}$ en el rostro de columna, Sección 5.8-7, AISC 358-10

$$M_f \leq \Phi M_{pe} \quad \text{OK}$$

La resistencia requerida de la zona del panel basada en las nuevas dimensiones de RBS es,

$$R_u = \sum M_f / (db - tf) = 1993.28 \text{ klb}$$

$$R_u > \Phi R_n$$

OK

5.1.18. Determinar si se requiere placa de continuidad, Sección E3.6f-2 AISC 341-10

$$t_{cf} = 2.26 \text{ plg}$$

$$t_{cf} \geq 0.4 \sqrt{[1.8bbftbf(F_ybR_yb/F_{yc}R_{yc})]} \quad \text{OK}$$

$$0.4 \sqrt{[1.8bbftbf(F_ybR_yb/F_{yc}R_{yc})]} = 2.20$$

$$t_{cf} \geq bbf/6 \quad \text{Necesita placas de continuidad}$$

$$bbf/6 = 2.35 \text{ plg}$$

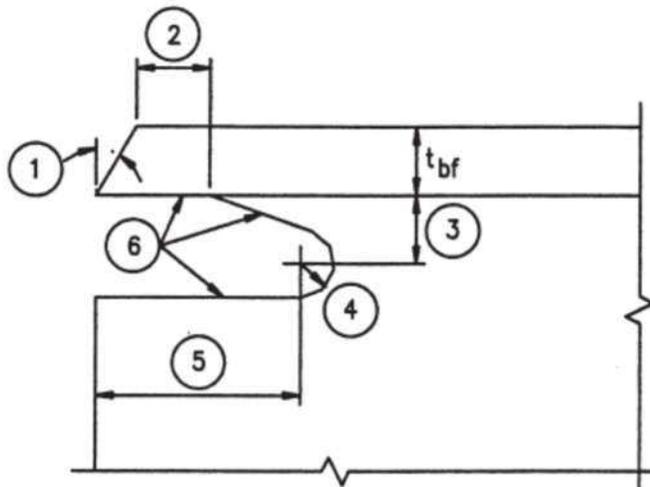
Conclusión **NO, requiere placas de continuidad**

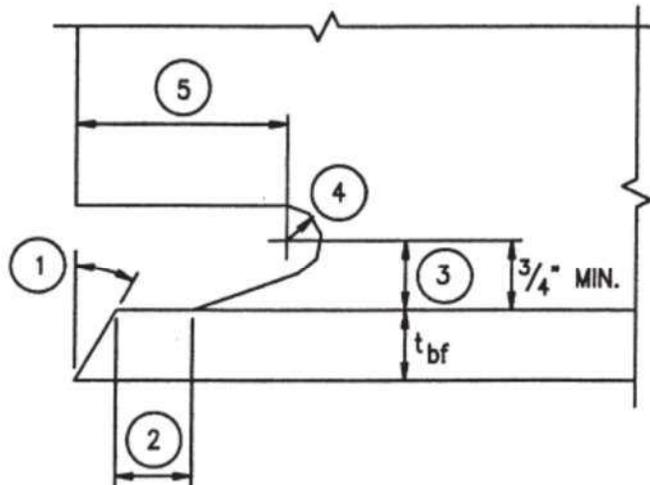
5.1.19. Diseñar la conexión patín viga a patín columna

Sección E.6-6b, AISC 341-10, la configuración de la conexión debe cumplir con los requerimientos de la conexión precalificada de la Sección 5.5 AISC 358-10.

Utilizar soldadura de penetración completa para conectar el patín de la viga con el patín de la columna. La geometría del orificio de acceso para la soldadura debe cumplir con la Sección J.1.6 AISC 360-10. La soldadura también debe ser considerada como una demanda crítica.

Geometría del access hole (orificio de acceso) para la soldadura, FEMA 350





Notas:

1. Bisel requerido para la soldadura de filete o penetración completa, 30°
2. Mayor a t_{bf} o 1/2 plg (13 mm)
3. 3/4 t_{bf} a t_{bf} , 3/4 plg (19 mm) como mínimo
4. Radio mínimo 1/2 plg (12.5 mm)
5. 3 t_{bf}

Proponer distancias 3 y 4 de acuerdo a las consideraciones de las notas anteriores

Distancia 3 =	8/9 plg
3/4 t_{bf} =	0.89 plg

Distancia 4 =	1/2 plg Figura 11-1, AISC 327-05
---------------	----------------------------------

Calcular la reducción total

Reducción total = $(D3 + D4) \cdot 2 =$	2.79 plg
---	----------

Calcular la longitud de soldadura

Long sold = $d - 2t_{bf} - \text{reducción total} =$	22.64 plg
--	-----------

5.1.20. Diseñar la conexión alma viga a patín columna, Sección 5.6, AISC 358-10

La fuerza de corte factorado en el rostro de la columna es,

$V_u = (2M_{pr}/L_h) + V_{\text{gravedad}} = V_{RBS} + w_u S$	222.39 klb
---	------------

Seleccionar una placa individual de conexión, una placa de al menos 3/8 plg, de espesor para soportar cargas verticales.

Con la placa individual como respaldo, utilizar soldadura de penetración completa para conectar el alma de la viga el patín de la columna.

5.1.21. Determinar la resistencia del alma de la viga

La profundidad mínima restante del alma entre los orificios de acceso para soldadura de la fuerza cortante 222.39 klb, es

$$d_{\min} = Vu/(\Phi 0.6F_y t_w) = 10.22 \text{ plg}$$

$$\Phi (\text{LRFD}) = 1.00$$

Por inspección, una profundidad mayor restante del alma, **OK**

Paso 5.2. Diseñar la conexión SCBF breiza a viga, ubicado entre el eje A/3-4 entre primer y segundo nivel

5.2.1. Definir sección y propiedades de los materiales a utilizar

Sección breiza =	HSS10x10x5/8
Tipo de acero =	A500 GrB
Fy =	46.00 klb/plg ²
Fu =	58.00 klb/plg ²
Ag =	21.00 plg ²
tnom =	0.63 plg
t _{des} =	0.58 plg
r =	3.80 plg
H =	10.00 plg
H _{marco} =	12.14 pie
L _{marco} =	25.00 pie
L _{breiza} = $\sqrt{[H_{marco}^2 + (0.5L_{marco})^2]}$ =	17.42 pie
K _{asumida} =	1.00

Sección viga =	W12x170
Tipo de acero =	ASTM A992
Fy =	50.00 klb/plg ²
Fu =	65.00 klb/plg ²
d =	14.00 plg
tw =	0.96 plg
tf =	1.56 plg
k _{des} =	2.16 plg

Gusset plate o placa nodo

Tipo de acero =	ASTM A36
Fy =	36.00 klb/plg ²
Fu =	58.00 klb/plg ²
L _{en x} =	76 plg
Electrodo =	70.00 klb/plg ²

5.2.2. Determinar la resistencia a tensión esperada en la breiza

Tu = Ry Fy Ag =	1352.40 klb
Ry =	1.40 de Tabla I-6-1, AISC 360-10

5.2.3. Diseñar la soldadura breiza a gusset, parte 9 Manual AISC 13a. Ed.

D ≤ Fu t _{des} / (3.09 klb/plg)	10.91 dieciseisavos
D ≤	10.00 dieciseisavos

La longitud mínima para las cuatro soldaduras a utilizar es,

$$lw \geq Tu/4(1.392 \text{ klb/plg})D \quad 24.29 \text{ plg}$$

$$lw \geq \quad \quad \quad \mathbf{24.00 \text{ plg}}$$

Conclusión:

Utilizar (4) longitudes de: 24.00 plg, tamaño de soldadura 5/8 plg, soldaduras de filete para conectar la breiza a la placa.

El espesor mínimo de la placa, requerido para desarrollar la fuerza generada por la soldadura es,

$$t_{min} = Tu/2\Phi(0.6Fug)L = \quad 1.08 \text{ plg}$$

$$\Phi = \quad \quad \quad \mathbf{0.75}$$

$$t_{min} = t_{placa} = \quad \quad \quad \mathbf{1 \ 1/2 \text{ plg}}$$

5.2.4. Revisar el corte a lo largo de la breiza, Sección I3.2b AISC 341-10 y Sección 6.20 AISC 360-10

$$\Phi P_n > Tu \quad \quad \quad \mathbf{\text{Reforzar sección}}$$

$$\Phi P_n = \Phi R_t F_u A_e = \quad 918.83 \text{ klb}$$

$$\Phi = \quad \quad \quad \mathbf{0.75}$$

$$A_e = A_n U = \quad 16.25 \text{ plg}^2$$

$$A_n = A_g - 2t_{placa} t_{des} = \quad 19.26 \text{ plg}^2$$

$$U = 1 - X_c/l = \quad 0.84$$

$$X_c = (B^2 + 2BH)/4(B + H) = \quad 3.75$$

$$B = \quad 10.00 \text{ plg}$$

$$H = \quad 10.00 \text{ plg}$$

$$A_g = \quad 21.00 \text{ plg}^2$$

$$A_{slot} = 2t_{placa} t_{des} = \quad 1.74 \text{ plg}^2$$

Determinar el área y dimensiones del refuerzo

$$A_{g\text{refuerzo}} = A_{g\text{min}} - A_g = \quad 9.09 \text{ plg}^2$$

$$A_{g\text{min}} = A_{ecp} + A_{slot} = \quad 30.09 \text{ plg}^2$$

$$A_{ecp} = A_{e\text{ req'd}}/U = \quad 28.34 \text{ plg}^2$$

$$A_{e\text{ req'd}} = \quad 23.92 \text{ plg}^2$$

$$\Phi R_t F_u A_e \geq R_y F_y A_g$$

$$\Phi R_t F_u \quad 56.55 A_e \quad \geq \quad 1352.40 \text{ klb}$$

$$\Phi = \quad \quad \quad \mathbf{0.75}$$

$$R_t = \quad \quad \quad \mathbf{1.30} \text{ de Tabla I-6-1, AISC 360-10}$$

$$b_{\text{refuerzo}} = 0.7H = 7.00 \text{ plg}$$

$$t_{\text{refuerzo}} = A_{g_{\text{refuerzo}}}/2b_{\text{refuerzo}} = 0.65 \text{ plg}$$

$$t_{\text{refuerzo a utilizar}} = 0.75 \text{ plg}$$

$$A_{\text{refuerzo a utilizar}} = 10.50 \text{ plg}^2$$

$$\Phi P_n > T_u \quad \text{OK}$$

$$\Phi P_n = \Phi R_t F_u (A_e + A_{\text{refuerzo}}) = 1512.60 \text{ klb}$$

$$\Phi = 0.75$$

5.2.5. Diseñar la soldadura que conecta la placa de refuerzo a la breiza

Por especificación Sección J2.2b AISC 360-10, el tamaño máximo de la soldadura de filete es (t - 1/16 plg)

$$w = t_{\text{des}} - 1/16 \text{ plg} = 0.52 \text{ plg} = 8.30 \text{ dieciseisavos}$$

La longitud mínima requerida para desarrollar la resistencia a la fractura en la placa de refuerzo es,

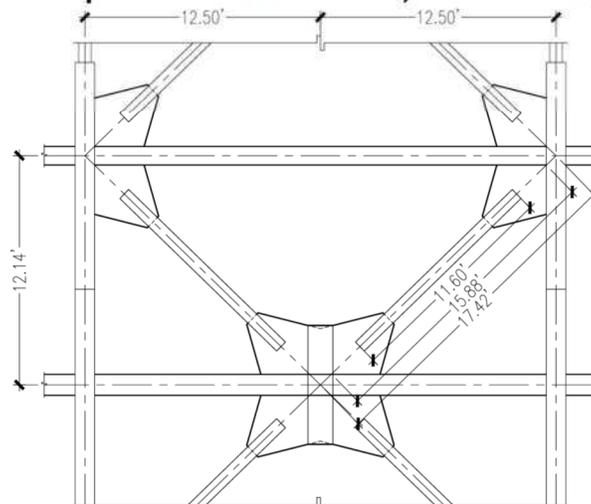
$$l_w \geq \Phi R_t F_u A_{g_{\text{refuerzo}}}/[2(1.392 \text{ klb/plg})D]$$

$$l_w \geq 22.25 \text{ plg}$$

Conclusión:

Longitud a utilizar es de: **22.00 plg**, tamaño de soldadura: **1/2 plg**, soldaduras de filete en cada lado de la sección de la placa de refuerzo para conectarla a la breiza.

5.2.6. Fuerza de compresión en la conexión, Sección E3.4, AISC 360-10



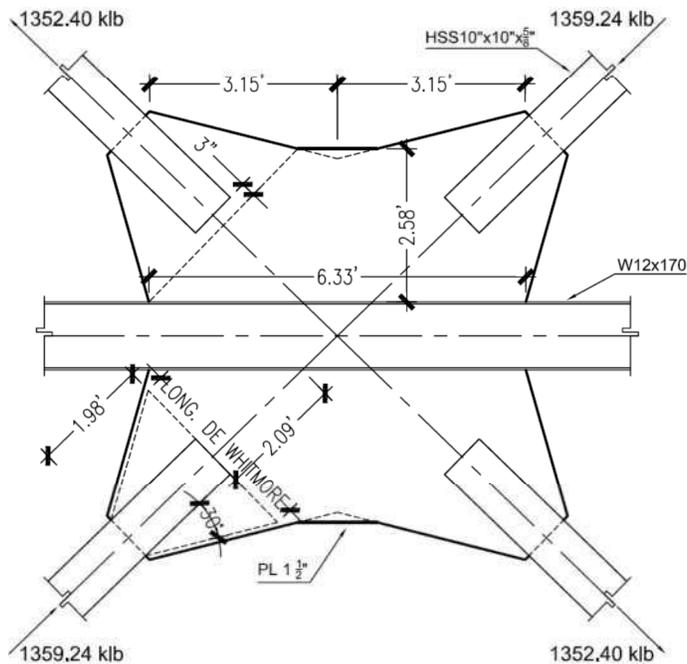
$KL/r \leq 4.71\sqrt{E/F_y} =$	OK	
$KL/r =$	36.63	
$L_{\text{efectiva de breiza}} =$	11.60 pie	gráfico a escala
$4.71\sqrt{E/F_y} =$	118.26	
$F_e = \pi^2 E / (KL/r)^2 =$	213.30	
$F_{cr} = 0.658^{F_y/F_e} F_y =$	42.03 klb/plg ²	
$1.1R_y P_n = 1.1R_y F_{cr} A_g =$	1359.24 klb	
$R_y =$	1.40 de Tabla I-6-1, AISC 360-10	

5.2.7. Determinar las fuerzas que interactúan en gusset/viga

$V = (T_u + 1.1R_y P_n) / \sqrt{2} = 1917.42 \text{ klb}$

$T = (T_u - 1.1R_y P_n) / \sqrt{2} = -4.84 \text{ klb}$

$M = V(d/2) = 13421.93 \text{ klb-plg}$



5.2.8. Diseñar la soldadura que interactúa en el gusset/viga

$Sw = L_{en} x^2 / 6 = 961.65 \text{ plg}^3/\text{plg}$

$f_v = V / L_{en} x = 25.24 \text{ klb/plg}$

$$f_a = T/L_{en\ x} = 0.06 \text{ klb/plg}$$

$$f_b = M/S_w = 13.96 \text{ klb/plg}$$

$$f_{peak} = \sqrt{[f_v^2 + (f_a + f_b)^2]} = 28.88 \text{ klb/plg}$$

$$f_{avg} = 1/2[\sqrt{[(f_a - f_b)^2 + f_v^2]} + \sqrt{[(f_a + f_b)^2 + f_v^2]}]$$

$$f_{avg} = 28.84 \text{ klb/plg}$$

$$f_{peak}/f_{avg} = 1.00$$

$$f_{peak}/f_{avg} < 1.25 \quad \mathbf{OK}$$

$$f_r = 1.25f_{avg} = 36.06 \text{ klb/plg}$$

$$D \geq f_r/2(1.392 \text{ klb/plg}) = 12.95 \text{ dieciseisavos}$$

$$D \geq \mathbf{14.00} \text{ dieciseisavos}$$

Conclusión:

Usar en toda la longitud (2) soldaduras de filete para conectar la placa a la viga,
tamaño de la soldadura: **7/8 plg**

5.2.9. Revisar la compresión por pandeo de la placa nodo (gusset plate)

$$KL/r = 52.38$$

$$K = \mathbf{1.20}$$

$$L = \mathbf{18.90} \text{ plg} \quad \text{long. promedio de pandeo}$$

$$r = t/\sqrt{12} = 0.43 \text{ plg}$$

$$t = 1.50 \text{ plg}$$

$$\Phi F_{cr} = \mathbf{28.10} \text{ klb/plg}^2 \quad \text{Tabla 4-22 de Manual AISC 13a. Ed.}$$

La profundidad Whitmore es,

$$L_w = l_w \tan 30 + D = 37.71 \text{ plg}$$

$$\Phi R_n = \Phi F_{cr} A_g = 1589.59 \text{ klb}$$

$$\Phi R_n > 1.1R_y P_n \quad \mathbf{OK}$$

5.3.10. Revisar la fluencia a tensión del gusset

$$\Phi R_n > T_u \quad \mathbf{OK}$$

$$\Phi R_n = \Phi F_y A_g = 1832.84 \text{ klb}$$

$$\Phi = \mathbf{0.90}$$

Utilizar placa nodo con espesor igual a: **1.50 plg**

5.2.11. Revisar fluencia local del alma de viga, Sección J10, AISC 360-10

$$f_c = f_b + f_a = 14.02 \text{ klb/plg}$$

$$f_t = f_b - f_a = 13.89 \text{ klb/plg}$$

La longitud del gusset sujeta a esfuerzo de tensión es,

$$L_t = [f_t / (f_t + f_c)] L_g = 37.81 \text{ plg}$$

$$\Phi R_n > R_u \quad \text{OK}$$

$$R_u = 1/2 L_f f_t = 262.63 \text{ klb}$$

$$\Phi R_n = \Phi (5k + N) F_y w_{tw} = 2333.12 \text{ klb}$$

$$\Phi = 1.00$$

$$\Phi F_y w_{tw} > f_c \quad \text{OK}$$

$$\Phi F_y w_{tw} = 43.20 \text{ klb/plg}$$

$$\Phi = 0.90$$

5.2.12. Revisar el plegamiento del alma de la viga

$$\Phi R_n > R_u \quad \text{OK}$$

$$R_u = 1/2 (L_g - L_t) f_c = 267.47 \text{ klb}$$

$$\Phi R_n = \Phi 0.80 t_w^2 [1 + 3(N/d)(t_w/t_f)^{1.5}] \sqrt{[(E F_y w_{tw}) / t_w]}$$

$$\Phi R_n = 4198.83 \text{ klb}$$

$$N = (L_g - L_t) = 38.15 \text{ plg}$$

$$\Phi = 0.75$$

5.2.13. Revisar el borde libre de pandeo del gusset plate

$$L_{fg \text{ max}} = 0.75 t \sqrt{(E/F_y)} = 31.93 \text{ plg}$$

De la gráfica a escala la longitud de borde libre entre la breiza y la viga es,

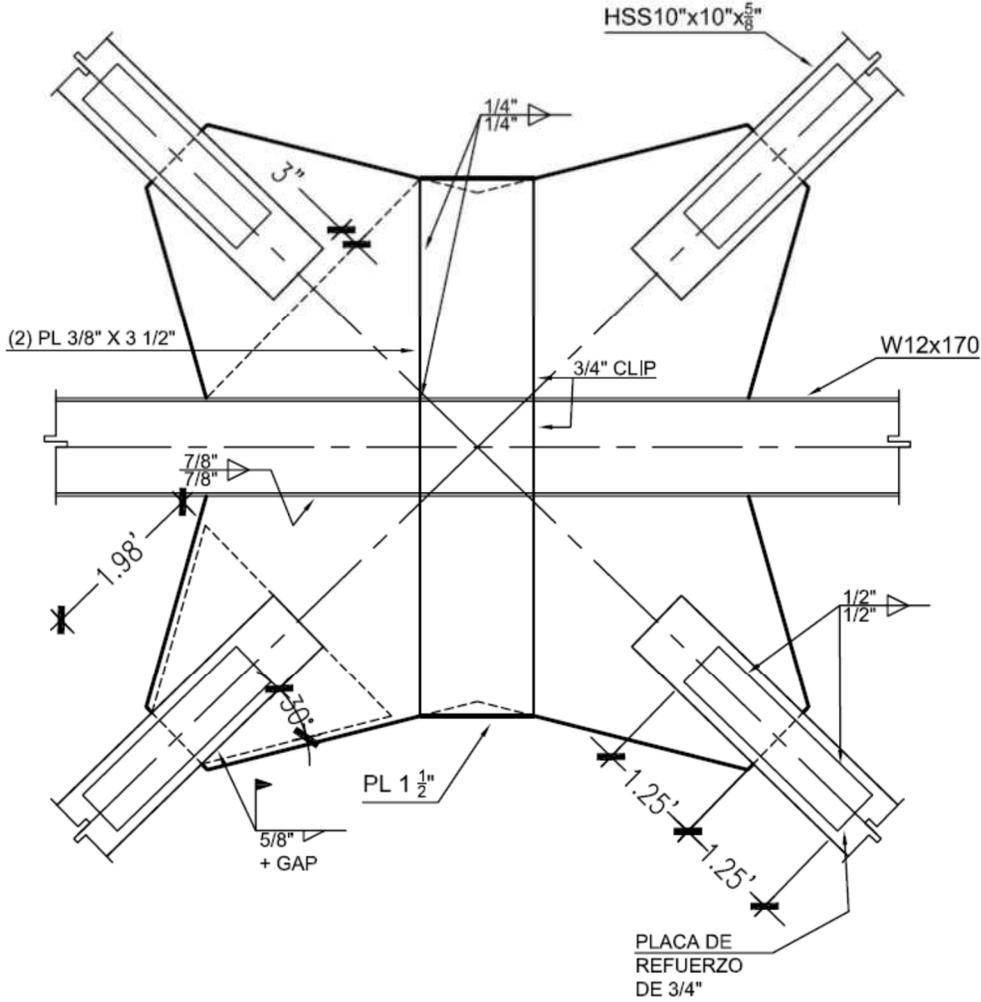
$$\text{distancia 1, } d_1 = 24.00 \text{ plg}$$

$$\text{distancia 2, } d_2 = 2 t_{\text{placa}} = 3.00 \text{ plg}$$

$$L_{fg} = (d_1 + d_2) / \cos 30^\circ = 31.18 \text{ plg}$$

$$L_{fg} < L_{fg \text{ max}} \quad \text{OK}$$

5.2.14. Definir la geometría de la conexión



Paso 5.3. Diseñar la conexión SCBF breiza a viga/columna, ubicada en el eje A/3-4 del tercer nivel

5.3.1. Definir sección y propiedades de los materiales a utilizar

Sección breiza =	HSS10x10x5/8
Tipo de acero =	A500 GrB
Fy =	46.00 klb/plg ²
Fu =	58.00 klb/plg ²
Ag =	21.00 plg ²
tnom =	0.63 plg
tdes =	0.58 plg
r =	3.80 plg
H =	10.00 plg
H _{marco} =	12.14 pie
L _{marco} =	25.00 pie
L _{breiza} = $\sqrt{H_{marco}^2 + (0.5L_{marco})^2}$	17.42 pie
K _{asumida} =	1.00

Sección viga =	W12x65
Tipo de acero =	ASTM A992
Fy =	50.00 klb/plg ²
Fu =	65.00 klb/plg ²
d =	12.10 plg
tw =	0.39 plg
tf =	0.61 plg
kdes =	1.20 plg

Sección columna =	W12x152
Tipo de acero =	ASTM A992
Fy =	50.00 klb/plg ²
Fu =	65.00 klb/plg ²
d =	13.70 plg
tw =	0.87 plg
tf =	1.40 plg
kdes =	2.00 plg

Gusset plate o placa nodo	
Tipo de acero =	ASTM A36
Fy =	36.00 klb/plg ²
Fu =	58.00 klb/plg ²
L _{en x} =	37.98 plg

$L_{en y} = 30.96 \text{ plg}$
 Electrodo = 70.00 klb/plg²

5.3.2. Determinar la resistencia a tensión esperada en la breiza

$T_u = R_y F_y A_g = 1352.40 \text{ klb}$
 $R_y = 1.40$ de Tabla I-6-1, AISC 360-10

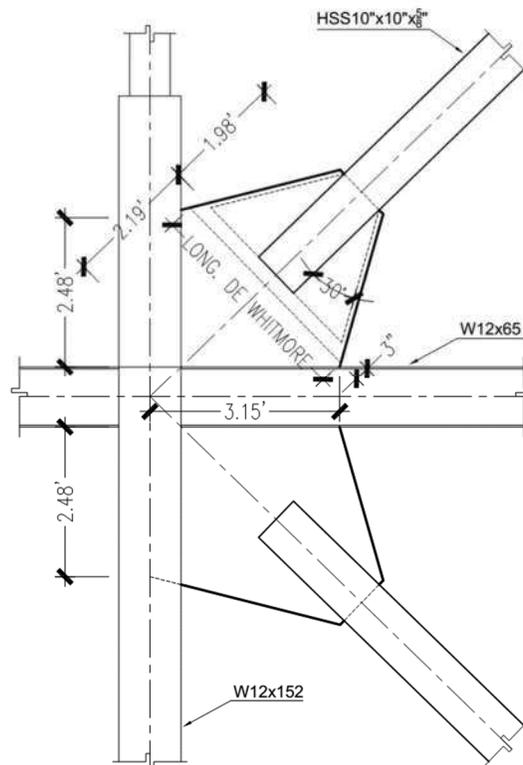
5.3.3. Fuerza de compresión en la conexión, Sección E3.4 AISC 360-10

$KL/r \leq 4.71\sqrt{E/F_y}$ **OK**
 $KL/r = 36.63$
 $L_{efectiva \text{ de breiza}} = 11.60 \text{ pie}$ gráfico a escala
 $4.71\sqrt{E/F_y} = 118.26$
 $F_e = \pi^2 E / (KL/r)^2 = 213.30$

$F_{cr} = 0.658^{F_y/F_e} F_y = 42.03 \text{ klb/plg}^2$

$P_{uc} = 1.1 R_y P_n = 1.1 R_y F_{cr}$ 1359.24 klb
 $R_y = 1.40$ de Tabla I-6-1, AISC 360-10

5.3.4. Determinar las fuerzas que interactúan en la conexión



$$\begin{aligned}
 eb &= db/2 = && 6.05 \text{ plg} \\
 ec &= dc/2 = && 0.00 \text{ plg por estar ubicado en el eje débil}
 \end{aligned}$$

Se debe cumplir la siguiente igualdad, parte 13 Manual AISC 13a. edición

$$\begin{aligned}
 \alpha - \beta \tan\theta &= eb \tan\theta - ec && \mathbf{OK} \\
 \alpha - \beta \tan\theta &= && 5.88 \text{ plg} \\
 eb \tan\theta - ec &= && 5.88 \text{ plg} \\
 \alpha &= eb \tan\theta - ec + \beta \tan\theta = && 20.44 \text{ plg} \\
 \beta &= && \mathbf{15.00} \text{ plg} \\
 \theta &= H_{\text{marco}}/(L_{\text{marco}}/2) = && 44.16^\circ \\
 H_{\text{marco}} &= && \mathbf{12.14} \text{ pie} \\
 L_{\text{marco}} &= && \mathbf{25.00} \text{ pie}
 \end{aligned}$$

La carga gravitacional factorada en la viga es,

$$\begin{aligned}
 Vu &= (1.2 + 0.2SDS)P_{DL} + 0.5 && 8.64 \text{ klb} \\
 P_{DL} &= && \mathbf{5.28} \text{ klb} \\
 P_{LL} &= && \mathbf{2.50} \text{ klb}
 \end{aligned}$$

La reacción tiene una excentricidad igual a: $\mathbf{42.75}$ plg con respecto al eje de la columna. El corte total en el rostro de la columna es,

$$Vf = (P_{uc} + Tu)(1/\sqrt{2}) + Vu \quad 1926.06 \text{ klb}$$

El momento en el rostro de la columna es,

$$\begin{aligned}
 Mf &= (P_{uc} + Tu)(1/\sqrt{2})ec - Vu(\text{excentricidad} - ec) \\
 Mf &= && -369.45 \text{ klb-plg}
 \end{aligned}$$

El brazo que resiste este momento es la distancia entre los centroides del gusset a columna. La distancia es,

$$d_{\text{brazo}} = db + 2\beta = 42.10 \text{ plg}$$

$$H_{uc} = Mf/d_{\text{brazo}} = -8.78 \text{ klb}$$

El corte vertical será distribuido proporcionalmente para el área de corte del gusset y la viga. El área del gusset es,

$$\begin{aligned}
 A_{\text{gusset}} &= 2t h_{\text{gusset}} = && 89.88 \text{ plg}^2 \\
 h_{\text{gusset}} &= L_{\text{en y}} - 1 \text{ plg} = && 29.96 \text{ plg}
 \end{aligned}$$

El área del alma de la viga es,

$$A_{\text{viga}} = d tw = 4.72 \text{ plg}^2$$

La porción del corte en el rostro de la columna para cada gusset es,

$$V_{uc} = [A_{gusset} / 2(A_{gusset} + A_{viga})] V_f$$

$$V_{uc} = 914.99 \text{ klb}$$

La porción del corte para la viga es,

$$R_{ub} = V_f - 2V_{uc} = 96.08 \text{ klb}$$

Para el gusset compresión en la breiza,

$$H_{ub} = P_{uc} (1/\sqrt{2}) - H_{uc} = 969.90 \text{ klb}$$

$$V_{ub} = P_{uc} (1/\sqrt{2}) - V_{uc} = 46.14 \text{ klb}$$

El brazo para la componente vertical del momento para la fuerza en la breiza es la distancia del centroide de la conexión gusset a la intersección del eje de la breiza con el gusset - a - viga. La distancia es,

$$\alpha' = \alpha - 1 \frac{7}{8} \text{ plg} = 18.57 \text{ plg}$$

Sumatoria de momentos respecto al centro de la conexión gusset - a - viga para la compresión en la breiza,

$$M_{ub} = 1.1R_y P_n (1/\sqrt{2}) \alpha' - V_{uc} \alpha - H_{uc} \beta$$

$$M_{ub} = -727.26 \text{ klb-plg}$$

Para el gusset tensión en la breiza,

$$H_{uc} = -8.78 \text{ klb}$$

$$V_{uc} = 914.99 \text{ klb}$$

$$H_{ub} = T_u (1/\sqrt{2}) - H_{uc} = 965.07 \text{ klb}$$

$$V_{ub} = T_u (1/\sqrt{2}) - V_{uc} = 41.30 \text{ klb}$$

Sumatoria de momentos respecto al centro de la conexión gusset - a - viga para la tensión en la breiza,

$$M_{ub} = T_u (1/\sqrt{2}) \alpha' - V_{uc} \alpha - H_{uc} \beta$$

$$M_{ub} = -817.07 \text{ klb-plg}$$

La fuerza axial transferida por la conexión viga - a - patín columna es,

$$H_b = \Omega_o P_{QE} = 72.50 \text{ klb}$$

$$P_{QE} = 29.00 \text{ klb}$$

$$\Omega_o = 2.50$$

5.3.5. Diseñar la soldadura que interactúa en gusset/columna

$$\begin{aligned}f_v &= V_{uc}/l = && 30.54 \text{ klb/plg} \\f_a &= H_{uc}/l = && -0.29 \text{ klb/plg} \\l &= h_{\text{gusset}} = && 29.96 \text{ plg}\end{aligned}$$

$$\text{si } f_b = 0$$

$$f_{\text{peak}} = f_{\text{avg}} = \sqrt{(f_v^2 + f_a^2)} \quad 30.54 \text{ klb/plg}$$

$$f_r = 1.25f_{\text{avg}} \quad 38.18 \text{ klb/plg}$$

$$D \geq f_r/2(1.392 \text{ klb/plg}) \quad 13.71 \text{ dieciseisavos}$$

$$D \geq \quad \mathbf{14.00} \text{ dieciseisavos}$$

Conclusión:

Utilizar (2) longitudes de: **29.96 plg**, tamaño de soldadura: **7/8 plg**, soldaduras de filete para conectar la placa a la columna.

5.3.6. Revisar la resistencia del gusset plate (placa nodo) a la soldadura

$$t_{\text{min}} = (6.19 \text{ klb/plg})D/F_u = \quad 1.49 \text{ plg}$$

$$t_{\text{min propuesto}} = \quad 1 \frac{1}{2} \text{ plg}$$

5.3.7. Revisar la fluencia del gusset plate (placa nodo)

$$\Phi r_n > r_u \quad \mathbf{OK}$$

$$\Phi r_n = \Phi 0.6F_y t = \quad 32.40 \text{ klb/plg}$$

$$\Phi = \quad \mathbf{1.00}$$

$$r_u = \text{máxima } (f_a, f_v) = \quad 30.54 \text{ klb/plg}$$

5.3.8. Revisar la fluencia del alma de la columna

$$\Phi r_n > r_u \quad \mathbf{OK}$$

$$\Phi r_n = \Phi F_y t_w = \quad 43.50 \text{ klb/plg}$$

$$\Phi = \quad \mathbf{1.00}$$

$$r_u = f_a = \quad -0.29 \text{ klb/plg}$$

5.3.9. Revisar el plegamiento del alma de la columna

$$\Phi R_n > R_u \quad \mathbf{OK}$$

$$R_u = H_{uc} = \quad -8.78 \text{ klb}$$

$$\Phi R_n = \Phi 0.80t_w^2[1 + 3(N/d)(t_w/t_f)^{1.5}]\sqrt{[(E F_y t_f)/t_w]}$$

$$\Phi R_n = \quad 2923.21 \text{ klb}$$

$$N = h_{\text{gusset}} = \quad 29.96 \text{ plg}$$

$$\Phi = \quad \mathbf{0.75}$$

5.3.10. Diseñar soldadura a compresión que interactúa en el gusset/viga

$$l_{\text{gusset}} = L_{\text{en}} \times - 1 \text{ plg} = 36.98 \text{ plg}$$

$$S_w = I_{\text{gusset}}^2/6 = 227.92 \text{ plg}^3/\text{plg}$$

$$f_v = H_{ub}/l_{\text{gusset}} = 26.10 \text{ klb/plg}$$

$$f_a = V_{ub}/l_{\text{gusset}} = 1.12 \text{ klb/plg}$$

$$f_b = M_{ub}/S_w = 3.58 \text{ klb/plg}$$

$$f_{\text{peak}} = \sqrt{[f_v^2 + (f_a + f_b)^2]} = 26.52 \text{ klb/plg}$$

$$f_{\text{avg}} = 1/2[\sqrt{[(f_a - f_b)^2 + f_v^2]} + \sqrt{[(f_a + f_b)^2 + f_v^2]}]$$
$$f_{\text{avg}} = 26.37 \text{ klb/plg}$$

$$f_{\text{peak}}/f_{\text{avg}} = 1.01$$

$$f_{\text{peak}}/f_{\text{avg}} < 1.25 \quad \text{OK}$$

$$f_r = 1.25f_{\text{avg}} = 32.96 \text{ klb/plg}$$

$$D \geq f_r/2(1.392 \text{ klb/plg}) = 11.84 \text{ dieciseisavos}$$

$$D \geq 12.00 \text{ dieciseisavos}$$

Conclusión:

Utilizar (2) longitudes de: **36.98 plg**, tamaño de soldadura: **3/4 plg**, soldaduras de filete para conectar la placa a la viga.

5.3.11. Revisar la fluencia del alma de la viga

$$\Phi_{rn} > R_u \quad \text{OK}$$

$$r_u = f_a + f_b = 4.70 \text{ klb/plg}$$

$$\Phi_{rn} = \Phi F_y t_w = 19.50 \text{ klb/plg}$$

$$\Phi = 1.00$$

5.3.12. Revisar el plegamiento del alma de la viga

$$\Phi_{Rn} > R_u \quad \text{OK}$$

$$R_u = 2M_{ub}/N + V_{ub} = 85.49 \text{ klb}$$

$$N = l_{\text{gusset}} = 36.98 \text{ plg}$$

Con la fuerza compresiva aplicada a $< db/2$ del borde de la viga,

$$N/d = 3.06$$

$$\Phi R_n = \Phi 0.40 t w^2 [1 + (4N/d - 0.2)(t w/t_f)^{1.5}] \sqrt{[(E F_y w t_f)/t w]}$$

$$\Phi R_n = 494.35 \text{ klb}$$

$$N = l_{\text{gusset}} = 36.98 \text{ plg}$$

$$\Phi = \mathbf{0.75}$$

5.3.13. Diseñar la soldadura a tensión que interactúa con el gusset/viga

$$l = N = l_{\text{gusset}} = 36.98 \text{ plg}$$

$$S_w = I^2/6 = 227.92 \text{ plg}^3/\text{plg}$$

$$f_v = H_{ub}/l = 26.10 \text{ klb/plg}$$

$$f_a = V_{ub}/l = 1.12 \text{ klb/plg}$$

$$f_b = M_{ub}/S_w = 3.58 \text{ klb/plg}$$

$$f_{\text{peak}} = \sqrt{[f_v^2 + (f_a + f_b)^2]} = 26.52 \text{ klb/plg}$$

$$f_{\text{avg}} = 1/2[\sqrt{[(f_a - f_b)^2 + f_v^2]} + \sqrt{[(f_a + f_b)^2 + f_v^2]}]$$

$$f_{\text{avg}} = 26.37 \text{ klb/plg}$$

$$f_{\text{peak}}/f_{\text{avg}} = 1.01$$

$$f_{\text{peak}}/f_{\text{avg}} < 1.25 \quad \mathbf{OK}$$

$$f_r = 1.25 f_{\text{avg}} = 32.96 \text{ klb/plg}$$

$$D \geq f_r/2(1.392 \text{ klb/plg}) = 11.84 \text{ dieciseisavos}$$

$$D \geq \mathbf{12.00} \text{ dieciseisavos}$$

Conclusión:

Utilizar (2) longitudes de: **36.98 plg**, tamaño de soldadura: **3/4 plg**, soldaduras de filete para conectar la placa a la viga.

5.3.14. Revisar la fluencia del alma de la viga

$$\Phi r_n > r_u \quad \mathbf{OK}$$

$$r_u = f_a + f_b = 4.70 \text{ klb/plg}$$

$$\Phi r_n = \Phi F_y t_w = 19.50 \text{ klb/plg}$$

$$\Phi = 1.00$$

5.3.15. Revisar el plegamiento del alma de la viga

$$\begin{aligned}\Phi R_n > R_u & \quad \text{OK} \\ R_u = 2M_{ub}/N - V_{ub} & = 2.89 \text{ klb} \\ \Phi R_n & = 494.35 \text{ klb}\end{aligned}$$

5.3.16. Revisar conexión viga fragmento/columna

$$\begin{aligned}T & = 9.13 \text{ plg} \\ \text{Utilizando longitud, } L & = \mathbf{9.86} \text{ plg del alma de la viga}\end{aligned}$$

$$f_v = R_{ub}/L = 9.74 \text{ klb/plg}$$

$$f_a = H_b/L = 7.35 \text{ klb/plg}$$

$$f_r = \sqrt{(f_v^2 + f_a^2)} = 12.21 \text{ klb/plg}$$

$$D \geq f_r/2(1.392 \text{ klb/plg}) = 4.38 \text{ dieciseisavos}$$

$$D \geq \mathbf{4.00} \text{ dieciseisavos}$$

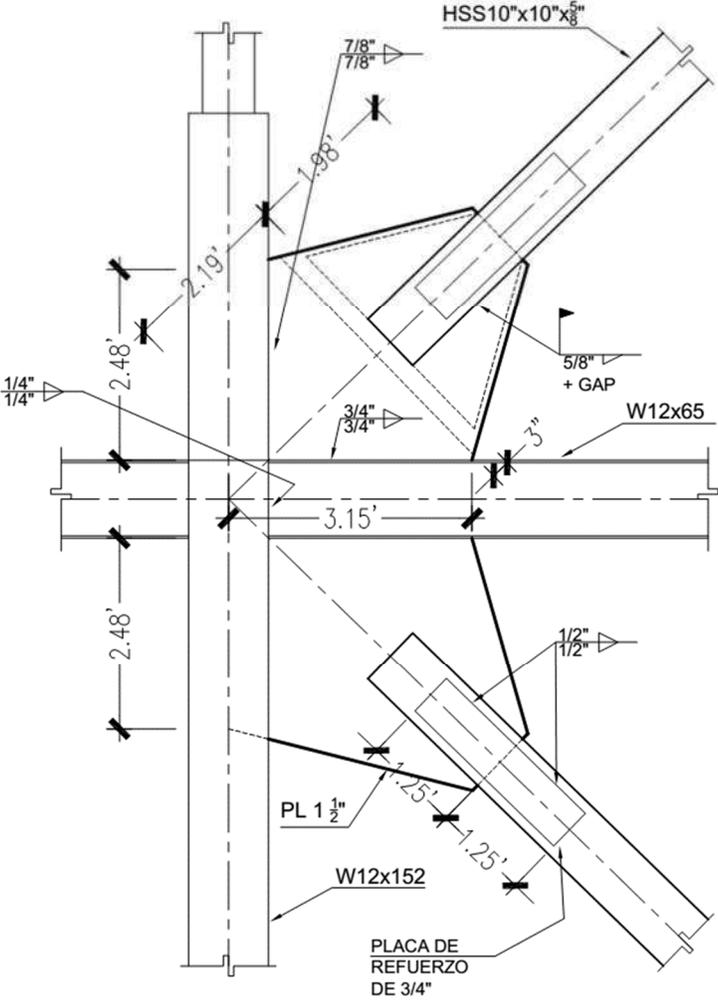
Conclusión:

Utilizar (2) longitudes de: **36.98 plg**, tamaño de soldadura: **1/4 plg**, soldaduras de filete para cada lado del alma de la viga para conectar el fragmento del alma de la columna.

5.3.17. Revisar espesor del alma de la viga es adecuado para la soldadura

$$\begin{aligned}t_w > t_{min} & \quad \text{OK} \\ t_{min} = (6.19 \text{ klb/plg})D/F_u & = 0.38 \text{ plg} \\ t_w & = 0.39 \text{ plg}\end{aligned}$$

5.3.18. Definir la geometría de la conexión



Paso 5.4 Diseñar el empalme para la columna SMF, ubicada en primer nivel eje 1/D

5.4.1. Determinar cargas actuantes

$P_u =$	297.04 klb	dato mediante ETABS v9.5
$T_u =$	0.00 klb	dato mediante ETABS v9.5
$M_{ux} =$	345.75 klb-pie	dato mediante ETABS v9.5

5.4.2. Definir propiedades del material

Tipo de acero =	A992
$E =$	29000.00 klb/plg ²
$F_y =$	50.00 klb/plg ²
$F_u =$	65.00 klb/plg ²

5.4.3. Definir propiedades de la sección

Sección =	W14x311 columna superior
$L =$	12.14 pie
$d =$	17.10 plg
$bf =$	16.20 plg
$tf =$	2.26 plg
$A_g =$	91.40 plg ²
$tw =$	1.41 plg
$Z_x =$	603.00 plg ³

Sección =	W14x311 columna inferior
$Z_x =$	603.00 plg ³

5.4.4. Determinar la resistencia requerida a corte del empalme del alma, Sección E3-6g, AISC 341-10

$L_p =$	14.84 pie
$\Phi M_p =$	345.75 klb-pie

$$V_u = \Sigma M_{pc}/H = 413.92 \text{ klb}$$

El corte de cedencia del alma, la profundidad requerida es,

$$dw = V_u / [\Phi(0.6F_y)tw]$$

$dw =$	10.87 plg
Φ (LRFD) =	0.90

Por lo tanto, la longitud máxima para cada agujero de acceso para la soldadura en la dirección del alma es,

$$1/2[d-2tf-dw] = 0.85 \text{ plg}$$

El agujero de acceso para soldadura del patín de empalme, no debe exceder mas que 1 3/4 plg, medido perpendicularmente del lado de la superficie del patín.

El empalme se debe ubicar por lo menos a una distancia de 4 pies sobre el nivel de piso terminado de cada nivel.

Paso 6: Diseño de la cimentación.

Paso 6.1. Diseñar placa base y pernos de anclaje, para la columna ubicada en el eje 2/D, del primer nivel

6.1.1. Determinar carga axial, carga de tensión y carga cortante

Carga axial

DL = **411.53** klb dato mediante ETABS V9.5

LL = **176.89** klb dato mediante ETABS V9.5

Carga a tensión

DL = **411.53** klb dato mediante ETABS V9.5

LL = **164.78** klb dato mediante ETABS V9.5

Carga de corte

DL = **0.84** klb dato mediante ETABS V9.5

EQ = **93.16** klb dato mediante ETABS V9.5

6.1.2. Calcular cargas últimas por metodología LRFD

Combinaciones para carga axial

$P_u = 1.2DL + 1.6LL = 776.86$ klb

Combinaciones para carga a tensión

$T_u = 1.2DL + 1.6LL = 757.48$ klb

Combinaciones para carga de corte

$V_u = 0.9DL + 1.0EQ = 93.92$ klb

6.1.3. Definir las propiedades de los materiales

Columna

Sección = **W14x311**

Tipo de acero = **A992**

E = **29000.00** klb/plg²

F_y = **50.00** klb/plg²

F_u = **65.00** klb/plg²

d = **17.10** plg

bf = **16.20** plg

tf = **2.26** plg

tw = **1.41** plg

Placa base

Tipo de acero = **A36**

F_y = **36.00** klb/plg²

F_u = **58.00** klb/plg²

Pedestal de concreto

$$f'c_{\text{pedestal}} = 3.00 \text{ klb/plg}^2$$

$$f'c_{\text{grout}} = 4.00 \text{ klb/plg}^2$$

Pernos

$$\text{Diámetro} = D_b = 1 \frac{3}{8} \text{ plg}$$

$$\text{Tipo de perno} = \mathbf{A325-N} \text{ (rosca incluida en plano del corte)}$$

$$F_{nt} \text{ de Tabla J3.2 AISC 360-10} = 90.00 \text{ klb/plg}^2$$

$$F_{nv} \text{ de Tabla J3.2 AISC 360-10} = 54.00 \text{ klb/plg}^2$$

$$F_u = 120.00 \text{ ksi}$$

Determinar el área de la placa base, Sección J8.a, AISC 360-10

$$A_{1(\text{req})} = P_u / (\Phi_c 0.85 f'c_{\text{pedestal}}) = 468.69 \text{ plg}^2$$

$$\Phi_c = 0.65$$

$$\sqrt{A_{1(\text{req})}} = 21.65 \text{ plg}$$

$$\Delta = (0.95d - 0.80bf) / 2 = 1.64 \text{ plg}$$

$$N = \sqrt{A_{1(\text{req})}} + \Delta = B = 23.29 \text{ plg}$$

6.1.4. Proponer las dimensiones para la placa base

$$N = 24.00 \text{ plg}$$

$$B = 24.00 \text{ plg}$$

Chequeo de las dimensiones de la placa base

$$N \geq d + 2(3 \text{ plg}) = \mathbf{OK}$$

$$d + 2(3 \text{ plg}) = 23.10 \text{ plg}$$

$$B \geq bf + 2(3 \text{ plg}) = \mathbf{OK}$$

$$bf + 2(3 \text{ plg}) = 22.20 \text{ plg}$$

Área de la placa base

$$A_1 = NB = 576.00 \text{ plg}^2$$

$$A_1 \geq A_{1(\text{req})} = \mathbf{OK}$$

6.1.5. Calcular el área del concreto geoméricamente similar a la placa base. La superficie del pedestal será cuadrada y la placa base es un cuadro situado concéntricamente, el área completa del pedestal es también geoméricamente similar.

$$A_2 = 676.00 \text{ plg}^2$$

ancho, Cx =	26.00 plg
largo, Cy =	26.00 plg
$A2/A1 \leq 4$	OK
$A2/A1 =$	1.17

6.1.6 Verificar la resistencia del concreto, Sección J8.b, AISC 360-10

$\Phi_c P_p > P_u$	OK
Relación D/C =	0.75
$\Phi_c P_p = \Phi_c 0.85 f'_c c_{pedestal} A1 \sqrt{(A2/A1)} \leq \Phi_c 1.7 f'_c c_{pedestal} A1$	
$\Phi_c P_p =$	1034.28 klb
$\Phi_c 0.85 f'_c c_{pedestal} A1 \sqrt{(A2/A1)} =$	1034.28 klb
$\Phi_c 1.7 f'_c c_{pedestal} A1 =$	1909.44 klb
Φ_c (LRFD) =	0.65

6.1.7. Calcular el espesor requerido para la placa base, parte 14, Manual AISC 13 a. Edición

$m = (N - 0.95d)/2 =$	3.88 plg
$n = (B - 0.80bf)/2 =$	5.52 plg
$n' = \sqrt{(dbf)/4} =$	4.16 plg
$\lambda = [2\sqrt{X}/(1+\sqrt{(1-X)})] \leq 1$	1.00
$2\sqrt{X}/[1+\sqrt{(1-X)}] =$	1.16
$X = [4dbf/(d+bf)^2][P_u/(\Phi_c P_p)] =$	
$X =$	0.75
$\lambda n' =$	4.16 plg
$l = \max(m, n, \lambda n') =$	5.52 plg
$f_{pu} = P_u/BN =$	1.35 klb/plg ²
$t_{min} = l \sqrt{[2f_{pu}/(0.9F_y)]} =$	1.59 plg

Espeor de placa final

$t_{p \text{ final}} =$	1.75 plg
-------------------------	----------

6.1.8. Definir las dimensiones finales para la placa base

Largo, N =	24.00 plg
Ancho, B =	24.00 plg
Espesor, $t_p =$	1.75 plg

Diseño de pernos de anclaje

6.1.9. Proponer cantidad de pernos y determinar la resistencia disponible al esfuerzo de tensión en los pernos, Sección J3.6, AISC 360-10

Cantidad de pernos, $n_b =$ **18.00** unidades

$\Phi R_n > T_u$ **OK**
 $\Phi R_n =$ 1804.14 klb/plg²
 Φ (LRFD) = **0.75**
 $R_n = F_{nt} A_b n_b =$ 2405.53 klb/plg²

6.1.10. Determinar la resistencia disponible al esfuerzo cortante en los pernos, Sección J3.6, AISC 360-10

$F_{nv} > f_{rv}$ **OK**
 $\Phi F_{nv} =$ 40.50 klb/plg²
 Φ (LRFD) = **0.75**
 $f_{rv} = V_u/n_b A_b =$ 3.51 klb/plg²

6.1.11. Determinar la resistencia disponible a la combinación de esfuerzos de tensión y corte en los pernos, Sección J3.7, AISC 360-10

$\Phi R_n > T_u$ **OK**
 $\Phi R_n = \Phi F'_{nt} A_b n_b =$ 1804.14 klb
 $F'_{nt} = 1.3F_{nt} - (F_{nt}/\Phi F_{nv})f_{rv} \leq F_{nt}$ 90.00 klb/plg²
 $1.3F_{nt} - (F_{nt}/\Phi F_{nv})f_{rv} =$ 109.19 klb/plg²
 $F_{nt} =$ 90.00 klb/plg²
 Φ (LRFD) = **0.75**

Anclaje de pernos en concreto reforzado, Sección 21.1.8 ACI 318-11

6.1.12. Determinar resistencia del perno a tensión, Sección D.5.1.2, ACI 318-11

$\Phi n_b N_{sa} > T_u$ **OK pernos a tensión**
 $\Phi n_b N_{sa} = \Phi n_b A_{se} f_{uta} =$ 2078.78 klb
 $\Phi =$ **0.80** Sección D.4.4(a) i ACI 318-11
 $D_b =$ 1 3/8 plg
 n_t de Manual AISC 13a. Ed Tabla 7-18 = **6.00** unidad
 $A_{se} = \pi/4(D_b - 0.9743/n_t)^2 =$ 1.15 plg²
 $f_{uta} =$ 125.00 klb/plg²

**6.1.13. Determinar la resistencia al rompimiento del concreto,
Sección D.5.2.1-1b, ACI 318-11**

$\Phi n_b N_{cbg} > Tu$	OK pernos a tensión
$\Phi n_b N_{cbg} = \Phi n_b (A_{Nc}/A_{Nco}) \Psi_{ec,N} \Psi_{ed,N} \Psi_{c,N} \Psi_{cp,N} Nb$	
$\Phi n_b N_{cbg} =$	1414.41 klb para un grupo de pernos
$\Phi =$	0.80 Sección D.4.4(a)i ACI 318-11
$kc =$	24.00 Sección D.5.2.2 ACI 318-11
$\lambda =$	0.75 Sección 8.6.1 ACI 318-11
$\lambda a = 0.80\lambda =$	0.60 Sección D.3.6 ACI 318-11
$\Psi_{ec,N} \leq 1$	1.00 Sección D.5.2.4 ACI 318-11
$\Psi_{ed,N} =$	1.00 Sección D.5.2.5 ACI 318-11
$\Psi_{ed,N} = 0.7 + 0.3 (C_{a,min}/1.5h_{ef}) =$	1.00 para $C_{a1} < 1.5h_{ef}$
$C_{a,min} = C_{a1} =$	20.86 plg
$\Psi_{ed,N}$ a utilizar =	1.00
$\Psi_{c,N} =$	1.25 Sección D.5.2.6 ACI 318-11
$\Psi_{cp,N} =$	1.00 Sección D.5.2.7 ACI 318-11
$Nb = Kc \lambda a \sqrt{f_c} h_{ef}^{3/2} =$	41315.71 lb
$h_{ef} = [Tu/n_b / (\Phi \Psi_{ec,N} kc \sqrt{f_c})]^{2/3} =$	12.79 plg
h_{ef} a utilizar =	14.00 plg
Si C_{a1} y $C_{a2} < 1.5h_{ef}$, S_1 y $S_2 < 3h_{ef}$	
$A_{Nc} = (C_{a1} + S_1 + 1.5h_{ef})(C_{a2} + S_2 + 1.5h_{ef})$	
$A_{Nc} =$	3361.68 plg ²
$A_{Nco} = 9h_{ef}^2 =$	1764.00 plg ²
$n_b A_{Nco} = n_b 9h_{ef}^2 =$	31752.00 plg ²
$A_{Nc} < n_b A_{Nco}$	OK
$C_{a1} \approx 1.5h_{ef} =$	20.86 plg
$C_{a2} \approx 1.5h_{ef} =$	20.86 plg
$S_1 = S_2 = N-2n =$	16.12 plg

**6.1.14. Determinar la resistencia a la extracción por deslizamiento,
Sección D.5.3.1, ACI 318-11**

$\Phi n_b N_{pn} > Tu$	OK pernos a tensión
$\Phi n_b N_{pn} = \Phi n_b \Psi_{cp,N} Np =$	759.97 klb para un grupo de pernos
$\Phi =$	0.80 Sección D.4.4(a)i ACI 318-11
$\Psi_{cp,N} =$	1.00 Sección D.5.2.7 ACI 318-11

$$N_p = 8A_{brg} f_c = 52776.00 \text{ lb}$$

$$A_{brg} = 2.20 \text{ plg}^2$$

6.1.15. Determinar la resistencia al rompimiento lateral del concreto, Sección D.5.4.2, ACI 318-11

$\Phi n_b N_{sb} > T_u$ **OK pernos a tensión**

$$\Phi n_b N_{sb} = \Phi n_b (1 + s/6C_{a1}) N_{sb} = 2618.12 \text{ klb para un grupo de pernos}$$

$$\Phi = 0.80 \text{ Sección D.4.4(a)i ACI 318-11}$$

$$N_{sb} = 160 C_{a1} \sqrt{A_{brg}} \lambda_a \sqrt{f_c} = 162651.76 \text{ lb}$$

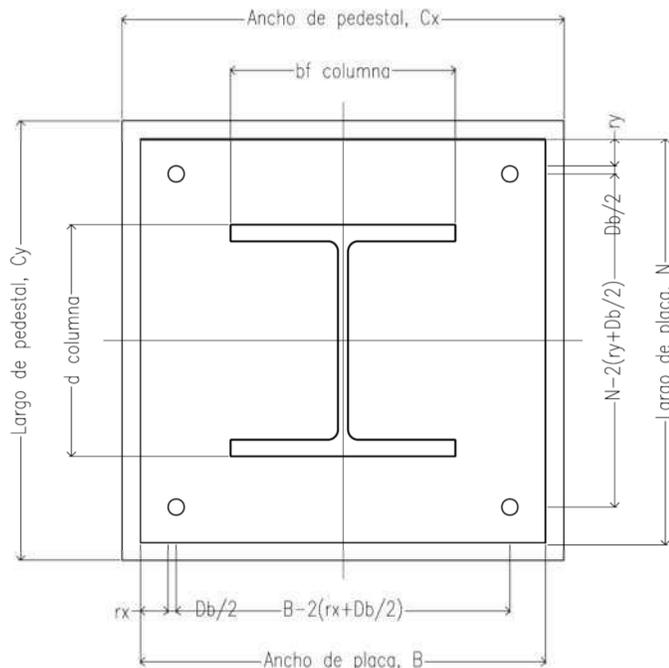
$S_{pernos} < 6C_{a1}$ **OK**

$$S_{pernos} = N - 2(dx + Db/2) = 14.75 \text{ plg espaciamiento entre pernos exteriores}$$

$$N = B = 24.00 \text{ plg}$$

$$Db = 1.38 \text{ plg}$$

$$r_x = r_y = 3.94 \text{ plg}$$



5.5.16. Determinar resistencia del perno a corte, Sección D.6.1.2-b, ACI 318-11

$\Phi n_b V_{sa} > V_u$ **OK pernos a corte**

$$\Phi n_b V_{sa} = \Phi 0.6 n_b A_{se} f_{uta} = 1169.32 \text{ klb para un grupo de pernos}$$

$$\Phi = 0.75 \text{ Sección D.4.4(a)ii ACI 318-11}$$

$$A_{se} = \pi/4(Db - 0.9743/nt)^2 = 1.15 \text{ plg}^2$$

$$f_{uta} = 125.00 \text{ klb/plg}^2$$

6.1.17. Determinar resistencia al rompimiento del concreto, Sección D.6.2.1-b, ACI 318-11

$\Phi n_b V_{cbg} > V_u$	OK pernos a corte
$\Phi n_b V_{cbg} = \Phi n_b (A_{Vc}/A_{Vco}) \Psi_{ec,V} \Psi_{ed,V} \Psi_{c,V} \Psi_{h,V} V_b$	
$\Phi n_b V_{cbg} =$	765.89 klb para un grupo de pernos
$\Phi =$	0.75 Sección D.4.4(a)ii ACI 318-11
$\lambda =$	0.75 Sección 8.6.1 ACI 318-11
$\lambda a = 0.80\lambda =$	0.60 Sección D.3.6 ACI 318-11
$\Psi_{ec,V} \leq 1$	1.00 Sección D.6.2.5 ACI 318-11
$\Psi_{ed,V} =$	1.00 Sección D.6.2.6 ACI 318-11
$\Psi_{ed,N} = 0.7 + 0.3 (C_{a,min}/1.5h_{ef}) =$	1.00 para $C_{a1} < 1.5h_{ef}$
$C_{a,min} = C_{a1} =$	20.86 plg
$\Psi_{ed,N}$ a utilizar =	1.00
$\Psi_{c,V} =$	1.40 Sección D.6.2.7 ACI 318-11
$\Psi_{h,V} =$	1.00 Sección D.6.2.8 ACI 318-11
$V_b = [7(\ell_e/Db)^{0.2} \sqrt{Db}] \lambda a \sqrt{f_c} C_{a1}^{1.5} :$	40878.77 lb
h_{ef} a utilizar =	14.00 plg
$\ell_e = h_{ef} =$	14.00 plg
Si $h_a < 1.5C_{a1}$	
$A_{Vc} = 2(1.5C_{a1})h_a =$	1944.99 plg ²
$A_{Vco} = 4.5C_{a1}^2 =$	1958.13 plg ²
$n_b A_{Vco} = n_b 4.5C_{a1}^2 =$	35246.31 plg ²
$A_{Vc} < n_b A_{Vco}$	OK
$C_{a1} \approx 1.5h_{ef} =$	20.86 plg
$h_a \approx 1.5C_{a1} =$	31.08 plg

6.1.18. Determinar la resistencia al rompimiento lateral del concreto, Sección D.6.3.1-b, ACI 318-11

$\Phi V_{cpg} > V_u$	OK pernos a corte
$\Phi V_{cpg} = \Phi k_{cp} N_{cpg} =$	2652.02 klb para un grupo de pernos
$\Phi =$	0.75 Sección D.4.4(a)ii ACI 318-11
$k_{cp} =$	2.00
$N_{cpg} = N_{cbg} =$	1768.02 klb

**6.1.19. Determinar la interacción de fuerzas a tensión y corte,
Sección D.7.3, ACI 318-11**

$N_{ua}/\Phi N_n + V_{ua}/\Phi V_n \leq 1.2$	OK
$N_{ua}/\Phi N_n + V_{ua}/\Phi V_n =$	0.44
$N_{ua}/\Phi N_n =$	0.36
$V_{ua}/\Phi V_n =$	0.08

Paso 6.2. Diseñar el pedestal de concreto reforzado para la columna ubicada en el eje 2/D, del primer nivel

6.2.1. Determinar la carga última

$P_u \text{ max} =$ **776860.00 lb** dato mediante ETABS v9.5

6.2.2. Proponer las dimensiones de la sección del pedestal

ancho, $C_x =$ **26.00 plg**

largo, $C_y =$ **26.00 plg**

recubrimiento, $r =$ **2.00 plg**

6.2.3. Definir las propiedades de material

$f'_{c_{\text{pedestal}}} =$ **3000.00 lb/plg²**

$f_y =$ **40000.00 lb/plg²**

6.2.4. Determinar área de acero de la sección, Sección 10.3.6.2, ACI 318-11

$\Phi P_n = P_u$

$\Phi =$ **0.65** Sección 9.3.2.2.b, ACI 318-11

$P_u = 0.80\Phi[0.85 f'_{c_{\text{pedestal}}}(C_x C_y - A_s) + f_y A_s]$

$A_s = [P_u - 0.68\Phi f'_{c_{\text{pedestal}}} C_x C_y] / [0.80\Phi(f_y - 0.85f'_{c_{\text{pedestal}}})]$

$A_s =$ **-6.14 plg²**

6.2.5. Determinar refuerzo longitudinal para el pedestal, Sección 21.6.3.1, ACI 318-11

$A_g = C_x C_y =$ **676.00 plg²**

$A_{s_{\text{min}}} = 0.01A_g =$ **6.76 plg²**

$A_{s_{\text{max}}} = 0.06A_g =$ **40.56 plg²**

$A_{s \text{ a utilizar}} =$ **6.76 plg²**

6.2.6. Proponer diámetro y el número de barras a utilizar, 4 barras como mínimo para secciones rectangulares, Sección 10.9.2, ACI 318-11

barra long No. = **8.00**

área barra, $A_b =$ **0.79 plg²**

cantidad = $A_s/A_b =$ **8.61 unid**

cantidad a colocar **10.00 unid**

$A_t =$ área total = **7.85 plg²**

$A_t \geq A_s$ **OK**

6.2.7. Verificar la resistencia a compresión de la columna

$P_u = 0.80\Phi[0.85 f'_{c_{\text{pedestal}}}(C_x C_y - A_s) + f_y A_s]$

Pu = 1049324.31 lb
Relación D/C = 0.74
Conclusión **OK**

6.2.8. Determinar espaciamiento de estribo, s, Sección 21.6.4.3, ACI 318-11

barra estribo No. = **3.00**

espaciamiento, s = 5.00 plg
 $d/4 = (Cx - 2r)/4 = 5.50$ plg
6db refuerzo long = 6.00 plg
 $4 \text{ plg} \leq s_o \leq 6 \text{ plg}$ 5.00 plg
 $s_o = 4 + (14 - hx)/3$ 5.00 plg
 $hx = (Cx - 2r)/2 = 11.00$ plg

6.2.9. Determinar el área del refuerzo transversal, Sección 21.6.4.4-b, ACI 318-11

$A_{sh} = 0.3(d Cx f_{c_{pedestal}}/f_y)[(A_g/A_{ch})-1]$

$A_{sh} = 5.11$ plg²

$A_{sh} = 0.09(d Cx f_{c_{pedestal}}/f_y)$

$A_{sh} = 3.86$ plg²

$A_{sh \text{ a colocar}} = 3.86$ plg²

6.2.10. Definir dimensiones finales del pedestal y su refuerzo respectivo

$Cx = Cy = 26.00$ plg

Longitud_{pedestal} = **50.00** plg

Refuerzo_{vertical} No. **8.00**

Cantidad = **10.00** unidades

Estribos No. = **3.00**

Colocados a cada : **5.00** plg

Paso 6.3. Diseñar la zapata de concreto reforzado ubicado en el eje 2/D primer nivel

6.3.1. Determinar las cargas

DL = 411530.00 lb dato mediante ETABS v9.5
LL = 176890.00 lb dato mediante ETABS v9.5

6.3.2. Determinar la carga última por metodología LRFD

$P_u = 1.2DL + 1.6LL = 776860.00 \text{ lb}$

6.3.3. Definir las propiedades de los materiales

Concreto

$f'_c = 3000.00 \text{ lb/plg}^2$
peso unitario $\gamma_{cr} = 150.00 \text{ lb/pie}^3$
 $\Phi_v = 0.75$ Sección 9.3.2.3 ACI 318-11
 $\Phi_b = 0.90$ Sección 9.3.2.7 ACI 318-11

Acero de refuerzo

$f_y = 40000.00 \text{ lb/plg}^2$
recubrimiento, $r = 3.00 \text{ plg}$

Suelo

valor soporte adm, $q_a = 5100.00 \text{ lb/pie}^2$ estudio de suelos
densidad suelo, $\gamma_s = 100.00 \text{ lb/pie}^3$ estudio de suelos
desplante, $D_f = 46.00 \text{ plg}$
factor red suelo, $\Phi_s = 0.70$

6.3.4. Proponer peralte inicial de la zapata, h_{zapata} , calcular la presión en la zapata, p_{zapata} ; y la presión de relleno del desplante, p_{Df}

$h_{zapata} = 12.00 \text{ plg}$
lado del pedestal, $C_x = 26.00 \text{ plg}$ (cuadrado)

$p_{zapata} = h_{zapata}/\gamma_{cr} = 150.00 \text{ lb/pie}^2$

$p_{Df} = D_f/\gamma_s = 383.33 \text{ lb/pie}^2$

6.3.5. Calcular el valor de la presión neta, p_{net}

$p_{net} = q_a - p_{zapata} - p_{Df} = 4566.67 \text{ lb/pie}^2$

6.3.6. Calcular área de contacto de la zapata y el lado L, del rectángulo, aplicar cargas no factoradas para este cálculo, Sección 15.2.2, ACI 318-11

$A = (DL + LL)/p_{net} = 128.85 \text{ pie}^2$

$$L = \sqrt{A} = 11.35 \text{ pie}$$

$$L_{\text{a utilizar}} = 11.00 \text{ pie} \quad (\text{cuadrado})$$

$$q_{\text{actuante}} < q_a \quad \text{OK}$$

$$q_{\text{actuante}} = (DL + LL)/L_{\text{a utilizar}} = 4862.98 \text{ lb/pie}^2$$

6.3.7. Calcular la presión neta de diseño, $q_{d_{\text{neto}}}$

$$q_{d_{\text{neto}}} = P_u/L_{\text{a utilizar}}^2 = 6420.33 \text{ lb/pie}^2$$

6.3.8. Calcular peralte efectivo de losa, d_2 , para resistir punzonamiento La sección crítica de cortante se ubica a una distancia $d/2$, medida del rostro de la columna, Sección 11.1.1, ACI 318-11

$$\Phi_v V_r = V_u$$

$$\Phi_v [4\sqrt{f'_c} (C_x + d_2) d_2] = q_{d_{\text{neto}}} [A - (C_x + d_2)^2]$$

$$d_2 = 21.60 \text{ plg}$$

6.3.9. Calcular el peralte efectivo acción corte, d_1

$$\Phi_v V_r = V_u$$

$$\Phi_v (2\sqrt{f'_c} L d_1) = L [L/2 - (C_x + d_1)] q_{d_{\text{neto}}}$$

$$d_1 = 14.07 \text{ plg}$$

El peralte a utilizar es el mayor de los calculados para punzonamiento, no debe ser menor que 6 pulgadas, Sección 15.7 ACI 318-11

Colocación del refuerzo **Dos sentidos**

$$d_{\text{a utilizar}} = 21.60 \text{ plg}$$

6.3.10. Recalcular el espesor de la zapata

Diámetro del refuerzo para la zapata

$$\Phi_{\text{varilla}} = 5/8$$

Peralte calculado para zapata

$$h = d + 2\Phi_{\text{varilla}} + r = 25.85 \text{ plg}$$

$$h_{\text{a utilizar}} = 26.00 \text{ plg}$$

Revisando d , el peralte útil total

$$d = h - 2\Phi_{\text{varilla}} - r = 21.75 \text{ plg}$$

Diferencia entre d propuesto y d calculado **0.34%**

Diferencia < 10 % **OK**

6.3.11. Revisar la transferencia de carga en la base de la columna, $\Phi_s P_n \geq P_u$, sino se cumple agregar capacidad con barras de transmisión adicional, Sección 15.8.1 y 10.14.1, ACI 318-11

$$\begin{aligned} \Phi_s P_n &\geq P_u && \text{OK} \\ \Phi_s P_n &= \Phi_s 0.85 f_c A_g = && 1206660.00 \text{ lb} \\ \Phi_s &= && 0.70 \end{aligned}$$

6.3.12. Calcular el área de acero de transferencia, en caso de requerir, colocar el A_s mínimo, Sección 15.8.2.1, ACI 318-11

$$A_{s_{\min}} = 0.005 A_g = 3.38 \text{ plg}^2$$

$$A_{s_{\text{transferencia}}} = 0.00 \text{ plg}^2$$

6.3.13. Calcular área de acero A_sM , requerida para el momento, M_u . La sección crítica es en el rostro de la columna, Sección 15.4.2.a, ACI 318-11
Momento flector externo

$$M_u = 1/2(qd_{\text{neta}})[(L - Cx)/2]^2 L = 688825.68 \text{ lb-pie}$$

Esfuerzo por flexión

$$R_u = M_u / (\Phi_b L d^2) = 149.11 \text{ lb/plg}^2$$

Cálculo del factor m

$$m = f_y / (0.85 f_c) = 15.69$$

Relación de refuerzo

$$\rho = (1/m)[1 - \sqrt{1 - ((2m R_u)/f_y)}] = 0.0038$$

Área de acero

$$A_sM = \rho d L = 10.96 \text{ plg}^2$$

$$\text{Area de varilla, } A_{\text{varilla}} = 0.31 \text{ plg}^2$$

$$S = A_{\text{varilla}} L / A_sM = 3.70 \text{ plg} \quad \text{ambos sentidos}$$

6.3.14. Definir dimensiones finales de la zapata y su refuerzo respectivo

$$L_x = L_y = 11.00 \text{ pie}$$

$$h = 26.00 \text{ plg}$$

$$\text{Desplante} = 46.00 \text{ plg}$$

$$\text{Diámetro del refuerzo} = 5/8 \text{ plg}$$

$$\text{Espaciamiento} = 4.00 \text{ plg} \quad \text{ambos sentidos}$$

Las hojas de cálculo que fueron elaboradas y utilizadas para el desarrollo de este trabajo de graduación, pueden ser descargadas en el siguiente link <https://epostgrado.ingenieria.usac.edu.gt/pdfs/HOJAS.rar>

5. PRESENTACIÓN Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

5.1. Presentación de resultados

A continuación, se muestra el resultado del trabajo realizado, que consiste en proporcionar una guía paso a paso para el diseño estructural de un edificio con estructura de acero, donde se utilizan dos sistemas estructurales, uno para cada sentido, para facilitar la comprensión se hace por medio de diagramas de flujo.

Diagrama de flujo 1

Paso 1: Información de la edificación, estructuración, distribución de elementos, información de códigos de diseño y materiales a utilizar.

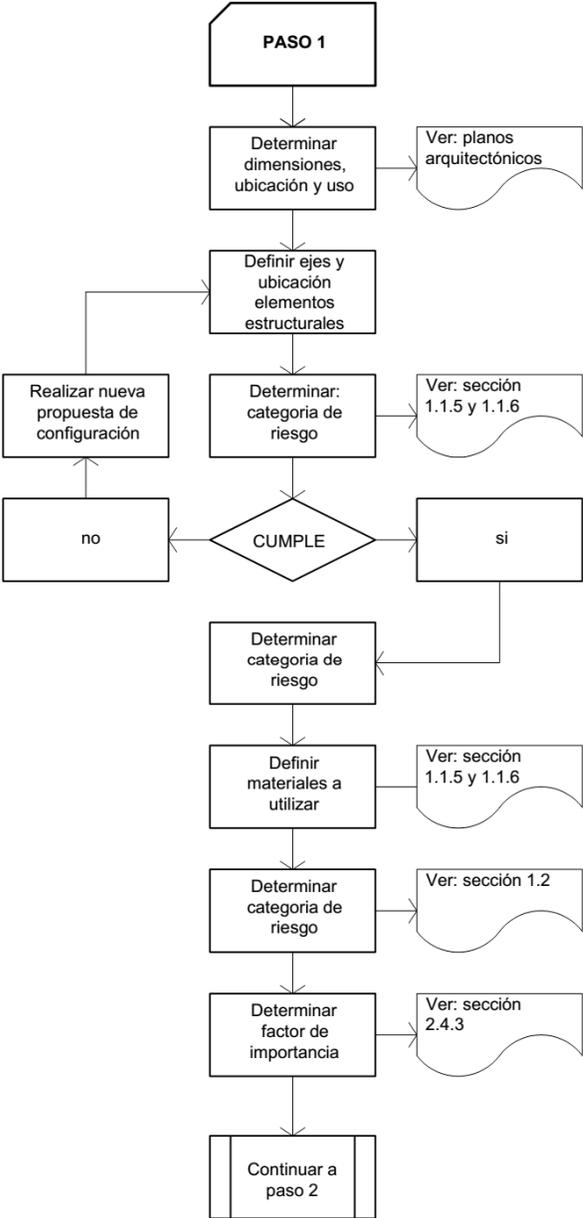


Diagrama de flujo 2

Paso 2: Integración de cargas gravitacionales, diseño de losa, prediseño y diseño de vigas y columnas, diseño de conexiones.

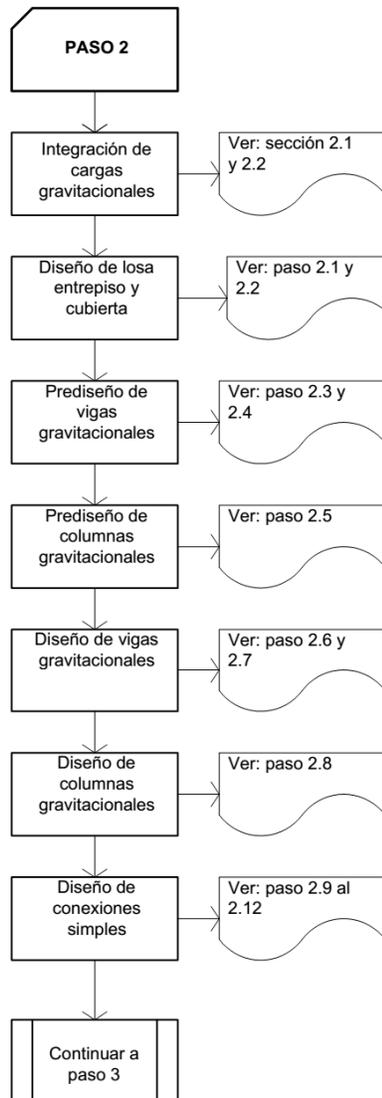


Diagrama de flujo 3

Paso 3: Integración de carga de viento y sismo, cálculo del cortante basal, análisis bidimensional de los marcos resistentes a carga lateral (SRLS), prediseño de los elementos que integran los marcos resistentes a carga lateral, revisión de límite de deriva.

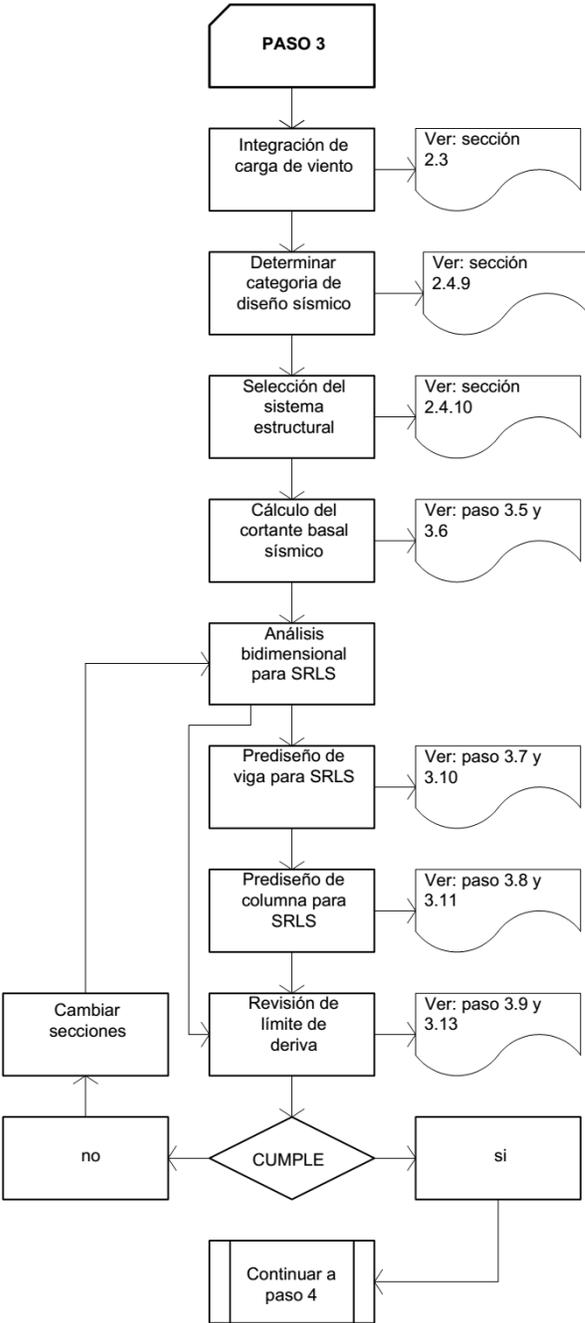
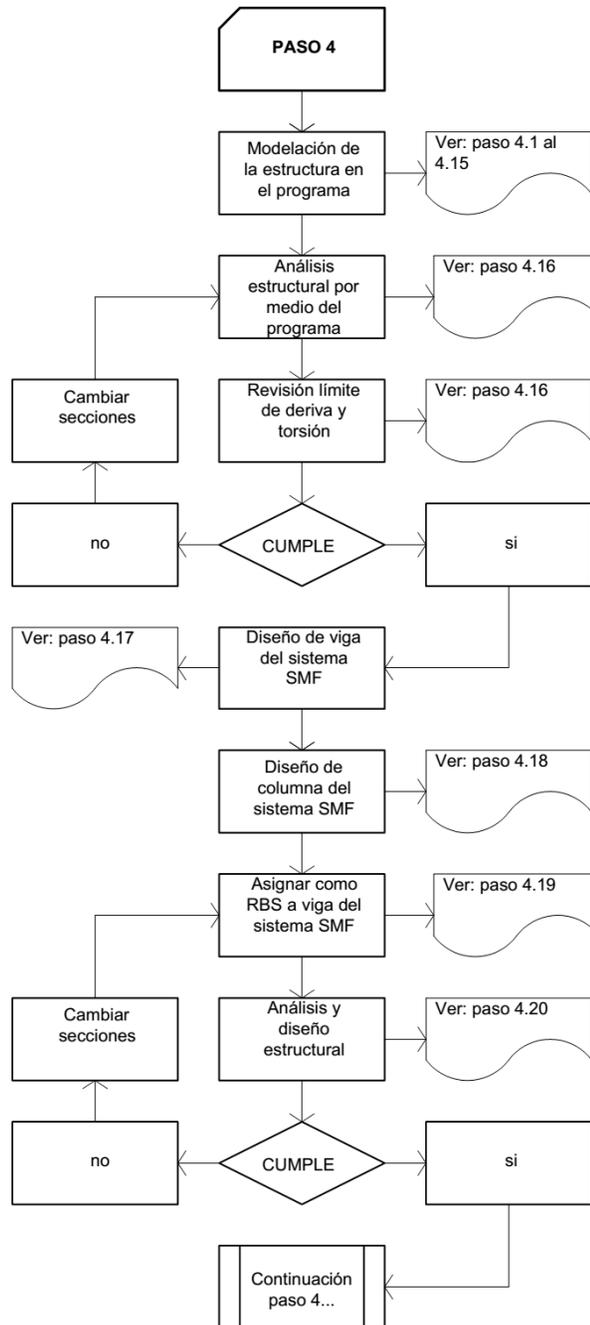
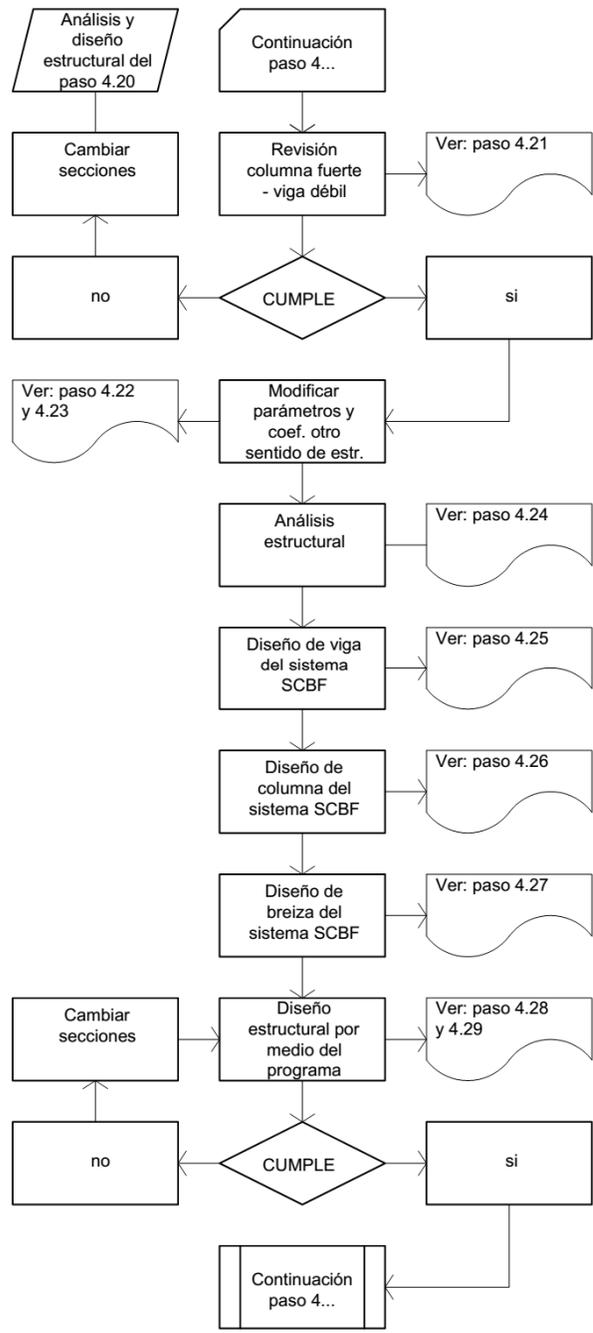


Diagrama de flujo 4

Paso 4: Modelación y análisis mediante el programa ETABS v9.5, diseño de vigas, columnas y breizas de los marcos resistentes a carga lateral, revisión de los resultados del programa y chequeo de secciones diseñadas por capacidad.





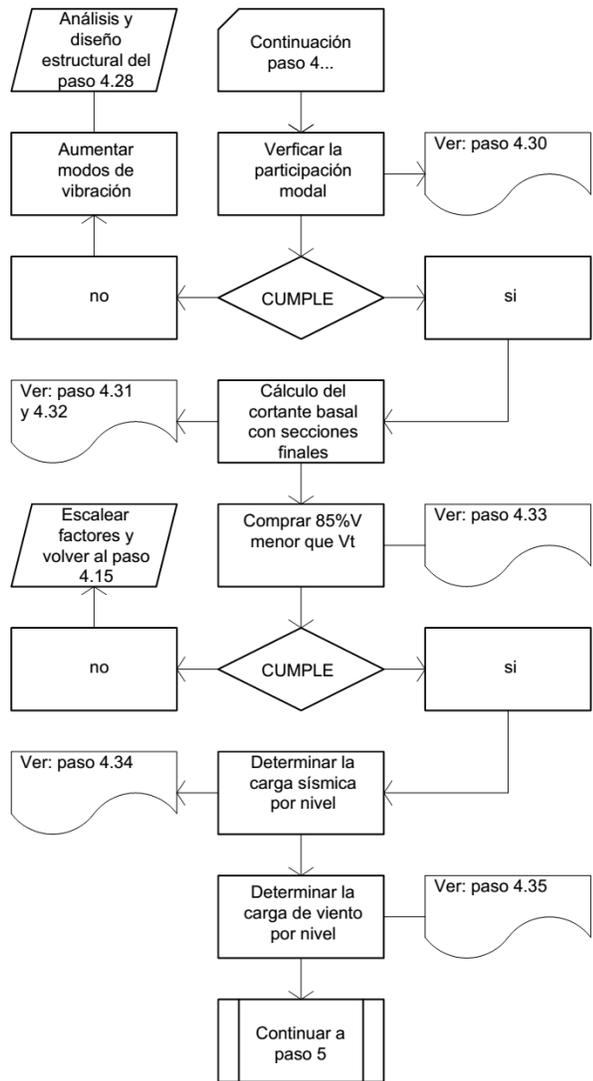


Diagrama de flujo 5

Paso 5: Diseño de conexiones para los marcos resistentes a carga lateral.

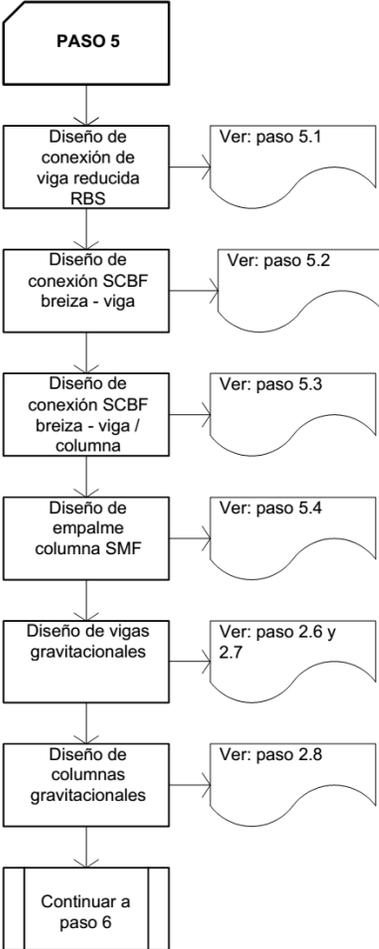
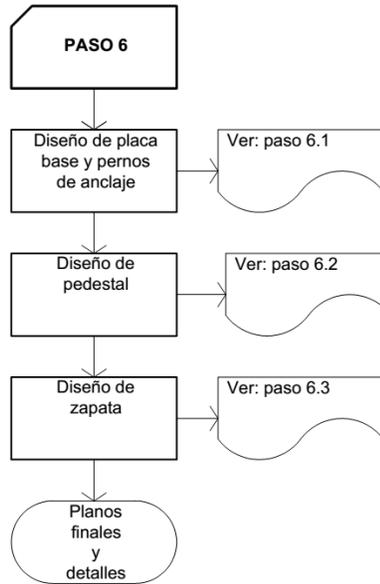


Diagrama de flujo 6

Paso 6: Diseño de la cimentación.



5.2. Discusión de resultados

Se pudo observar en el desarrollo del trabajo, que en el medio nacional no se cuenta con una metodología para el diseño de edificios con estructura de acero de forma completa, en especial cuando se trata de la combinación de dos sistemas estructurales, por lo que se pretende proporcionar una guía para dicho fin.

Seguir un procedimiento ordenado aplicando los criterios establecidos en los códigos de diseño, para la estructuración, integración de cargas y diseño de los elementos que componen la estructura, conlleva a tener un diseño capaz de resistir las demandas a la que esté sometido durante su vida útil.

Al restringir los mecanismos frágiles por medio de mecanismos dúctiles en los elementos que conforman una estructura, se puede lograr la ductilidad adecuada.

Los programas de cómputo son muy útiles para agilizar el proceso de cálculo, para el análisis estructural; sin embargo, se deben utilizar de manera responsable, justificando cada dato que se le ingresa, realizar el diseño de los elementos primero y más adelante comprobarlos por medio del programa, para no depender únicamente de los resultados que éste proporciona.

Tanto el sistema SMF como el SCBF son capaces de desarrollar ductilidad y disipar energía, lo que hace más eficiente al SCBF es su mayor capacidad de rigidez.

CONCLUSIONES

1. El uso de la norma AGIES NSE-10, ha detallado los pasos necesarios para la integración de carga de viento y sismo, para lograr un conveniente diseño estructural, aplicado al medio guatemalteco.
2. El diseño sísmico es básicamente un diseño por capacidad, que consiste en proporcionar ductilidad a las estructuras y es la manera en que los códigos de diseño lo implementan.
3. El empleo de hojas de cálculo es de gran apoyo para el diseño de elementos que conforman una estructura, por realizar los cálculos de forma rápida y conseguir eficiencia en el proceso del diseño.
4. La implementación de un programa para el análisis y diseño estructural, conlleva a establecer los datos utilizados, para hacer que los resultados del diseño que este proporcione sean confiables.

RECOMENDACIONES

1. Utilizar este documento como una metodología general, desarrollando los pasos propuestos, para el análisis y diseño estructural de un edificio de acero, utilizando dos sistemas estructurales específicos, aplicable al medio nacional.
2. Tomar en cuenta que, este documento fue elaborado utilizando como base códigos de diseño publicados en el año 2010, por lo que al existir una versión actualizada, los factores y demás requerimientos pueden variar.
3. Considerar que cuando se diseña una conexión a momento tipo viga de sección reducida, el módulo plástico de la sección disminuye, el chequeo se debe realizar de forma manual, el programa ETABS v9.5 lo asigna, pero no lo chequea.
4. El criterio profesional del ingeniero es el que gobierna con relación al análisis y diseño estructural, los programas para ese fin únicamente agilizan los procesos de cálculo.

REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA

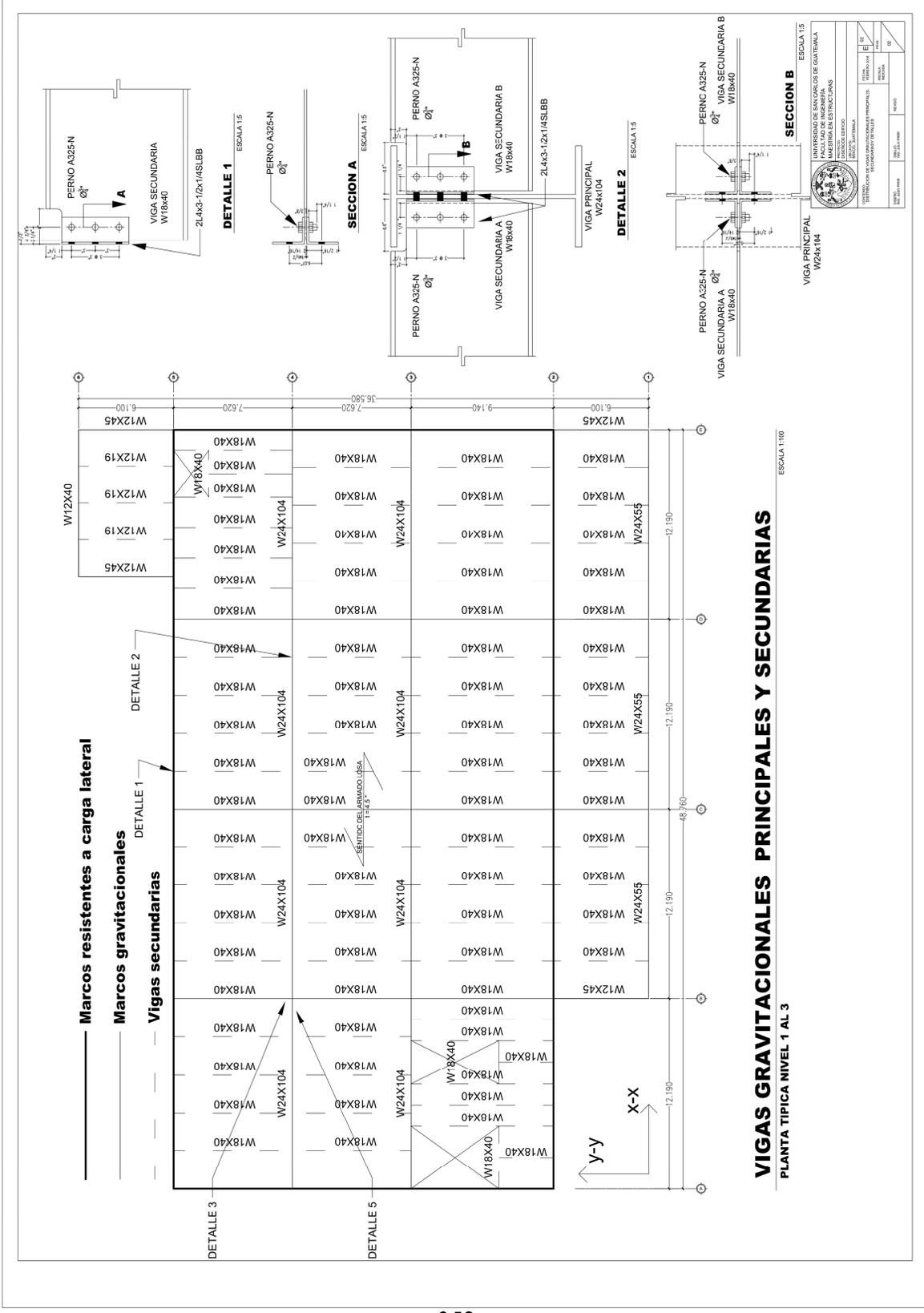
1. ACI 318 (2011). Appendix D: Anchoring to Concrete. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11) and Commentary (417 - 463). United States of America.
2. AGIES (2010). Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. Norma 2: Demandas Estructurales, Condiciones de Sitio y Niveles de Protección. Norma de Seguridad Estructural de Edificaciones y Obras de Infraestructura para la República de Guatemala (1 - 63). Guatemala.
3. AISC (2005a). AISC 360-05, Manual, American Institute of Steel Construction, 13th Edition. United States of America.
4. AISC (2005b). AISC 327-05, Seismic Design Manual, American Institute of Steel Construction, 1th Edition. United States of America.
5. AISC (2010a). AISC 360-10, Specification for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction. United States of America.
6. AISC (2010b). Section E3: Special Moment Frames (SMF), AISC 341-10, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction (34 - 43). United States of America.

7. AISC (2010c). Section F2: Special Concentrically Braced Frames (SCBF), AISC 341-10, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction (52 - 57). United States of America.
8. AISC (2010d). Chapter 5: Reduced Beam Section (RBS) Moment Connection, AISC 358-10, Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications, American Institute of Steel Construction (11 - 15). United States of America.
9. ASCE (2010a). Section 2: Combinations of Loads, ASCE 7-10, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, American Society of Civil Engineers (7). United States of America.
10. ASCE (2010b). Section 3: Dead Loads, ASCE 7-10, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, American Society of Civil Engineers (11). United States of America.
11. ASCE (2010c). Section 4: Live Loads, ASCE 7-10, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, American Society of Civil Engineers (13). United States of America.
12. ASCE (2010d). Section 11: Seismic Design Criteria, ASCE 7-10, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, American Society of Civil Engineers (57 - 68). United States of America.

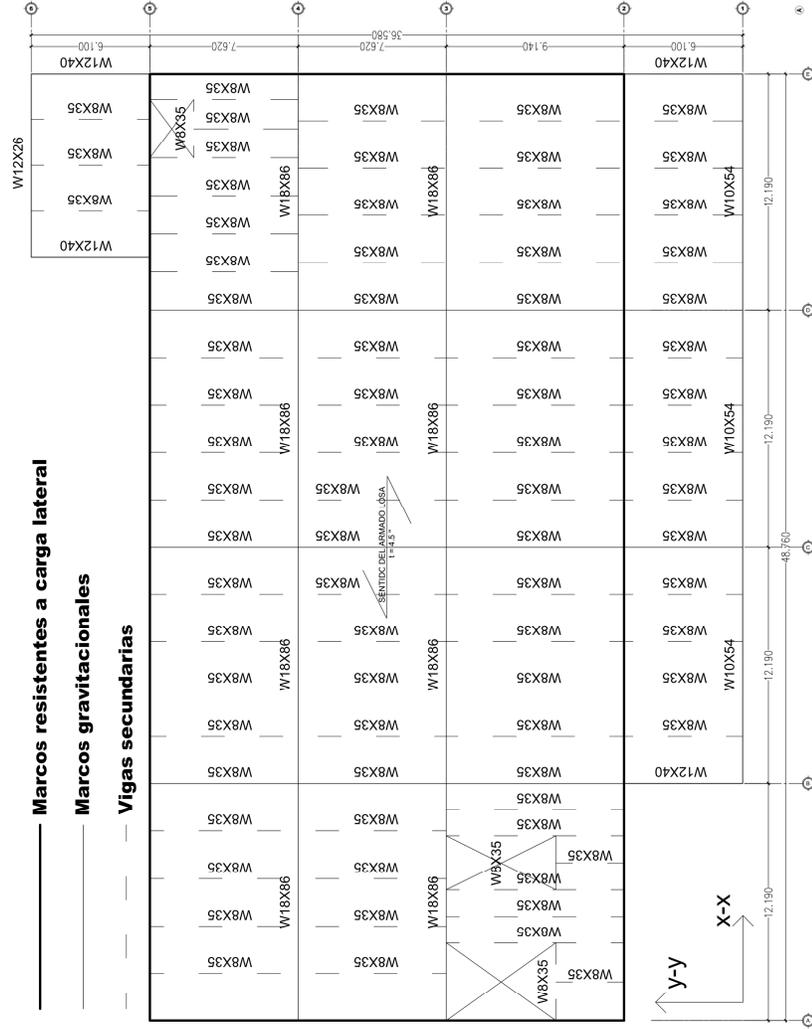
13. ASCE (2010e). Section 12: Seismic Design Requeriments for Building Structures, ASCE 7-10, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, American Society of Civil Engineers (71 - 109). United States of America.
14. ASCE (2010f). Section 26: Wind Loads, ASCE 7-10, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, American Society of Civil Engineers (241 - 257). United States of America.
15. Bazán, Enrique & Meli, R. (2009). Diseño Sísmico de Edificios. México. Editorial Limusa.
16. Bolívar Díaz, I. C. (2012) Consideraciones Sismorresistentes en el Diseño y Detallado de Conexiones Precalificadas Tipo Flange Plate de Acuerdo a la Guía AISC 358-10 (tesis de pregrado). Universidad Nueva Esparta, Venezuela.
17. IBC (2009). Chapter 16: Structural Design, International Building Code (340 - 344). United States of America.
18. Molina Mata, J. E. (2009). Elaboración de un Manual de Diseño Sismorresistente de Edificaciones en Acero bajo los Sistemas SMF, SCBF y EBF basado en las Normas ANSI/AISC 360-05 y 341-05 (tesis de pregrado). Universidad Central de Venezuela, Venezuela.

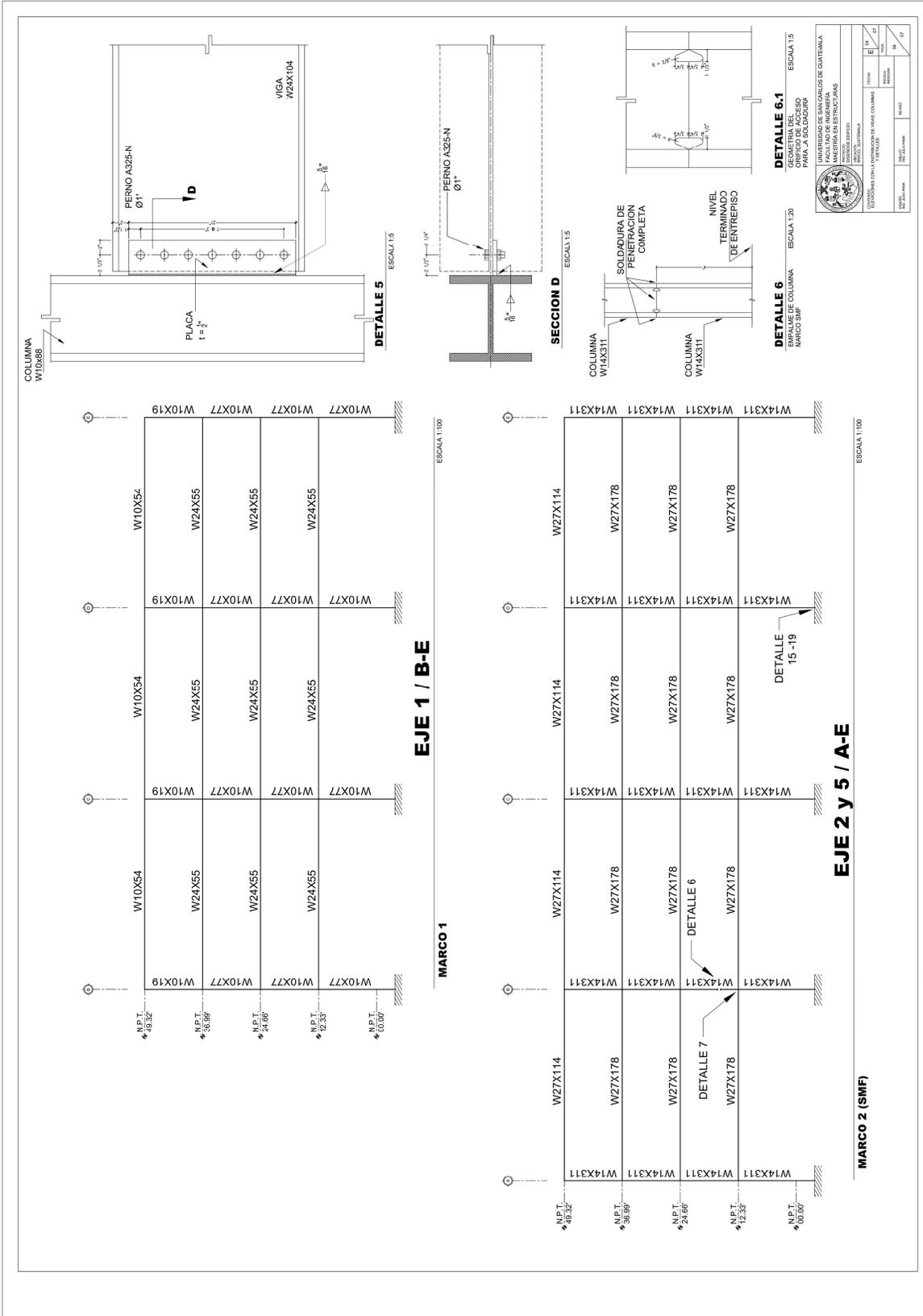
19. Pillajo Narváez, J. V. & Sarmiento Borja, E. F. (2009). Diseño de la Estructura de Acero para un Edificio de Apartamentos para ser Utilizado en la Región Litoral del Ecuador (tesis de pregrado). Escuela Politécnica Nacional, Ecuador.
20. Reboredo, Agustín (1999). El Proceso del Análisis Estructural. México. Editorial Norma.
21. Santiago Gómez, E. V. (1995). Guía para el Curso de Estructuras Metálicas I (tesis de pregrado). Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala.
22. Silva Lira, D. O. (2006). Consideraciones sobre el Diseño Arquitectónico con Estructuras de Acero (tesis de pregrado). Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala.
23. Vásquez Gutiérrez, J. Z. (2012). Comparación Estructural de dos Sistemas Constructivos: Sistema Doble de Acero Estructural y Marcos Resistentes a Momentos de Concreto Armado (tesis de pregrado). Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala.

ANEXO 1



— Marcos resistentes a carga lateral
- - - Marcos gravitacionales
- - - Vigas secundarias





UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GATEWALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 MAESTRIA EN ESTRUCTURAS
 INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES EN MATERIA DE ESTRUCTURAS

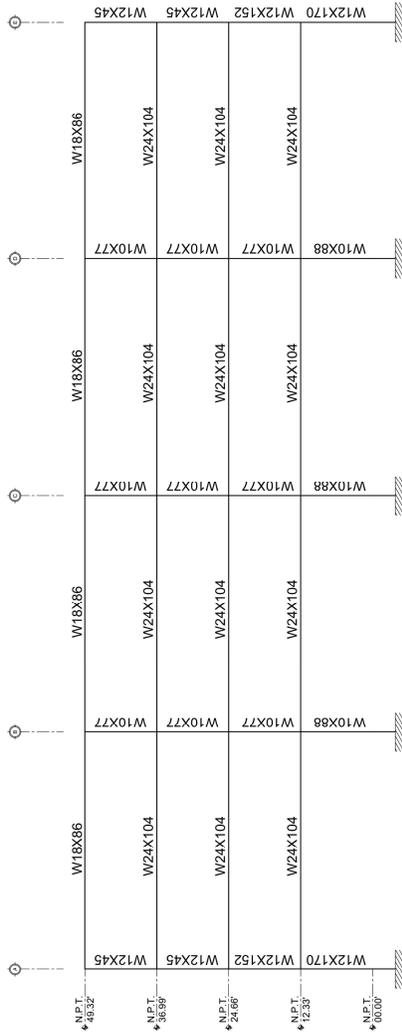
PROYECTO: DISEÑO Y CONSTRUCCION DE UN PUNTO DE ENLACE PARA LA SOLADURA DE COLUMNAS EN UN ENTREPISO

FECHA: 15/05/2018

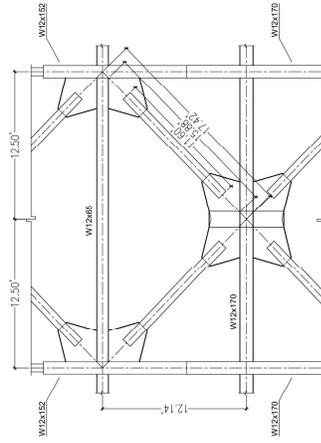
PROFESOR: DR. J. J. GARCIA

ESTUDIANTE: DR. J. J. GARCIA

GRUPO: 101



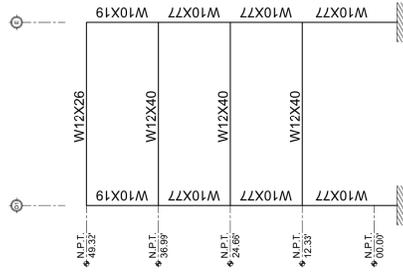
DETALLE 9
COLOCACION DE BREZAS
ESCALA 1/50



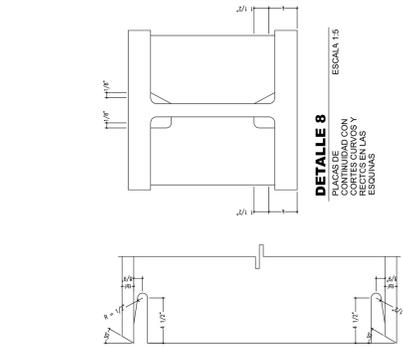
EJE 3 y 4 / A-E

MARCO 3

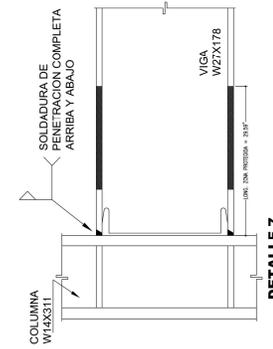
ESCALA 1/100



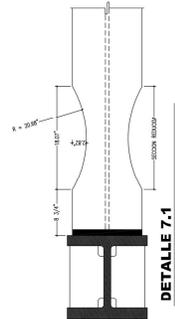
EJE 6 / D1-E
MARCO 4
ESCALA 1/100



DETALLE 8
PLACAS DE
CORNERES CURVADOS CON
ESQUINAS
ESCALA 1/5

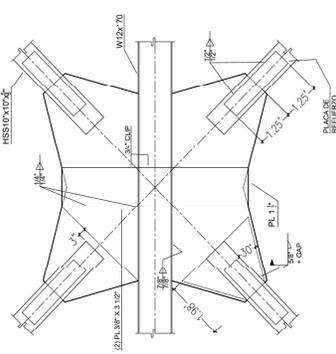


DETALLE 7
PERFIL CONEXION RBS
ESCALA 1/10



DETALLE 7.1
PLANTA CONEXION RBS
ESCALA 1/10

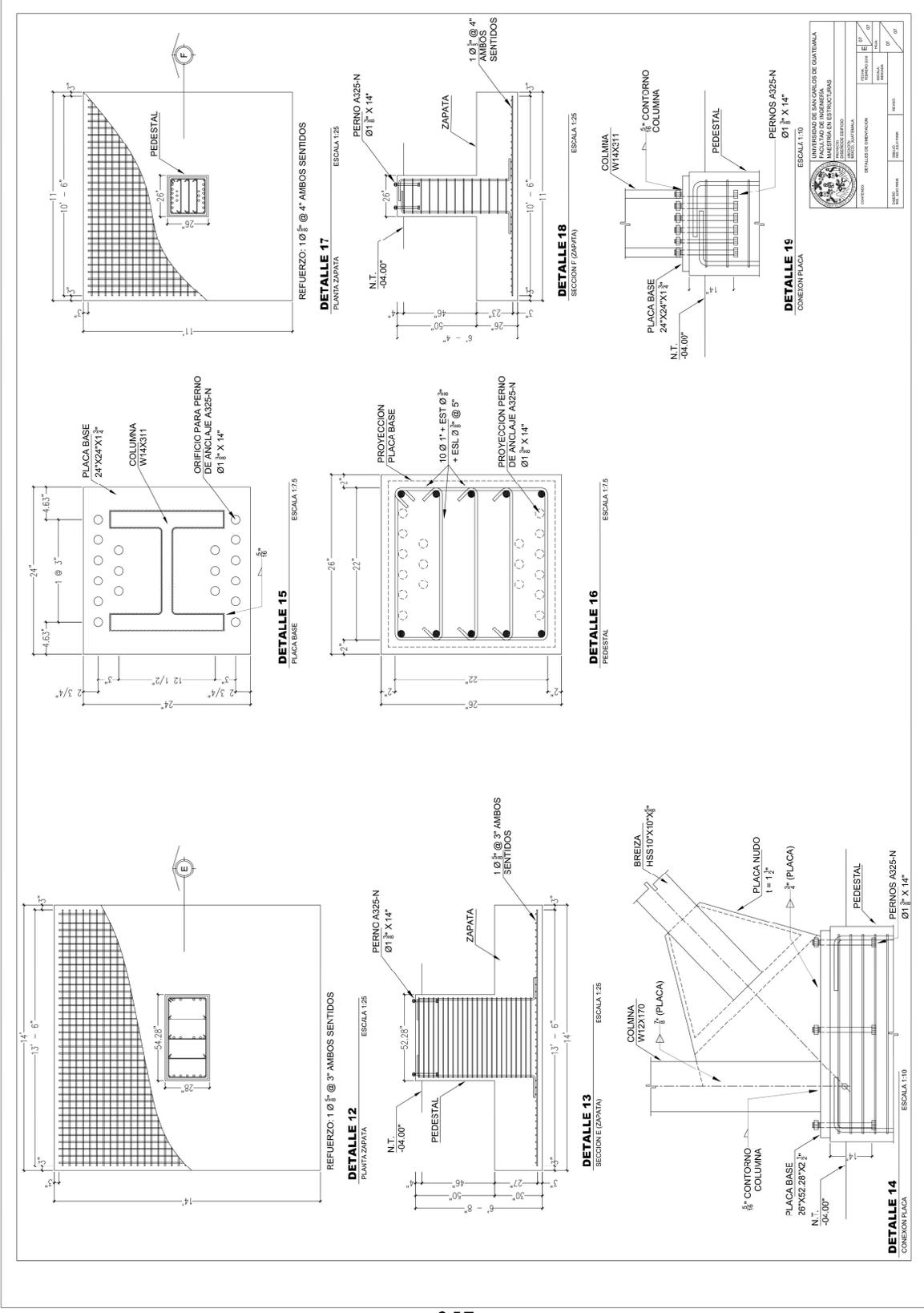
DETALLE 7.2
CORNERES CURVADOS
CON ESQUINAS
PARA LA SOLDADURA
ESCALA 1/5



DETALLE 9.1
CONEXION BREZAS A VIGA
ESCALA 1/25

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
MAESTRIA EN ESTRUCTURAS
INSTITUTO DE INVESTIGACIONES EN INGENIERIA ESTRUCTURAL
ESTRUCTURAS DE ACERO Y CONCRETO REFORZADO
PROYECTO DE MAESTRIA EN ESTRUCTURAS
DISEÑO Y ANÁLISIS DE UN MARCO DE ACERO CON UNAS COLUMNAS Y VIGAS RBS

ESTUDIANTE	2015	FECHA	
PROFESOR	2015	FECHA	
REVISOR		FECHA	
APROBADO		FECHA	



ANEXO 2

Anexo 2. Listado de amenaza sísmica por municipios según AGIES, (2010)

No.	Municipio	Departamento	I_o	S_s	S₁
1	Acatenango	Chimaltenango	4	1.65 g	0.60 g
2	Agua Blanca	Jutiapa	3b	1.10 g	0.43 g
3	Aguacatán	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
4	Almolonga	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
5	Alotenango	Sacatepéquez	4	1.65 g	0.60 g
6	Amatitlán	Guatemala	4	1.65 g	0.60 g
7	Antigua Guatemala	Sacatepéquez	4	1.65 g	0.60 g
8	Asunción Mita	Jutiapa	4	1.30 g	0.50 g
9	Atescatempa	Jutiapa	4	1.50 g	0.55 g
10	Ayutla	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
11	Barberena	Santa Rosa	4	1.65 g	0.60 g
12	Cabañas	Zacapa	4	1.30 g	0.50 g
13	Cabricán	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
14	Cajolá	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
15	Camotán	Chiquimula	3b	1.10 g	0.43 g
16	Canillá	Quiché	4	1.30 g	0.50 g
17	Cantel	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
18	Casillas	Santa Rosa	4	1.50 g	0.55 g
19	Catarina	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
20	Chahal	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g
21	Chajul	Quiché	3b	1.10 g	0.43 g
22	Champerico	Retalhuleu	4	1.65 g	0.60 g
23	Chiantla	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
24	Chicacao	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
25	Chicamán	Quiché	3b	1.10 g	0.43 g
26	Chiché	Quiché	4	1.50 g	0.55 g
27	Chichicastenango	Quiché	4	1.50 g	0.55 g
28	Chimaltenango	Chimaltenango	4	1.50 g	0.55 g

Continuación Anexo 2. Listado de amenaza sísmica por municipios					
No.	Municipio	Departamento	I_o	S_s	S₁
29	Chinautla	Guatemala	4	1.50 g	0.55 g
30	Chinique	Quiché	4	1.50 g	0.55 g
31	Chiquimula	Chiquimula	3b	1.10 g	0.43 g
32	Chiquimulilla	Santa Rosa	4	1.65 g	0.60 g
33	Chisec	Alta Verapaz	3a	0.90 g	0.35 g
34	Chuarrancho	Guatemala	4	1.50 g	0.55 g
35	Ciudad Vieja	Sacatepéquez	4	1.65 g	0.60 g
36	Coatepeque	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
37	Cobán (Norte)	Alta Verapaz	3a	0.90 g	0.35 g
38	Cobán (Sur)	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g
39	Colomba	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
40	Colotenango	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
41	Comapa	Jutiapa	4	1.50 g	0.55 g
42	Comitancillo	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
43	Concepción	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
44	Concepción Chiquirichapa	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
45	Concepción Huista	Huehuetenango	3b	1.10 g	0.43 g
46	Concepción Las Minas	Chiquimula	3b	1.10 g	0.43 g
47	Concepción Tutuapa	San Marcos	4	1.30 g	0.50 g
48	Conguaco	Jutiapa	4	1.65 g	0.60 g
49	Cubulco	Baja Verapaz	4	1.30 g	0.50 g
50	Cuilapa	Santa Rosa	4	1.65 g	0.60 g
51	Cuilco	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
52	Cunén	Quiché	3b	1.10 g	0.43 g
53	Cuyotenango	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
54	Dolores	Petén	2a	0.50 g	0.20 g
55	El Adelanto	Jutiapa	4	1.50 g	0.55 g

Continuación Anexo 2. Listado de amenaza sísmica por municipios					
No.	Municipio	Departamento	I_o	S_s	S₁
56	El Asintal	Retalhuleu	4	1.50 g	0.55 g
57	El Estor	Izabal	3b	1.10 g	0.43 g
58	El Júcaro	El Progreso	4	1.30 g	0.50 g
59	El Palmar	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
60	El Progreso	Jutiapa	4	1.30 g	0.50 g
61	El Quetzal	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
62	El Rodeo	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
63	El Tejar	Chimaltenango	4	1.50 g	0.55 g
64	El Tumbador	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
65	Escuintla	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g
66	Esquímulas	Chiquimula	3b	1.10 g	0.43 g
67	Esquímulas Palo Gordo	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
68	Estanzuela	Zacapa	4	1.30 g	0.50 g
69	Flores	Petén	2a	0.50 g	0.20 g
70	Flores Costa Cuca	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
71	Fraijanes	Guatemala	4	1.65 g	0.60 g
72	Fray Bartolomé de las Casas	Alta Verapaz	3a	0.90 g	0.35 g
73	Génova	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
74	Granados	Baja Verapaz	4	1.30 g	0.50 g
75	Gualán	Zacapa	4	1.30 g	0.50 g
76	Guanagazapa	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g
77	Guastatoya	El Progreso	4	1.30 g	0.50 g
78	Guatemala	Guatemala	4	1.50 g	0.55 g
79	Guazacapán	Santa Rosa	4	1.65 g	0.60 g
80	Huehuetenango	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
81	Huitán	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
82	Huité	Zacapa	4	1.30 g	0.50 g

Continuación Anexo 2. Listado de amenaza sísmica por municipios					
No.	Municipio	Departamento	I_o	S_s	S₁
83	Ipala	Chiquimula	3b	1.10 g	0.43 g
84	Ixcán	Quiché	3a	0.90 g	0.35 g
85	Ixchiguan	San Marcos	4	1.30 g	0.50 g
86	Iztapa	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g
87	Jacaltenango	Huehuetenango	3b	1.10 g	0.43 g
88	Jalapa	Jalapa	4	1.30 g	0.50 g
89	Jalpatagua	Jutiapa	4	1.65 g	0.60 g
90	Jerez	Jutiapa	4	1.50 g	0.55 g
91	Jocotán	Chiquimula	3b	1.10 g	0.43 g
92	Jocotenango	Sacatepéquez	4	1.65 g	0.60 g
93	Joyabaj	Quiché	4	1.50 g	0.55 g
94	Jutiapa	Jutiapa	4	1.50 g	0.55 g
95	La Democracia	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g
96	La Democracia	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
97	La Esperanza	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
98	La Gomera	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g
99	La Libertad	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
100	La Libertad	Petén	2a	0.50 g	0.20 g
101	La Reforma	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
102	La Unión	Zacapa	4	1.30 g	0.50 g
103	Lanquín	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g
104	Livingston Oriente	Izabal	4	1.30 g	0.50 g
105	Livingston Poniente	Izabal	3b	1.10 g	0.43 g
106	Los Amates	Izabal	4	1.30 g	0.50 g
107	Magdalena Milpas Altas	Sacatepéquez	4	1.65 g	0.60 g
108	Malacatán	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
109	Malacatancito	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g

Continuación Anexo 2. Listado de amenaza sísmica por municipios					
No.	Municipio	Departamento	I_o	S_s	S₁
110	Masagua	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g
111	Mataquescuintla	Jalapa	4	1.50 g	0.55 g
112	Mazatenango	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
113	Melchor de Mencos	Petén	2a	0.50 g	0.20 g
114	Mixco	Guatemala	4	1.50 g	0.55 g
115	Momostenango	Totonicapán	4	1.50 g	0.55 g
116	Monjas	Jalapa	4	1.30 g	0.50 g
117	Morales	Izabal	4	1.30 g	0.50 g
118	Morazán	El Progreso	4	1.30 g	0.50 g
119	Moyuta	Jutiapa	4	1.65 g	0.60 g
120	Nahualá	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
121	Nebaj	Quiché	3b	1.10 g	0.43 g
122	Nentón	Huehuetenango	3b	1.10 g	0.43 g
123	Nueva Concepción	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g
124	Nueva Santa Rosa	Santa Rosa	4	1.50 g	0.55 g
125	Nuevo Progreso	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
126	Nuevo San Carlos	Retalhuleu	4	1.50 g	0.55 g
127	Ocós	San Marcos	4	1.65 g	0.60 g
128	Olintepeque	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
129	Olopa	Chiquimula	3b	1.10 g	0.43 g
130	Oratorio	Santa Rosa	4	1.65 g	0.60 g
131	Pachalum	Quiché	4	1.50 g	0.55 g
132	Pajapita	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
133	Palencia	Guatemala	4	1.50 g	0.55 g
134	Palestina de Los Altos	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
135	Palín	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g
136	Panajachel	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g

Continuación Anexo 2. Listado de amenaza sísmica por municipios					
No.	Municipio	Departamento	I_o	S_s	S₁
137	Panzós	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g
138	Parramos	Chimaltenango	4	1.65 g	0.60 g
139	Pasaco	Jutiapa	4	1.65 g	0.60 g
140	Pastores	Sacatepéquez	4	1.65 g	0.60 g
141	Patulul	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
142	Patzicía	Chimaltenango	4	1.65 g	0.60 g
143	Patzité	Quiché	4	1.50 g	0.55 g
144	Patzún	Chimaltenango	4	1.65 g	0.60 g
145	Pochuta	Chimaltenango	4	1.65 g	0.60 g
146	Poptún	Petén	2b	0.70 g	0.27 g
147	Pueblo Nuevo	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
148	Pueblo Nuevo Viñas	Santa Rosa	4	1.65 g	0.60 g
149	Puerto Barrios	Izabal	4	1.30 g	0.50 g
150	Purulhá	Baja Verapaz	4	1.30 g	0.50 g
151	Quesada	Jutiapa	4	1.50 g	0.55 g
152	Quetzaltenango	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
153	Quetzaltepeque	Chiquimula	3b	1.10 g	0.43 g
154	Rabinal	Baja Verapaz	4	1.30 g	0.50 g
155	Raxruhá	Alta Verapaz	3a	0.90 g	0.35 g
156	Retalhuleu	Retalhuleu	4	1.65 g	0.60 g
157	Río Blanco	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
158	Río Bravo	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
159	Río Hondo	Zacapa	4	1.30 g	0.50 g
160	Sacapulas	Quiché	4	1.30 g	0.50 g
161	Salamá	Baja Verapaz	4	1.30 g	0.50 g
162	Salcajá	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
163	Samayac	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g

Continuación Anexo 2. Listado de amenaza sísmica por municipios					
No.	Municipio	Departamento	I_o	S_s	S₁
164	San Agustín Acasaguastlán	El Progreso	4	1.30 g	0.50 g
165	San Andrés	Chimaltenango	4	1.65 g	0.60 g
166	San Andrés	Petén	2a	0.50 g	0.20 g
167	San Andrés Sajcabajá	Quiché	4	1.30 g	0.50 g
168	San Andrés Semetabaj	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
169	San Andrés Villa Seca	Retalhuleu	4	1.65 g	0.60 g
170	San Andrés Xecul	Totonicapán	4	1.50 g	0.55 g
171	San Antonio Aguas Calientes	Sacatepéquez	4	1.65 g	0.60 g
172	San Antonio Huista	Huehuetenango	3b	1.10 g	0.43 g
173	San Antonio Ilotenango	Quiché	4	1.50 g	0.55 g
174	San Antonio La Paz	El Progreso	4	1.30 g	0.50 g
175	San Antonio Palopó	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
176	San Antonio Sacatepéquez	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
177	San Antonio Suchitepéquez	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
178	San Bartolo	Totonicapán	4	1.50 g	0.55 g
179	San Bartolomé Jocotenango	Quiché	4	1.30 g	0.50 g
180	San Bartolomé Milpas Altas	Sacatepéquez	4	1.50 g	0.55 g
181	San Benito	Petén	2a	0.50 g	0.20 g
182	San Bernardino	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
183	San Carlos Alzatate	Jalapa	4	1.30 g	0.50 g
184	San Carlos Sija	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
185	San Cristóbal Acasaguastlán	El Progreso	4	1.30 g	0.50 g
186	San Cristóbal Cucho	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g

Continuación Anexo 2. Listado de amenaza sísmica por municipios					
No.	Municipio	Departamento	I_o	S_s	S₁
187	San Cristóbal Totonicapán	Totonicapán	4	1.50 g	0.55 g
188	San Cristóbal Verapaz	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g
189	San Diego	Zacapa	4	1.30 g	0.50 g
190	San Felipe	Retalhuleu	4	1.65 g	0.60 g
191	San Francisco	Petén	2a	0.50 g	0.20 g
192	San Francisco El Alto	Totonicapán	4	1.50 g	0.55 g
193	San Francisco La Unión	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
194	San Francisco Zapotitlán	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
195	San Gabriel	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
196	San Gaspar Ixchil	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
197	San Ildefonso Ixtahuacán	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
198	San Jacinto	Chiquimula	3b	1.10 g	0.43 g
199	San Jerónimo	Baja Verapaz	4	1.30 g	0.50 g
200	San José (Escuintla)	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g
201	San José (Petén)	Petén	2a	0.50 g	0.20 g
202	San José Acatempa	Jutiapa	4	1.65 g	0.60 g
203	San José Chacayá	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
204	San José del Golfo	Guatemala	4	1.50 g	0.55 g
205	San José El Idolo	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
206	San José La Arada	Chiquimula	3b	1.10 g	0.43 g
207	San José Ojetenam	San Marcos	4	1.30 g	0.50 g
208	San José Pinula	Guatemala	4	1.50 g	0.55 g
209	San José Poaquil	Chimaltenango	4	1.50 g	0.55 g
210	San Juan Atitlán	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
211	San Juan Bautista	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g

Continuación Anexo 2. Listado de amenaza sísmica por municipios					
No.	Municipio	Departamento	I_o	S_s	S₁
212	San Juan Chamelco	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g
213	San Juan Comalapa	Chimaltenango	4	1.50 g	0.55 g
214	San Juan Cotzal	Quiché	3b	1.10 g	0.43 g
215	San Juan Ermita	Chiquimula	3b	1.10 g	0.43 g
216	San Juan Ixcoy	Huehuetenango	3b	1.10 g	0.43 g
217	San Juan La Laguna	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
218	San Juan Ostuncalco	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
219	San Juan Sacatepéquez	Guatemala	4	1.50 g	0.55 g
220	San Juan Tecuaco	Santa Rosa	4	1.65 g	0.60 g
221	San Lorenzo	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
222	San Lorenzo	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
223	San Lucas Sacatepéquez	Sacatepéquez	4	1.50 g	0.55 g
224	San Lucas Tolimán	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
225	San Luis	Petén	3a	0.90 g	0.35 g
226	San Luis Jilotepeque	Jalapa	3b	1.10 g	0.43 g
227	San Manuel Chaparrón	Jalapa	4	1.30 g	0.50 g
228	San Marcos	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
229	San Marcos La Laguna	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
230	San Martín Jilotepeque	Chimaltenango	4	1.50 g	0.55 g
231	San Martín Sacatepéquez	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
232	San Martín Zapotitlán	Retalhuleu	4	1.65 g	0.60 g
233	San Mateo Ixtatán	Huehuetenango	3b	1.10 g	0.43 g
234	San Mateo Ixtatán	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
235	San Miguel Acatán	Huehuetenango	3b	1.10 g	0.43 g
236	San Miguel Chicaj	Baja Verapaz	4	1.30 g	0.50 g

Continuación Anexo 2. Listado de amenaza sísmica por municipios					
No.	Municipio	Departamento	Io	S_s	S₁
237	San Miguel Dueñas	Sacatepéquez	4	1.65 g	0.60 g
238	San Miguel Ixtahuacán	San Marcos	4	1.30 g	0.50 g
239	San Miguel Panán	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
240	San Miguel Petapa	Guatemala	4	1.65 g	0.60 g
241	San Miguel Sigüilá	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
242	San Pablo	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
243	San Pablo Jocopilas	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
244	San Pablo La Laguna	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
245	San Pedro Ayampuc	Guatemala	4	1.50 g	0.55 g
246	San Pedro Carchá	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g
247	San Pedro Jocopilas	Quiché	4	1.30 g	0.50 g
248	San Pedro La Laguna	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
249	San Pedro Necta	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
250	San Pedro Pinula	Jalapa	4	1.30 g	0.50 g
251	San Pedro Sacatepéquez	Guatemala	4	1.50 g	0.55 g
252	San Pedro Sacatepéquez	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
253	San Pedro Soloma	Huehuetenango	3b	1.10 g	0.43 g
254	San Rafael La Independencia	Huehuetenango	3b	1.10 g	0.43 g
255	San Rafael Las Flores	Santa Rosa	4	1.50 g	0.55 g
256	San Rafael Petzal	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
257	San Rafael Pie de la Cuesta	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
258	San Raymundo	Guatemala	4	1.50 g	0.55 g
259	San Sebastián	Retalhuleu	4	1.65 g	0.60 g
260	San Sebastián Coatán	Huehuetenango	3b	1.10 g	0.43 g

Continuación Anexo 2. Listado de amenaza sísmica por municipios					
No.	Municipio	Departamento	I_o	S_s	S₁
261	San Sebastián Huehuetenango	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
262	San Vicente Pacaya	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g
263	Sanarate	El Progreso	4	1.30 g	0.50 g
264	Sansare	El Progreso	4	1.30 g	0.50 g
265	Santa Ana	Petén	2a	0.50 g	0.20 g
266	Santa Ana Huista	Huehuetenango	3b	1.10 g	0.43 g
267	Santa Apolonia	Chimaltenango	4	1.50 g	0.55 g
268	Santa Bárbara	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
269	Santa Bárbara	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
270	Santa Catalina La Tinta	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g
271	Santa Catarina Barahona	Sacatepéquez	4	1.65 g	0.60 g
272	Santa Catarina Ixtahuacán	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
273	Santa Catarina Mita	Jutiapa	4	1.30 g	0.50 g
274	Santa Catarina Palopó	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
275	Santa Catarina Pinula	Guatemala	4	1.50 g	0.55 g
276	Santa Clara La Laguna	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
277	Santa Cruz Balanyá	Chimaltenango	4	1.50 g	0.55 g
278	Santa Cruz Barillas	Huehuetenango	3b	1.10 g	0.43 g
279	Santa Cruz del Quiché	Quiché	4	1.50 g	0.55 g
280	Santa Cruz el Chol	Baja Verapaz	4	1.30 g	0.50 g
281	Santa Cruz La Laguna	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
282	Santa Cruz Muluá	Retalhuleu	4	1.65 g	0.60 g
283	Santa Cruz Naranjo	Santa Rosa	4	1.65 g	0.60 g
284	Santa Cruz Verapaz	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g

Continuación Anexo 2. Listado de amenaza sísmica por municipios					
No.	Municipio	Departamento	I_o	S_s	S₁
285	Santa Eulalia	Huehuetenango	3b	1.10 g	0.43 g
286	Santa Lucía Cotzumalguapa	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g
287	Santa Lucía La Reforma	Totonicapán	4	1.50 g	0.55 g
288	Santa Lucía Milpas Altas	Sacatepéquez	4	1.65 g	0.60 g
289	Santa Lucía Utatlán	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
290	Santa María Cahabón	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g
291	Santa María Chiquimula	Totonicapán	4	1.50 g	0.55 g
292	Santa María de Jesús	Sacatepéquez	4	1.65 g	0.60 g
293	Santa María Ixhuatán	Santa Rosa	4	1.65 g	0.60 g
294	Santa María Visitación	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
295	Santa Rosa de Lima	Santa Rosa	4	1.50 g	0.55 g
296	Santiago Atitlán	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
297	Santiago Chimaltenango	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
298	Santiago Sacatepéquez	Sacatepéquez	4	1.50 g	0.55 g
299	Santo Domingo Suchitepéquez	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
300	Santo Domingo Xenacoj	Sacatepéquez	4	1.50 g	0.55 g
301	Santo Tomás La Unión	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
302	Sayaxché	Petén	2b	0.70 g	0.27 g
303	Senahú	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g
304	Sibilia	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
305	Sibinal	San Marcos	4	1.30 g	0.50 g
306	Sipacapa	San Marcos	4	1.30 g	0.50 g
307	Siquinalá	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g

Continuación Anexo 2. Listado de amenaza sísmica por municipios					
No.	Municipio	Departamento	I_o	S_s	S₁
308	Sololá	Sololá	4	1.65 g	0.60 g
309	Sumpango	Sacatepéquez	4	1.50 g	0.55 g
310	Tacaná	San Marcos	4	1.30 g	0.50 g
311	Tactic	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g
312	Tajumulco	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
313	Tamahú	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g
314	Taxisco	Santa Rosa	4	1.65 g	0.60 g
315	Tecpán Guatemala	Chimaltenango	4	1.50 g	0.55 g
316	Tectitán	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
317	Teculután	Zacapa	4	1.30 g	0.50 g
318	Tejutla	San Marcos	4	1.30 g	0.50 g
319	Tiquisate	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g
320	Todos Santos Cuchumatanes	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
321	Totonicapán	Totonicapán	4	1.50 g	0.55 g
322	Tucurú	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g
323	Unión Cantinil	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
324	Uspantán	Quiché	3b	1.10 g	0.43 g
325	Usumatlán	Zacapa	4	1.30 g	0.50 g
326	Villa Canales	Guatemala	4	1.65 g	0.60 g
327	Villa Nueva	Guatemala	4	1.65 g	0.60 g
328	Yepocapa	Chimaltenango	4	1.65 g	0.60 g
329	Yupiltepeque	Jutiapa	4	1.50 g	0.55 g
330	Zacapa	Zacapa	4	1.30 g	0.50 g
331	Zacualpa	Quiché	4	1.50 g	0.55 g
332	Zapotitlán	Jutiapa	4	1.50 g	0.55 g
333	Zaragoza	Chimaltenango	4	1.50 g	0.55 g
334	Zunil	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g

Continuación Anexo 2. Listado de amenaza sísmica por municipios					
No.	Municipio	Departamento	I_o	S_s	S₁
335	Zunilito	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g