

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA
CIVIL



**“COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DE INDUSTRIAS
ALIMENTARIAS DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
CON DIFERENTES TIPOS DE ARRIOSTRES, 2017”**

**TESIS PARA OPTAR POR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:
INGENIERO CIVIL**

**PRESENTADA POR EL BACHILLER:
FREDY MANUEL CABANILLAS INFANTE**

**ASESOR:
DR. ING. MIGUEL ÁNGEL MOSQUEIRA MORENO**

**CAJAMARCA – PERÚ
2018**

AGRADECIMIENTO

En primer lugar agradezco a Dios por bendecirme para llegar hasta donde he llegado, porque me permitió hacer realidad mi meta, culminar mis estudios universitarios.

A la Universidad Nacional de Cajamarca por permitirme formar parte de ella, estudiar y ser un profesional.

A mis padres y hermanos quienes con su apoyo económico, moral, entusiasmo, amor y valores que inculcaron en mí, como profesional, pero sobretodo, como persona.

A mi Asesor de tesis, Dr. Ing. Miguel Ángel Mosqueira Moreno por su apoyo, dedicación y paciencia en el desarrollo del presente trabajo de investigación.

A todos los docentes que durante mi vida universitaria han aportado a mi formación como profesional y como ser humano, y en especial a mis profesores: Dr. Ing. Miguel Ángel Mosqueira Moreno, Ing. Héctor Albarino Pérez Loayza y al Ing. Tito Chilón Camacho, por sus consejos, su enseñanza, pero sobre todo por su sincera amistad.

TABLA DE CONTENIDO

LISTA DE FIGURAS	VIII
LISTA DE TABLAS.....	X
LISTA DE FOTOGRAFÍAS.....	XIV
RESUMEN.....	XV
ABSTRACT	XVI
1. CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN	1
1.1. Planteamiento del problema	1
1.2. Problema.....	1
1.3. Hipótesis	1
1.4. Objetivos.....	2
1.5. Alcances	2
1.5.1. Documentación	2
1.5.2. Ubicación del edificio en evaluació	3
1.5.3. Estructura del edificio en evaluación	3
1.5.4. Terreno de cimentación de la estructura	3
1.5.5. Edad promedio del concreto del edificio	4
1.5.6. Evaluación.....	4
1.5.7. Temperatura de Cajamarca	4
1.5.8. Pretensión final de la presente.....	4
1.6. Limitaciones	4
1.7. Justificación.....	5
2. CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO.....	6
2.1. ANTECEDENTES TEÓRICOS DE LA INVESTIGACIÓN.....	6
2.2. BASES TEÓRICAS	7
2.2.1. NORMATIVA DE DISEÑO SISMORRESISTENTE.....	7
2.2.2. TIPOS DE PÓRTICO	12
A) Pórticos no arriostrados.....	12
B) Pórticos arriostrados.....	14
2.2.3. DISEÑO EN ACERO ESTRUCTURAL.....	24
A) Normativa de acero estructural	24
B) Sistema de pórticos arriostrados.....	29
a) F1 Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	30
b) F2 Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	32

c)	F3 Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF).....	36
C)	Diseño de miembros de acero estructural sometidos a esfuerzos de tensión según el Capítulo D del ANSI/AISC 360-10.....	36
a)	Predimensionamiento.....	36
b)	Resistencia nominal de un miembro a tensión.....	37
c)	Diseño de miembros de acero estructural sometidos a fuerzas de compresión según el Capítulo E del ANSI/AISC 360-10.....	41
d)	Anclaje de acero estructural al concreto.....	49
2.2.4.	EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA DE ESTRUCTURAS EXISTENTES	49
2.2.5.	CRITERIOS DE MECÁNICA DE SUELOS	49
A)	Esfuerzo total normal actuante.....	49
B)	Resistencia al corte en su condición no drenada.....	50
2.3.	DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS.....	51
2.3.1.	Arriostramiento	51
2.3.2.	Rigidización	51
2.3.3.	Región de rótula o articulación plástica.....	51
2.3.4.	Modelo computacional.....	51
2.3.5.	Ductilidad.....	51
2.3.6.	Pandeo.....	52
2.3.7.	Espectro de respuesta	52
3.	CAPÍTULO III: MATERIALES Y MÉTODOS.....	54
3.1.	PROCEDIMIENTO	54
3.2.	TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS PARA DETERMINAR LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL CONCRETO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEL EDIFICIO EN ESTUDIO	55
3.2.1.	Técnica.....	55
A)	Tacto y observación directa	55
B)	Toma de notas y apuntes en campo.....	55
C)	Toma de fotografías	55
3.2.2.	Instrumentos.....	55
A)	Esclerómetro	55
B)	Piedra abrasiva	55
C)	Cuaderno de campo.....	55
D)	Escalera tipo tijera de 3.00 m de altura.....	56
E)	Escoba de mano.....	56

F) Wincha.....	56
3.3. CONSIDERACIONES.....	56
3.3.1. Características del edificio.....	56
A) Cimentación.....	58
B) Primer nivel.....	58
C) Segundo nivel.....	59
D) Tercer nivel.....	59
3.3.2. Modelamiento computacional.....	63
A) Procedimiento de modelamiento computacional en Etabs Versión 16.2.1	63
B) Consideraciones de modelamiento computacional.....	65
3.3.3. Cargas de análisis.....	65
A) Cargas muertas.....	65
B) Cargas vivas.....	68
C) Cargas de viento.....	70
3.3.4. Parámetros y/o factores de análisis del edificio.....	74
A) Factor de zona (Numeral 2.1 – E.030).....	74
B) Perfil de suelo (Numeral 2.3 – E.030).....	74
C) Parámetros de sitio.....	74
D) Factor de amplificación sísmica (C).....	75
E) Factor de uso o importancia de la estructura (U).....	75
F) Sistema estructural de la estructura.....	75
G) Categoría de la edificación.....	75
H) Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas (R_0).....	75
I) Factor de irregularidad en altura (I_a).....	75
J) Factor de irregularidad en planta (I_p).....	75
K) Coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas (R).....	76
L) Peso de la estructura (P).....	76
M) Fuerzas sísmicas verticales.....	76
N) Desplazamientos laterales.....	76
O) Desplazamientos laterales relativos admisibles.....	76
P) Resistencia requerida.....	76
3.4. TRATAMIENTO Y ANÁLISIS DE DATOS Y PRESENTACIÓN DE RESULTADO.....	77
3.4.1. Resultados del modelamiento del edificio sin incorporación de arriostres:.....	78

A)	Modelo estructural del edificio	78
B)	Análisis sísmico estático	78
C)	Análisis dinámico modal espectral.....	78
3.4.2.	Resultados del modelamiento del edificio con arriostres en X	82
A)	Modelo estructural del edificio	82
B)	Análisis sísmico estático	83
C)	Análisis dinámico modal espectral.....	83
3.4.3.	Resultados del modelamiento del edificio con arriostres en V	87
A)	Modelo estructural del edificio	87
B)	Análisis sísmico estático	88
C)	Análisis dinámico modal espectral.....	88
3.4.4.	Resultados del modelamiento del edificio con arriostres en V invertida 92	
A)	Modelo estructural del edificio	92
B)	Análisis sísmico estático	93
C)	Análisis dinámico modal espectral.....	93
3.4.5.	Resultados del modelamiento del edificio con arriostres en K	98
A)	Modelo estructural del edificio	98
B)	Análisis sísmico estático	98
C)	Análisis dinámico modal espectral.....	98
3.4.6.	Resultados de análisis estático y dinámico de todos los modelos computacionales	103
3.4.7.	Análisis dinámico modal espectral de todos los modelos computacionales	104
A)	Periodo fundamental de vibración	104
B)	Distorsión de entrepisos	104
C)	Cortante basal y momentos de volteo	106
D)	Verificación de elementos estructurales.....	108
4.	CAPÍTULO IV: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS	111
4.1.	Análisis sísmico estático.....	111
4.2.	Análisis dinámico modal espectral.....	111
4.2.1.	Participación de masa modal.....	111
4.2.2.	Periodo fundamental de vibración	111
4.2.3.	Distorsión de entrepiso.....	111
A)	Distorsión de entrepiso en la dirección X	111
B)	Distorsión de entrepiso en la dirección Y	111

4.2.4.	Cortante basal.....	112
4.2.5.	Momento de volteo	112
4.2.6.	Verificación de elementos estructurales.....	112
A)	Fallas por flexo-compresión en columna.....	112
B)	Fallas por corte en columnas.....	112
C)	Fallas por flexión en vigas	112
D)	Fallas por corte en vigas.....	112
4.3.	Elección de sistema de arriostramiento	113
5.	CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	114
5.1.	CONCLUSIONES.....	114
5.2.	RECOMENDACIONES	115
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	116
	APÉNDICES.....	119
1.	APÉNDICE 1: Espectro de respuesta para análisis de edificio con los diferentes tipos de arriostres.....	119
2.	APÉNDICE 2: Resultados de ensayos de esclerometría.	119
3.	APÉNDICE 3: Panel fotográfico de ensayos de esclerometría.	125
4.	APÉNDICE 4: Diseño arriostres de acero estructural.	128
5.	APÉNDICE 5: Diseño de conexiones de arriostres de acero estructural a los pórticos de concreto armado.	142
6.	APÉNDICE 6: Diseño de anclaje de elementos de acero estructural a los de concreto armado:	168
7.	APÉNDICE 7: Planos.....	194

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Detalle del nudo de un pórtico arriostrado con una conexión concéntrica. (Crisafulli 2014: 43)	16
Figura 2: Configuraciones típicas para pórticos arriostrados concéntricamente, (a) En X, (b) En K, (c) En Diagonal, (d) En V invertida y (e) En V. (Crisafulli 2014: 43).....	16
Figura 3: Vista de un pórtico arriostrado de acero utilizado para la rehabilitación de una estructura existente de concreto armado. (Crisafulli 2014: 45).....	17
Figura 4: Ejemplo de rehabilitación mediante la inclusión de arriostres de acero a una estructura de concreto armado. (Crisafulli 2014: 45)	17
Figura 5: Configuraciones de riostra: (a) En X, (b) En diagonales, (c) En V y (d) En V invertida o Chevron. (Crisafulli 2014: 90)	18
Figura 6: Configuraciones inadecuadas que resultan en una respuesta estructural asimétrica. (Crisafulli 2014: 90).....	18
Figura 7: Fuerza vertical en el nudo resultante de la diferencia de resistencia a tracción y compresión de los elementos de arriostre (aplica para V y V invertida). (Crisafulli 2014: 91).....	20
Figura 8: Mecanismo de formación de rótula plástica en un pórtico con arriostamiento en V invertida (a) antes y (b) después del pandeo global del elemento de arriostre comprimido. (Crisafulli 2014: 91)	20
Figura 9: Mecanismo de deformación de un pórtico con arriostamiento en K (a) antes y (b) después del pandeo global de la riostra comprimida. (Crisafulli 2014: 93).....	21
Figura 10: (a) Enlace interior. (b) y (c) Enlace exterior. (Crisafulli 2014: 46).....	22
Figura 11: Configuraciones típicas para pórticos arriostrados excéntricamente. (Crisafulli 2014: 102)	23
Figura 12: Otras configuraciones para pórticos arriostrados excéntricamente. (Crisafulli 2014 : 102)	23
Figura 13: Configuración de pórtico arriostrado excéntricamente con enlaces potencialmente inactivos. (Crisafulli 2014: 103)	24
Figura 14: Conexión de extremo de riostra con franja de fluencia para permitir la rotación del extremo. (ANSI/AISC-341-10: 231).....	34
Figura 15: Zona protegida en un arriostamiento en V. (ANSI/AISC-341-10: 226)	35
Figura 16: Zona protegida en un arriostamiento en X. (ANSI/AISC-341-10: 226)	36
Figura 17: Paso g y gramil s para determinar el ancho de un miembro. (Mc Cormac y Csernak 2012: 69).....	38
Figura 18: Longitudes efectivas de miembros en compresión. (Mc Cormac y Csernak 2012: 141).....	43
Figura 19: Valores aproximados del factor de longitud efectiva. (ANSI/AISC 360-10: p. 511).....	43
Figura 20: Análisis de miembros en compresión empleando la Tabla 4-1 del Manual de AISC. (Adaptado de Steel Construction Manual del AISC 14 ed. 2011).....	45
Figura 21: Análisis de miembros en compresión empleando la Tabla 4-22 del Manual de AISC. (Adaptado de Steel Construction Manual del AISC 14 ed. 2011).....	46

Figura 22: Zonas donde es posible incluir arriostres (de cualquier tipo) - Primer nivel. (Elaboración propia).....	60
Figura 23: Zonas donde es posible incluir arriostres (de cualquier tipo) - Segundo nivel. (Elaboración propia).....	61
Figura 24: Zonas donde es posible incluir arriostres (de cualquier tipo) - Tercer nivel. (Elaboración propia).....	61
Figura 25: Zonas donde se adicionan arriostres - Primer nivel. (Elaboración propia).....	62
Figura 26: Zonas donde se adicionan arriostres - Segundo nivel. (Elaboración propia).....	62
Figura 27: Zonas donde se adicionan arriostres - Tercer nivel. (Elaboración propia).....	62
Figura 28: Mapa eólico del Perú. (NTP E.020)	72
Figura 29: Modelo estructural del edificio sin arriostres. (Etabs).....	78
Figura 30: Distorsiones de edificio sin arriostres. (Etabs)	80
Figura 31: Cortantes dinámico de piso del edificio sin arriostres. (Etabs)	81
Figura 32: Momento de volteo del edificio sin arriostres. (Etabs).....	81
Figura 33: Modelo estructural del edificio con arriostres en X. (Etabs).....	82
Figura 34: Distorsiones de edificio con arriostres en X. (Etabs)	85
Figura 35: Cortantes de piso del edificio con arriostres en X. (Etabs)	86
Figura 36: Momento de volteo del edificio con arriostres en X. (Etabs).....	86
Figura 37: Modelo estructural del edificio con arriostres en V. (Etabs).....	88
Figura 38: Distorsiones de edificio con arriostres en V. (Etabs)	90
Figura 39: Cortantes de piso del edificio con arriostres en V. (Etabs)	91
Figura 40: Momento de volteo del edificio con arriostres en V. (Etabs).....	91
Figura 41: Modelo estructural del edificio con arriostres en V invertida. (Etabs)....	92
Figura 42: Distorsiones de edificio con arriostres en V invertida. (Etabs)	95
Figura 43: Cortantes de piso del edificio con arriostres en V invertida. (Etabs)	96
Figura 44: Momento de volteo del edificio con arriostres en V invertida. (Etabs)...	96
Figura 45: Modelo estructural del edificio con arriostres en K. (Etabs).....	98
Figura 46: Distorsiones de edificio con arriostres en K. (Etabs)	100
Figura 47: Cortantes de piso del edificio con arriostres en K. (Etabs)	101
Figura 48: Momento de volteo del edificio con arriostres en K. (Etabs).....	102
Figura 49: Distorsión de entrepiso por tipo de arriostres - Dirección X.....	105
Figura 50: Distorsión de entrepiso por tipo de arriostres - Dirección Y.....	106
Figura 51: Fuerza cortante basal dinámica del edificio con diferentes tipos de arriostres.	107

LISTA DE TABLAS

Tabla 1: Clasificación de los perfiles de suelo. (NTP E.030 - 2016).....	7
Tabla 2: Factor de Suelo (S). (NTP E.030 - 2016).....	8
Tabla 3: Tabla N° 4 - Periodos T_p y T_L . (NTP E.030 - 2016).....	8
Tabla 4: Sistemas Estructurales. (NTP E.030 - 2016)	10
Tabla 5: Límites para la distorsión del entrepiso. (NTP E.030 - 2016)	12
Tabla 6: Especificaciones aplicables de la ASTM a diversos perfiles estructurales. (Mc Cormac y Csernak 2015: 23)	25
Tabla 7: Especificaciones de la ASTM aplicables a placas y barras. (Steel Construction Manual del AISC 14 ed. 2011)	26
Tabla 8: Especificaciones aplicables de la ASTM a varios tipos de uniones estructurales. (Steel Construction Manual del AISC 14 ed. 2011).....	27
Tabla 9: Resistencia disponible de juntas soldadas Ksi (MPa). Continúa en la siguiente ilustración. (Steel Construction Manual del AISC 14 ed. 2011)	28
Tabla 10: Resistencia disponible de juntas soldadas Ksi (MPa). Continúa la ilustración. anterior. (Steel Construction Manual del AISC 14 ed. 2011)	29
Tabla 11: Valores de R_y y R_t para acero y sus materiales de refuerzo. (ANSI/AISC- 341-10: 4)	31
Tabla 12: Propiedades de clasificación del metal de relleno para soldaduras del sistema resistente a fuerzas sísmicas. (ANSI/AISC-341-10: 5)	33
Tabla 13: Factores de retraso de cortante para conexiones de miembros a tensión. (ANSI/AISC 360-10: 28)	40
Tabla 14: Relación ancho - espesor: Elementos a compresión en miembros sujetos a compresión axial. (ANSI/AISC 360-10: p. 16).....	47
Tabla 15: Tabla de selección para la aplicación de las Secciones del Capítulo E del ANSI/AISC-360-10. (ANSI/AISC 360-10: p. 16)	48
Tabla 16: Cuaderno de campo. (Elaboración propia)	56
Tabla 17: Peso de elementos estructurales. (Elaboración propia).....	67
Tabla 18: Carga muerta por ladrillo hueco de arcilla Tipo REX 30x30x20 (Kg/m ²). (Elaboración propia).....	67
Tabla 19: Carga muerta por muro Drywall (Kg/m). (Elaboración propia)	67
Tabla 20: Carga muerta por acabados de piso y cielo raso (Kg/m ²). (Elaboración propia).....	67
Tabla 21: Carga muerta por albañilería confinada (Kg/m). (Elaboración propia).....	68
Tabla 22: Carga viva de piso (Kg/m ²). (Elaboración propia)	69
Tabla 23: Carga viva de techo Kg/m ²). (Elaboración propia).....	69
Tabla 24: Factores de forma (C)*. (NTP E.020).....	71
Tabla 25: Carga de viento en Cobertura – Viento en X. (Elaboración propia).....	72
Tabla 26: Carga de viento en Cobertura – Viento en Y. (Elaboración propia).....	72
Tabla 27: Carga de viento en Paredes - Viento en X. (Elaboración propia).....	73
Tabla 28: Carga de viento en Paredes - Viento en Y. (Elaboración propia).....	73
Tabla 29: Factores de forma para determinar cargas adicionales en elementos de cierre (C). (NTP E.020)	73
Tabla 30: Cortante estático de piso del edificio sin arriostres. (Etabs).....	78

Tabla 31: Modos de vibración del edificio sin arriostres. (Etabs)	78
Tabla 32: Periodos de vibración del edificio sin arriostres. (Etabs)	79
Tabla 33: Distorsiones de edificio sin arriostres – Dirección X. (Etabs).....	79
Tabla 34: Distorsiones de edificio sin arriostres – Dirección Y. (Etabs).....	79
Tabla 35: Cortante dinámico y momento de volteo del edificio sin arriostres. (Etabs)	80
Tabla 36: Momento resistente al volteo del edificio sin arriostres. (Etabs).....	81
Tabla 37: Verificación de elementos estructurales. Edificio sin arriostres. Columnas y vigas. (Etabs)	82
Tabla 38: Cortante estático de piso del edificio con arriostres en X. (Etabs)	83
Tabla 39: Modos de vibración del edificio con arriostres en X. (Etabs).....	83
Tabla 40: Periodos de vibración del edificio con arriostres en X. (Etabs).....	84
Tabla 41: Distorsiones de edificio con arriostres en X – Dirección X. (Etabs).....	84
Tabla 42: Distorsiones de edificio con arriostres en X – Dirección Y. (Etabs).....	84
Tabla 43: Cortantes dinámicos y momentos de volteo del edificio con arriostres en X. (Etabs).....	85
Tabla 44: Momento resistente al volteo del edificio con arriostres en X. (Etabs)	87
Tabla 45: Verificación de elementos estructurales. Edificio con arriostres en X. Columnas y vigas. (Etabs)	87
Tabla 46: Cortante estático de piso del edificio con arriostres en V. (Etabs)	88
Tabla 47: Modos de vibración del edificio con arriostres en V. (Etabs).....	88
Tabla 48: Periodos de vibración del edificio con arriostres en V. (Etabs).....	89
Tabla 49: Distorsiones de edificio con arriostres en V – Dirección X. (Etabs).....	89
Tabla 50: Distorsiones de edificio con arriostres en V – Dirección Y. (Etabs).....	89
Tabla 51: Cortantes dinámicos y momentos de volteo del edificio con arriostres en V. (Etabs).....	90
Tabla 52: Momento resistente al volteo del edificio con arriostres en V. (Etabs)	91
Tabla 53: Verificación de elementos estructurales. Edificio con arriostres en V. Columnas y vigas. (Etabs)	92
Tabla 54: Cortante estático de piso del edificio con arriostres en V invertida. (Etabs)	93
Tabla 55: Modos de vibración del edificio con arriostres en V invertida. (Etabs)	93
Tabla 56: Periodos de vibración del edificio con arriostres en V invertida. (Etabs) .	94
Tabla 57: Distorsiones de edificio con arriostres en V invertida – Dirección X. (Etabs).....	94
Tabla 58: Distorsiones de edificio con arriostres en V invertida – Dirección Y. (Etabs).....	94
Tabla 59: Cortantes dinámicos y momentos de volteo del edificio con arriostres en V invertida. (Etabs)	95
Tabla 60: Momento resistente al volteo del edificio con arriostres en V invertida. (Etabs).....	97
Tabla 61: Verificación de elementos estructurales. Edificio con arriostres en V invertida. Columnas y vigas. (Etabs).....	97
Tabla 62: Cortante estático de piso del edificio con arriostres en K. (Etabs)	98
Tabla 63: Modos de vibración del edificio con arriostres en K. (Etabs).....	99
Tabla 64: Periodos de vibración del edificio con arriostres en K. (Etabs).....	99
Tabla 65: Distorsiones de edificio con arriostres en K – Dirección X. (Etabs).....	99

Tabla 66: Distorsiones de edificio con arriostres en K – Dirección Y. (Etabs).....	100
Tabla 67: Cortantes dinámicos y momentos de volteo del edificio con arriostres en K. (Etabs).....	101
Tabla 68: Momento resistente al volteo del edificio con arriostres en K. (Etabs) ...	102
Tabla 69: Verificación de elementos estructurales. Edificio con arriostres en K. Columnas y vigas. (Etabs).....	103
Tabla 70: Fuerza cortante mínima de edificio con diferentes tipos de arriostres. (Elaboración propia).....	103
Tabla 71: Periodo fundamental de vibración por tipo de arriostres.	104
Tabla 72: Distorsión de entrepiso por tipo de arriostres - Dirección X.	104
Tabla 73: Porcentaje de la distorsión máxima permisible por E.030, por tipo de arriostres - Dirección X.	104
Tabla 74: Distorsión de entrepiso por tipo de arriostres - Dirección Y. (Elaboración propia).....	105
Tabla 75: Porcentaje de la distorsión máxima permisible por E.030, por tipo de arriostres - Dirección Y.	106
Tabla 76: Fuerza cortante basal dinámica del edificio con diferentes tipos de arriostres. (Elaboración propia).....	107
Tabla 77: Factor de seguridad al volteo en ambas direcciones de análisis para el edificio con diferentes tipos de arriostres. (Elaboración propia).....	108
Tabla 78: Relación capacidad/demanda promedio de columnas de edificio con diferentes tipos de arriostres – fallas por flexo-compresión.....	108
Tabla 79: Porcentaje promedio de fallas por flexo-compresión en columnas de edificio con diferentes tipos de arriostres.....	109
Tabla 80: Número de columnas del edificio con diferentes tipos de arriostres que presentan fallas por fuerza cortante.....	109
Tabla 81: Fallas por flexión en vigas de edificio con diferentes tipos de arriostres.	110
Tabla 82: Fallas por corte de vigas de edificio con diferentes tipos de arriostres. ..	110
Tabla 83: Parámetros para determinar el espectro de aceleraciones para el edificio con diferentes tipos de arriostres. (Elaboración propia).....	119
Tabla 84: Lecturas de ensayos de Esclerometría en el edificio, ángulo de impacto $\alpha=0^\circ$. (Elaboración propia)	120
Tabla 85: Continuación de la tabla 84. (Elaboración propia)	121
Tabla 86: Continuación de la tabla 85. (Elaboración propia)	122
Tabla 87: Resistencia a la compresión del concreto para análisis del edificio en estudio. (Elaboración propia)	123
Tabla 88: Correlación del número de impacto, ángulo de impacto y resistencia a la compresión de concreto.....	124
Tabla 89: Diseño de arriostres metálicos del Eje 2-2: Primer, Segundo y Tercer nivel.	128
Tabla 90: Diseño de arriostres metálicos del Eje A-A: Primer y Segundo nivel, y del Eje B-B: Primer nivel.	131
Tabla 91: Diseño de arriostres metálicos del Eje C-C: Primer y Segundo nivel, del Eje D-D: Primer y Segundo nivel, del Eje E-E: Primer nivel y del Eje F-F: Primer nivel.	135
Tabla 92: Diseño de arriostres metálicos del Eje D-D: Segundo nivel y Eje F-F: Segundo nivel.	138

Tabla 93: Diseño de conexiones: Detalles del 1 al 8.	142
Tabla 94: Diseño de conexiones: Detalles del 9 al 14.	155
Tabla 95: Diseño de anclajes de los elementos de acero estructural a los de concreto armado. Detalles 1, 2, 3, 4 y 5.	168
Tabla 96: Diseño de anclajes de los elementos de acero estructural a los de concreto armado. Detalles 6, 7, 8, 9 y 10.	180

LISTA DE FOTOGRAFÍAS

Fotografía 1: Retirando el tarrajeo de los elementos estructurales, para realizar ensayos de esclerometría.	125
Fotografía 2: Asesor y asesorado de tesis, en la columna A-3 del Primer nivel del edificio en estudio.....	125
Fotografía 3: Equipo de ensayo: Esclerómetro.	126
Fotografía 4: Realizando ensayo de esclerometría de Viga A-12 del primer nivel del edificio en estudio.....	126
Fotografía 5: Realizando ensayo de esclerometría en Columna A-1 del primer nivel del edificio en estudio.....	126
Fotografía 6: Realizando ensayo de esclerometría en Columna A-2 del segundo nivel del edificio en estudio.....	127

RESUMEN

Esta investigación se desarrolló con la finalidad de comparar el comportamiento estructural del edificio de Industrias Alimentarias de la UNC, cuyo sistema estructural es de pórticos de concreto armado (la albañilería confinada está aislada de dicho sistema), con el comportamiento que tendría al incorporársele arriostres, en X, en V, en V invertida o en K, construidos de acero estructural. Del edificio en estudio se determinó una resistencia a la compresión de 240 Kg/cm^2 por prueba de esclerometría. El modelamiento computacional de los diferentes sistemas así propuestos se desarrolló con ayuda del software Etabs, del que se obtuvieron resultados tales como: porcentaje de participación de masas modales, periodos de vibración, distorsión de entrepisos, cortante basal estático y dinámico, fallas de elementos estructurales; con la comparación y/o análisis de estos resultados se determinó que todas las columnas del primer y segundo nivel del edificio sin la inclusión de arriostres están sometidos a cargas excesivas de flexo-compresión y no cumplen con las distorsiones permisibles según normativa NTP E.030 (2016), así mismo se concluyó que la inclusión de arriostres en V es la que aporta el mejor comportamiento estructural al edificio en evaluación, reduciendo considerablemente las deficiencias que presenta el modelo sin la inclusión de arriostres. Los planos de detallado y los cálculos de verificación de cada uno de estos elementos y sus componentes se adjuntan en los anexos del presente trabajo de investigación.

Palabras Claves:

Pórticos, arriostres, rigidización, reforzamiento.

ABSTRACT

This research was developed with the purpose of comparing the structural behavior of the Food Industries building of the UNC, whose structural system is reinforced concrete porticoes (the confined masonry is isolated from this system), with the behavior that it would have when incorporating arriostres, in X, in V, in inverted V or in K, constructed of structural steel. A compressive strength of 240 Kg / cm² was determined from the building under study by sclerometry test. The computational modeling of the different systems thus proposed was developed with the help of the Etabs software, from which results were obtained such as: percentage of participation of modal mass, periods of vibration, distortion of floors, static and dynamic basal shear, faults of structural elements ; with the comparison and / or analysis of these results it was determined that all the columns of the first and second level of the building without the inclusion of braces are subjected to excessive flexo-compression loads and do not comply with the permissible distortions according to NTP E.030 (2016), likewise it was concluded that the inclusion of arriostres in V is the one that contributes the best structural behavior to the building in evaluation, reducing considerably the deficiencies that the model presents without the inclusion of arriostres. The detailed plans and the verification calculations of each of these elements and their components are attached in the annexes of this research work.

Key Words:

Frames, braces, stiffening, reinforcement.

1. CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

1.1. Planteamiento del problema

El Cinturón de Fuego del Pacífico concentra algunas de las zonas de subducción más importantes del mundo, ocasionando así una intensa actividad sísmica y volcánica. (El Periódico Mediterráneo 2016); el Perú, al formar parte de este, es propenso a una gran probabilidad de ocurrencia sísmica, pues en este país se protagoniza la subducción de la placa de Nazca bajo la Sudamericana. (Bernal y Tavera 2002: 19).

Cajamarca, provincia del departamento Cajamarca, Perú en las últimas décadas no ha sido víctima de sismos de gran intensidad, pero por su formación geológica y naturaleza de sus suelos, existe una gran probabilidad de ocurrencia de sismos severos, por lo que Cajamarca es considerada zona de silencio sísmico. (Mosqueira 2012 : 19)

Con el paso del tiempo la dinámica estructural de la tierra va evolucionando, y con ello la normativa de diseño sismorresistente, por lo que es necesario determinar cómo se comporta hoy en día el edificio de Industrias Alimentarias de la Universidad Nacional de Cajamarca ante la presencia de un sismo con las características que sugiere la NTP E.030 (2016), para garantizar la seguridad y tranquilidad de sus ocupantes, con lo cual se determinará la necesidad de una intervención para rigidizar el sistema estructural con la inclusión de arriostres de acero estructural, determinando así qué tipo de arriostre es el que le ofrece mejor comportamiento estructural ante la presencia de un evento sísmico.

1.2. Problema

¿Qué tipo de arriostre aporta el mejor comportamiento sísmico - estructural del edificio de Industrias Alimentarias de la Universidad Nacional de Cajamarca, al año 2017?

1.3. Hipótesis

Los arriostres concéntricos aportarán el mejor comportamiento sísmico – estructural a la edificación.

1.4. Objetivos

➤ Objetivo general

- a) Determinar el comportamiento estructural del edificio de Industrias Alimentarias de la Universidad Nacional de Cajamarca con diferentes tipos de arriostres.

➤ Objetivos específicos

- a) Determinar el comportamiento estructural del edificio de Industrias Alimentarias de la Universidad Nacional de Cajamarca sin arriostres.
- b) Determinar el comportamiento estructural del edificio de Industrias Alimentarias de la Universidad Nacional de Cajamarca con arriostres en “X”.
- c) Determinar el comportamiento estructural del edificio de Industrias Alimentarias de la Universidad Nacional de Cajamarca con arriostres en “V” y “V” invertida.
- d) Determinar el comportamiento estructural del edificio de Industrias Alimentarias de la Universidad Nacional de Cajamarca con arriostres en “K”.
- e) Realizar la comparación de los beneficios y deficiencias que ofrece la no incorporación y la incorporación de arriostres.
- f) Realizar los planos de la estructura del edificio en estudio con el tipo de arriostre que mejor comportamiento aporte.

1.5. Alcances

A continuación se detalla los alcances que tiene la presente investigación:

1.5.1. Documentación

Para el desarrollo de la presente se contó con planos dibujados en formato DWG, facilitados por la Oficina General de Servicios Generales y Gestión Ambiental, del proyecto “Edificio 2h - industrias alimentarias” en setiembre de 2016, correspondientes a las disciplinas: Arquitectura, Estructuras, Instalaciones Sanitarias e Instalaciones Eléctricas y Voz-Data.

Así mismo se contó con el estudio de mecánica de suelos, el mismo que está firmado por el Departamento Académico de Ciencias de la Ingeniería y el Laboratorio de Mecánica de Suelos, ambos de la Universidad Nacional de Cajamarca.

1.5.2. Ubicación del edificio en evaluación

Los siguientes datos se obtuvieron de la verificación In Situ del edificio en evaluación:

Distrito : Cajamarca.

Provincia : Cajamarca.

Departamento : Cajamarca.

País : Perú.

1.5.3. Estructura del edificio en evaluación

Los siguientes alcances se determinaron de los planos estructurales y arquitectónicos con que se cuenta del edificio en cuestión:

Número de niveles : 3

Sistema estructural : Pórticos (en ambas direcciones X, Y)

Material predominante : Concreto armado

1.5.4. Terreno de cimentación de la estructura

A continuación se detallan las características del terreno de cimentación del edificio, obtenidos del Estudio de Mecánica de Suelos, el mismo que no cuenta con fecha de elaboración, el cual se debió elaborar antes de agosto del 2004, que es la fecha que tienen los planos, como presentación y culminación de los mismos:

Suelo : Arcilla inorgánica (SUCS)

Zona sísmica : Zona 3 (Z=0.35 – E.030-2016)

Aguas freáticas : No se encontraron

Ángulo de fricción promedio : 16°

Cohesión : 0.15 Kg/cm²

1.5.5. Edad promedio del concreto del edificio

Según se colige de la documentación, obtenida de la Oficina General de Infraestructura -Oficina de Proyectos, la ejecución del edificio se dividió en tres etapas:

Primera etapa: del 10/08/05 al 25/02/06 (5 meses).

Segunda etapa: 90 días calendarios (no se cuenta con mayor información).

Tercera etapa: no indica cuando empieza ni el tiempo de ejecución, sin embargo se sabe que la entrega de terreno se realizó el 20/03/07. De lo expuesto y contrastado con la documentación disponible, muy conservadoramente se puede asumir que la ejecución de la tercera etapa es de tres meses.

Según lo expuesto con antelación: el término de la tercera etapa fue el 18/06/07. Llegando a la conclusión que la edad promedio del concreto del edificio sería de 11.47 años, hasta el 31/12/17.

1.5.6. Evaluación

La investigación se realizó con ayuda de un computador y el software Etabs, así como un minucioso estudio de toda la documentación con que se cuenta.

1.5.7. Temperatura de Cajamarca

La temperatura máxima y mínima respectivamente en la ciudad de Cajamarca es de 22.2 °C (71.96°F) y 4.9°C (40.82 °F). (SENAMHI: 2018)

1.5.8. Pretensión final de la presente

La presente investigación tiene como finalidad la elaboración de los planos, con la disposición de los arriostres elegidos y el detallado de las conexiones que cada uno de ellos requiera.

1.6. Limitaciones

- Los diferentes modelos estructurales (con y sin la inclusión de arriostres) se realizaron sin considerar la interacción suelo – estructura.

1.7. Justificación

➤ Justificación teórica

La presente investigación se justifica, porque contribuirá a contar con suficiente conocimiento respecto a con qué tipo de arriostre se obtiene el mejor comportamiento estructural.

➤ Justificación práctica

Desde el punto de vista práctico el presente trabajo se justifica porque a futuro se tendrá una clara idea del tipo de arriostres que se debe elegir para rigidizar una estructura con características similares a las del edificio que es objeto de estudio del presente trabajo de investigación.

2. CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1. ANTECEDENTES TEÓRICOS DE LA INVESTIGACIÓN

La revista “Sistemas de control de respuesta sísmica en edificaciones” indica que Oviedo y Kitamura (2005) determinaron la influencia positiva del uso de los arriostres metálicos como disipadores de energía en un modelo analítico correspondiente a una edificación de pórticos de concreto armado, diseñada y construida en Colombia. El diseño de ambos modelos, con y sin arriostres se diferencia únicamente en la inclusión de estos elementos. Para determinar las bondades que ofrecen ambos modelos graficaron la energía total de los dos sistemas, pudiendo apreciar que los arriostres contribuyen a que la energía cinética se disipe mucho más rápido que en el modelo sin arriostres. (Oviedo y Duque 2006)

La Revista Ingeniería UC “Respuesta sísmica de pórticos de acero con diagonales concéntricas tipo v invertida diseñados conforme a las normas venezolanas” consideraron su estudio en cuatro edificios de 3, 6, 9 y 12 niveles y pórticos de acero estructural, para uso residencial, los que no contienen ninguna abertura en su parte interior para escaleras o ascensores. De su estudio concluyeron que los pórticos arriostrados tienen mayor rigidez y resistencia cortante en su base, que aquellos no arriostrados. Así mismo indican que las derivas que experimentan los pórticos arriostrados son menores que las de los pórticos no arriostrados. (Vielma y Mendoza 2011)

El texto “El acero en la rehabilitación” se referencia que en Capodimonte, Nápoles, Campania, Italia, pueblo de pescadores “en el pasado”, debido al terremoto de 1936, 1972 y a los bombardeos de la Segunda Guerra Mundial, los edificios presentaban un deterioro bastante avanzado. Para la rehabilitación de estos se optó por construir un nuevo sistema estructural, el cual transmita las cargas del edificio a la cimentación. La nueva estructura consistió de perfiles de acero estructural dispuestos vertical y horizontalmente, en la parte exterior e interior de los edificios, de tal forma que las paredes de estos no reciban más carga que su propio peso, funcionando así únicamente como muros divisorios. (ArcelorMittal sf)

2.2. BASES TEÓRICAS

2.2.1. NORMATIVA DE DISEÑO SISMORRESISTENTE

La normativa a emplear para el diseño sismorresistente será la Norma Sismorresistente E.030 del Reglamento de Edificaciones, publicada el 24 de enero de 2016.

➤ Factor de zona (Z)

Es un porcentaje de la aceleración de la gravedad y toma valores de $Z = \{0.10; 0.25; 0.35; 0.45\}$, para la zona 1, 2, 3 y 4 respectivamente.

➤ Perfil de suelo (S_0, S_1, S_2, S_3 o S_4)

Es el tipo de estrato, según el estudio que se realice de acuerdo a la norma en cuestión y es función directa de la velocidad promedio de propagación de las ondas de corte, el valor promedio de los valores obtenidos de un ensayo de penetración estándar o el promedio ponderado de la resistencia al corte en condición no drenada, según el tipo de suelo en estudio.

Tabla 1: Clasificación de los perfiles de suelo. (NTP E.030 - 2016)

Tabla N° 2 CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DE SUELO			
Perfil	\bar{V}_s	\bar{N}_{60}	\bar{S}_u
S_0	> 1500 m/s	-	-
S_1	500 m/s a 1500 m/s	> 50	>100 kPa
S_2	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa
S_3	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa
S_4	Clasificación basada en el EMS		

➤ Parámetros de sitio

S: Factor de amplificación de suelo que le corresponde ha determinado perfil de suelo según la zona sísmica en la que se ubica, y se determina según la Tabla N° 03 de la citada norma.

Tabla 2: Factor de Suelo (S). (NTP E.030 - 2016)

Tabla N° 3 FACTOR DE SUELO "S"				
SUELO ZONA	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0,80	1,00	1,05	1,10
Z ₃	0,80	1,00	1,15	1,20
Z ₂	0,80	1,00	1,20	1,40
Z ₁	0,80	1,00	1,60	2,00

T_P: Periodo que define la plataforma del factor C

T_L: Factor que define el inicio de la zona del factor C con desplazamiento constante.

Los factores T_P y T_L se determinan en función del perfil del suelo al remitirse a la Tabla N° 4 de la norma en cuestión.

Tabla 3: Tabla N° 4 - Periodos T_P y T_L. (NTP E.030 - 2016)

Tabla N° 4 PERÍODOS "T _P " Y "T _L "				
	Perfil de suelo			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T _P (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T _L (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

➤ Factor de amplificación sísmica (C)

Es un factor de amplificación de la aceleración estructural respecto de la aceleración en el suelo y está definido por las ecuaciones que en seguida se indican. Cabe resaltar que es un factor variable en función del periodo fundamental de vibración de la estructura.

$$\begin{aligned}
T < T_p & C = 2.5 \\
T_p < T < T_L & C = 2.5 * \left(\frac{T_p}{T} \right) \\
T > T_L & C = 2.5 * \left(\frac{T_p * T_L}{T^2} \right)
\end{aligned} \tag{1}$$

- Factor de uso o importancia de la estructura (U)

Es un factor que se usa para identificar aquellas estructuras que debieran mantenerse en pie luego de un sismo severo, de ahí el término de factor de importancia. Esta clasificación se realiza en base a la Tabla N° 5 de la norma a la que en esta sección se hace constante referencia.

- Sistema estructural de la estructura

Los diferentes sistemas estructurales que contempla esta norma técnica son: Estructuras de Concreto Armado, de Acero, de Albañilería, de Madera, y de Tierra.

- Categoría de la edificación: Es una codificación usada para indicar la relación que existe entre el sistema estructural empleado y el Factor de Zona.
- Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas (R_0): Es un valor que depende directamente del sistema estructural empleado, en cada dirección de análisis. Cuando en la dirección de análisis se emplee más de un sistema estructural se empleará el menor valor R_0 que corresponda a cada uno de dichos sistemas.

Tabla 4: Sistemas Estructurales. (NTP E.030 - 2016)

Tabla N° 7 SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coficiente Básico de Reducción R_0 (*)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albanilería Armada o Confinada.	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

- Factor de irregularidad en altura (I_a)

Es un valor que se determina como el menor valor de los determinados con la Tabla N° 8 de la Norma Técnica Diseño Sismorresistente E.030 – 2016.

- Factor de irregularidad en planta (I_p)

Es un valor que se determina como el menor valor de los determinados con la Tabla N° 9 de la Norma Técnica Diseño Sismorresistente E.030 – 2016.

- Coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas (R)

Es el valor que resulta de la multiplicación R_0 , I_a e I_p .

$$R = R_0 * I_a * I_p \quad (2)$$

- Peso de la estructura (P): Textualmente como lo indica la norma ya citada reiteradas veces en la sección presente:

El peso (P), se calculará adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determinará de la siguiente manera:

- a. En edificaciones de las categorías A y B, se tomará el 50 % de la carga viva.
 - b. En edificaciones de la categoría C, se tomará el 25 % de la carga viva.
 - c. En depósitos, el 80 % del peso total que es posible almacenar.
 - d. En azoteas y techos en general se tomará el 25 % de la carga viva.
 - e. En estructuras de tanques, silos y estructuras similares se considerará el 100 % de la carga que puede contener.
- Fuerzas sísmicas verticales: Se considerará $2/3$ de la fuerza sísmica horizontal.
 - Criterios para realizar un análisis estático o de fuerzas estáticas equivalentes.

Serán analizadas aquellas estructuras regulares o irregulares ubicadas en la zona sísmica 1, las estructuras clasificadas como regulares de no más de 30 m de altura y las estructuras de muros portantes de concreto armado y albañilería armada o confinada de no más de 15 m de altura, aun cuando sean irregulares.

- Criterios para realizar un análisis dinámico modal espectral.

Cualquier estructura puede ser analizada por este método.

- Desplazamientos laterales: Para estructuras regulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por $0,75 R$ los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las sollicitaciones sísmicas reducidas. Para estructuras irregulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por R los resultados obtenidos del análisis lineal elástico.

Para el cálculo de los desplazamientos laterales no se considerarán los valores mínimos de C/R indicados en el numeral 4.5.2 ni el cortante mínimo en la base,

especificado en el numeral 4.6.4, de la Norma Técnica E.030 “Diseño Sismorresistente” del Reglamento Nacional de Edificaciones.

- Desplazamientos laterales relativos admisibles: El máximo desplazamiento relativo de entrepiso, calculado según el numeral 5.1, no deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso (distorsión) que se indica en la Tabla N° 11 de la Norma Técnica E.030 “Diseño Sismorresistente” del Reglamento Nacional de Edificaciones.

Tabla 5: Límites para la distorsión del entrepiso. (NTP E.030 - 2016)

Tabla N° 11 LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO	
Material Predominante	(Δ_i / h_{ei})
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

2.2.2. TIPOS DE PÓRTICO

El reto de los ingenieros estructurales es diseñar estructuras de modo que el daño se controle a un grado aceptable (Chopra 2014: 258), dotando al edificio de elementos que rigidicen la estructura, de tal forma que la energía sísmica que reciban, no provoque un colapso prematuro de este. (Castro et al. 2014, 230)

Las numerosas investigaciones destinadas a optimizar recursos y la experiencia en la construcción han llevado a desarrollar distintos tipos de estructuras sismorresistentes. Esto le permite al ingeniero estructural seleccionar la solución más adecuada para casos particulares. Dentro de las numerosas soluciones encontramos los pórticos no arriostrados y arriostrados. (Crisafulli 2014 : 41)

A) Pórticos no arriostrados

Los pórticos no arriostrados, también llamados pórticos resistentes a momento tienen principalmente solicitaciones de momentos, los cuales gobiernan y determinan su diseño. Estos pórticos están conformados usualmente por elementos rectilíneos, dispuestos en forma horizontal (vigas) y vertical (columnas). Durante una acción

sísmica los momentos flectores en estos pórticos toman sus valores máximos en los extremos de las vigas y columnas, en donde podemos insertar rótulas plásticas que disipen la energía inducida por un sismo, al fluir el acero, de refuerzo o el acero estructural. El orden de falla de los elementos estructurales es de vital importancia, por ello se sugiere introducir un sistema “viga débil – columna fuerte”, lo cual se traduce en que las vigas y losas deben fallar antes que las columnas, si nos regimos a esto, lograremos que la viga se ubique en el rango plástico, mientras la columna lo hace en el elástico, evitando así una falla súbita de la estructura global. (Crisafulli 2014: 68)

Este tipo de pórticos a su vez se divide en:

➤ **Pórticos ordinarios resistentes a momento**

Este tipo de pórticos referidos a las construcciones de acero estructural son definidos como convencionales, diseñados para desarrollar rotaciones plásticas limitadas, los cuales se diseñan con un Coeficiente Básico de reducción $R_0=6$ según la norma peruana E.030 y según el ACSE-SEI-7-10 con un Factor de Modificación de Respuesta $R=3.5$. (Crisafulli 2014: 76, Vivienda 2016: 576299 y ASCE 2010: 75)

Así mismo el Código ACI 318-14 en su sección 18.3, indica los requisitos, limitaciones, condiciones y características que se requieren para el diseño de estos pórticos construidos en concreto armado y el ASCE-SEI-7-10, permite usar un Factor de Modificación de Respuesta $R=3$. (ASCE 2010: 75)

➤ **Pórticos intermedios resistentes a momento**

Estos pórticos construidos de acero estructural son diseñados con un Coeficiente Básico de Reducción $R=7$ según la norma peruana E.030 y según el ACSE/SEI-7-10 con un Factor de Modificación de Respuesta $R=4.5$. Este tipo de pórticos poseen mayor capacidad de disipación de energía que los Pórticos Ordinarios Resistentes a Momento, se espera que las principales deformaciones inelásticas se presenten en las vigas. (Crisafulli 2014: 76)

Así mismo el Código ACI 318-14 en su sección 18.4, indica los requisitos, limitaciones, condiciones y características que se requieren para el diseño de estos pórticos construidos en concreto armado y el ASCE/SEI-7-10, permite usar un Factor de Modificación de Respuesta $R=5$. (ASCE 2010: 75)

➤ **Pórticos especiales resistentes a momento**

Son aquellos cuya capacidad de disipación de energía es mayor en comparación a la que tienen los Pórticos Ordinarios e Intermedios resistentes a Momento, se diseñan con un Coeficiente Básico de Reducción $R_0=8$ según la norma peruana E.030 y según el ACSE/SEI-7-10 con un Factor de Modificación de Respuesta $R=8$. Se espera que las deformaciones inelásticas se desarrollen principalmente por flexión en las vigas y en menor medida en los paneles nodales de las columnas. (Crisafulli 2014: 70)

El Código ACI 318-14 en su sección 18.6, 18.7 y 18.8 indica los requisitos, limitaciones, condiciones y características que se requieren para el diseño de vigas, columnas y nudos que forman parte de estos pórticos construidos en concreto armado colado en sitio. Adicionalmente el ASCE/SEI-7-10, permite usar un Factor de Reducción de Respuesta $R=8$. (ASCE 2010: 75)

Para los tres tipos de pórticos (ordinarios, intermedios y especiales resistentes a momento) el ASCE considera un Factor de Reducción de Respuesta diferente para cada tipo de pórtico, sin embargo, la Norma Peruana E.030 considera solamente una clasificación: Pórticos de concreto armado, y para ellos un Coeficiente Básico de Reducción $R_0=8$.

B) Pórticos arriostrados

Son aquellos pórticos que incluyen ciertos elementos dispuestos de forma apropiada, pueden ser cables y/o perfiles de acero, (pudiendo escogerse otros materiales, no limitándose a los indicados), que ante cambios de su configuración geométrica generan fuerzas que tienden a restituirla. (Aroca 2000: 5)

Los pórticos arriostrados se pueden arriostrar concéntrica y excéntrica:

➤ **Pórticos arriostrados concéntrica**

Este tipo de pórticos es llamado de forma tal, por el hecho que el eje longitudinal del elemento de arrioste llega a la unión viga-columna, cortándose con esta en un punto. Los pórticos de acero con arriostres concéntricos se comportan como estructuras reticuladas, pues el viento y sismos principalmente los inducen a esfuerzos axiales. Este tipo de pórticos se caracteriza por su elevado aporte de resistencia y rigidez lateral

en edificios de baja y mediana altura, lo que permite un adecuado control de los desplazamientos. Existen diferentes configuraciones de arriostramientos concéntricos, entre las que tenemos: arriostramiento en X, en K, en diagonal, en V invertida y en V, las que a continuación se muestran. La elección de uno u otro es función de las consideraciones estructurales, funcionales y aspectos estéticos, de haberlos. (Crisafulli 2014: 43 y 85)

La Norma Peruana E.030 distingue dos tipos de pórticos arriostrados concéntricamente, ambos de acero (arriostrados con elementos de acero), no contempla pórticos de concreto armado, arriostrados con elementos de acero estructural

- Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados, con un Coeficiente Básico de Reducción $R_0=6$.
- Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados, con un Coeficiente Básico de Reducción $R_0=8$.

En tanto que el ASCE/SEI-7-10 (p. 75), considera:

- Pórticos Excéntricamente Arriostrados, de acero estructural, con un Factor de Reducción de Respuesta $R=8$.
- Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados, de acero estructural, con un Factor de Reducción de Respuesta $R=3.25$.
- Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados, de acero estructural, con un Factor de Reducción de Respuesta $R=6$.



Figura 1: Detalle del nudo de un pórtico arriostrado con una conexión concéntrica. (Crisafulli 2014: 43)

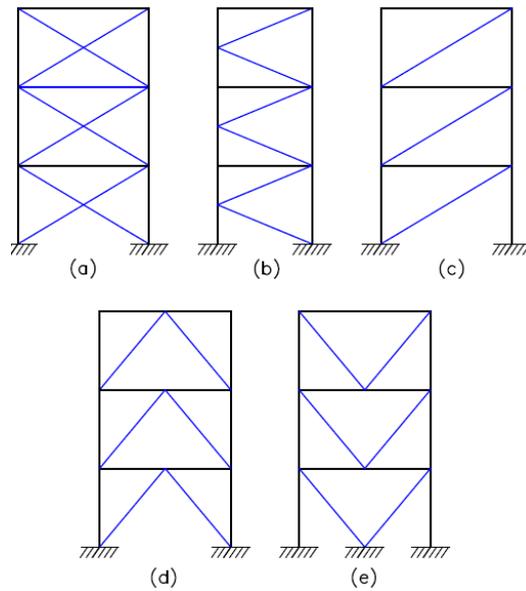


Figura 2: Configuraciones típicas para pórticos arriostrados concéntricamente, (a) En X, (b) En K, (c) En Diagonal, (d) En V invertida y (e) En V. (Crisafulli 2014: 43)

Este tipo de pórticos puede ser utilizado como base de estudio para la reparación de pórticos existentes ya sea de acero estructural o concreto armado, tal como se aprecia en las imágenes siguientes.



Figura 3: Vista de un pórtico arriostrado de acero utilizado para la rehabilitación de una estructura existente de concreto armado. (Crisafulli 2014: 45)



Figura 4: Ejemplo de rehabilitación mediante la inclusión de arriostres de acero a una estructura de concreto armado. (Crisafulli 2014: 45)

i. Configuración geométrica de arriostres concéntricos

La elección de una u otra configuración se debe no solo a criterios estructurales, económicos y estéticos, también se debe considerar los arquitectónicos (ubicación de vanos), para lo cual se tendrá presente la recomendación que los arriostres tendrán una inclinación entre 30° y 60° , caso contrario el sistema perderá eficiencia. El sistema tendrá mayor eficiencia si logramos que la respuesta estructural (tanto en rigidez como en resistencia) del sistema sea simétrica en ambos sentidos de la misma dirección, ante

acciones cíclicas laterales. Esto se logra disponiendo un número par de riostras en el mismo plano resistente, tal como se muestra en la figura adjunta. (Crisafulli 2014: 89 y 90)

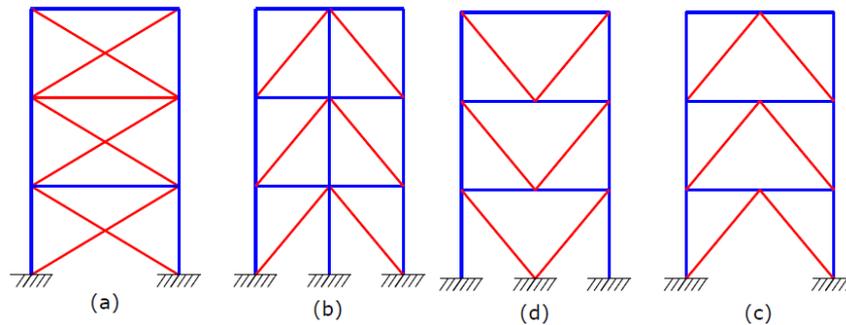


Figura 5: Configuraciones de riostra: (a) En X, (b) En diagonales, (c) En V y (d) En V invertida o Chevron. (Crisafulli 2014: 90)

Se evitará las disposiciones de arriostres tal como se muestra en la imagen siguiente, pues ello resultará en una respuesta estructural asimétrica, en términos de resistencia y rigidez. (Crisafulli 2014: 90)

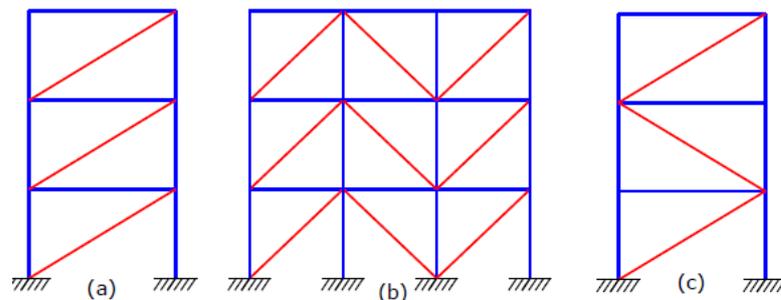


Figura 6: Configuraciones inadecuadas que resultan en una respuesta estructural asimétrica. (Crisafulli 2014: 90)

ii. Comportamiento estructural de arriostres concéntricos

Los arriostres son elementos usados para disipar energía, mediante las deformaciones plásticas que se generaran en él, el aporte que estos elementos ofrecen, depende de sus características físicas y geométricas, aportando mayor o menor rigidez lateral a la estructura de la que forma parte. Siendo dicho aporte modificado por factores como la esbeltez, tipo de unión al pórtico, forma de su sección (de la riostra). (Crisafulli 2014: 85 - 89)

Se tendrá especial cuidado en no exceder de 200 el valor de la esbeltez efectiva, también será necesario realizar un cuidadoso análisis de la unión y sección a emplear, pues ello se traducirá en la longitud efectiva y radio de giro, que servirán para determinar la esbeltez. (Crisafulli 2014: 88 y McCormac 2012: 150)

Tener presente que un arriostre al ser cargado axialmente en compresión, este se comporta como un material elástico – lineal, pero si la carga se aumenta progresivamente no solamente se incrementará la deformación axial, sino también el pandeo y el momento flector que actúa en él, pudiendo formarse una rótula plástica en la zona central del elemento y en sus extremos si estos no están articulados. (Crisafulli 2014: 86)

Recordar que los arriostres concéntricos ofrecen un comportamiento eficiente para resistir fuerzas sísmicas laterales, y son económicos comparado con las bondades que ofrecen. (Uriz P. y Mahin S. 2008: 326)

A continuación, se detalla el comportamiento de cada tipo de arriostres:

➤ **Arriostres en V y V invertida**

Si la elección de geométrica de arriostres es en V o en V invertida, se tendrá especial cuidado en la inclusión de estos, pues se ha determinado en pórticos de acero estructural que la respuesta inelástica puede ser inadecuada si las vigas no son diseñadas bajo el concepto de viga fuerte – arriostre débil, pues se generará en la viga una fuerza vertical, la cual incrementará el valor de las fuerzas cortantes que esta soporta y como consecuencia de esto se puede formar una rótula plástica en la zona de acción de la fuerza en mención. Ocurre esto porque la unión de los arriostres no se da en los nudos, sino en la zona media de las vigas. (Crisafulli 2014: 90 - 91)

Sobre este tipo de arriostres el ANSI/AISC – 341 – 10 afirma que mientras el pórtico arriostrado se desplaza lateralmente, un elemento de arriostre se comprime hasta pandearse mientras el otro elemento se tensiona hasta alcanzar la fluencia, y para resistir estas fuerzas desequilibradas (en las vigas), los elementos de arriostres y sus conexiones deberán ser diseñadas para tal fin. Así mismo menciona que si se desea reducir estos efectos se puede usar arriostramiento en V en un nivel y en el nivel

superior en V invertida, logrando así un arriostramiento en X. (ANSI/AISC – 341 – 2010: 222)

A continuación, se muestra la fuerza desequilibrada (P_{un}) a que se refiere el anterior párrafo.

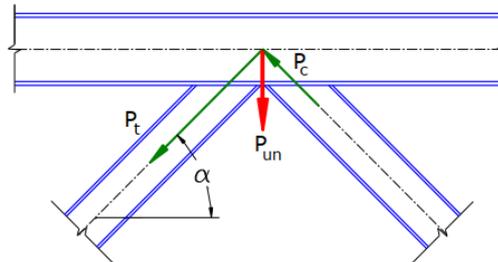


Figura 7: Fuerza vertical en el nudo resultante de la diferencia de resistencia a tracción y compresión de los elementos de arriostre (aplica para V y V invertida). (Crisafulli 2014: 91)

El ANSI/AISC – 341 – 10 indica lo que puede ocurrir al comprimirse uno y al tensionarse el otro elemento de arriostre, a causa de la fuerza desequilibrada, y esto a su vez generaría una rótula en la intersección de los elementos de arriostres y la viga, según Crisafulli, revisar párrafos anteriores. De lo expuesto se presenta a continuación una clara ilustración.

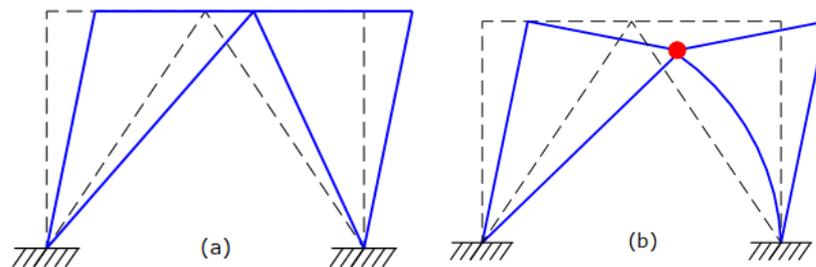


Figura 8: Mecanismo de formación de rótula plástica en un pórtico con arriostramiento en V invertida (a) antes y (b) después del pandeo global del elemento de arriostre comprimido. (Crisafulli 2014: 91)

➤ Arriostres en K

Ocurre algo similar que en con los arriostres en V y V invertida, pero esta vez en la zona media de las columnas, su uso no es muy recomendable pues puede provocar la falla de la columna y posteriormente de la estructura, en su totalidad. (Crisafulli 2014: 92)

Al respecto el ANSI/AISC – 341 – 10 indica que está este tipo de arriostramiento puede presentar un comportamiento post-elástico “muy pobre”, después de que estos elementos se pandeen, provocarán grandes fuerzas de flexión en las columnas. A la vez menciona que en los pórticos especiales arriostrados concéntricamente, su uso está totalmente prohibido. (ANSI/AISC – 341 – 2010: 216 y 223)

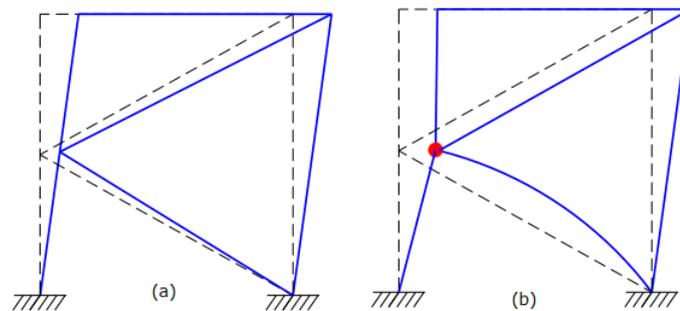


Figura 9: Mecanismo de deformación de un pórtico con arriostramiento en K (a) antes y (b) después del pandeo global de la riostra comprimida. (Crisafulli 2014: 93)

➤ Arriostres en X

Crisafulli indica que los Arriostres Tipo Tensor en X (aquellos que solamente trabajan a tracción) aportan una mínima cantidad de rigidez a la estructura cuando no está traccionados (pues estos elementos son tan esbeltos, que son incapaces de soportar cargas a compresión elevadas). (Crisafulli 2014: 92 - 93)

Sin embargo si controlamos su esbeltez estos elementos soportarán no solamente cargas de tensión, sino también de compresión, y como estos elementos se unen a los pórticos en sus nudos, no se tendrá elevadas cargas de cortante en el claro central de una viga o a media altura de una columna, tal como ocurría con los arriostres en V, V invertida y en K.

i. Pórticos arriostrados excéntricamente

Los pórticos no arriostrados son estructuras dúctiles y estables, pero relativamente flexibles. Por el contrario, los pórticos arriostrados concéntricamente se caracterizan por su elevada rigidez lateral, sin embargo, su comportamiento sísmico puede verse afectado por el pandeo de los arriostres comprimidos. Los pórticos arriostrados excéntricamente son una combinación de los dos anteriores, tratando de sumar sus

bondades y contrarrestar sus debilidades. Estos se caracterizan porque los arriostres se disponen deliberadamente con el objetivo de generar una excentricidad en la viga donde se inducen esfuerzos de corte y momentos flectores elevados, siendo la relación de estos, función de la longitud del enlace, con lo cual el diseñador puede controlar si el enlace fluye por corte o flexión, disipando así la energía sísmica o de viento que puede recibir. Estas zonas se denominan “Enlaces” y son especialmente diseñadas para comportarse de forma dúctil, en tanto el resto de la estructura es diseñada para ofrecer una respuesta en el rango elástico. Se sugiere no ubicar enlaces en las columnas, pues podría generar fallas no contempladas en el diseño, siendo estas mucho más graves que si el enlace se dispusiera en las vigas. (Crisafulli 2014: 45 y 46). Este tipo de arriostramiento podría ser incluido en pórticos de concreto armado. (Bozzo y Barbat 2004: 243)

Los enlaces toman diferentes nombres dependiendo de la ubicación de estos, enlaces interiores y enlaces exteriores si se ubican en la zona central o extremos de la viga, respectivamente. Este tipo de arriostramiento aporta una elevada rigidez lateral y aportan a la disipación de energía sísmica que reciba, siendo recomendable para la rehabilitación de estructuras existentes. Para un mejor entendimiento del concepto de enlace a continuación se muestra una imagen aclaratoria. (Crisafulli 2014: 46)

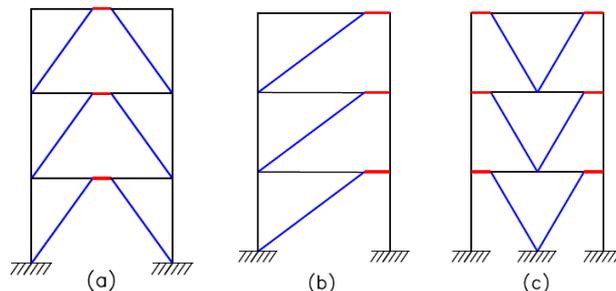


Figura 10: (a) Enlace interior. (b) y (c) Enlace exterior. (Crisafulli 2014: 46)

ii. Configuración geométrica de arriostres excéntricos

Al igual que para determinar la configuración tentativa de los arriostres concéntricos, para los excéntricos se siguen los mismos criterios: estructurales, económicos, estéticos y arquitectónicos (ubicación de vanos). Las configuraciones con uso más frecuente son las que se muestran en la figura siguiente. (Crisafulli 2014: 102)

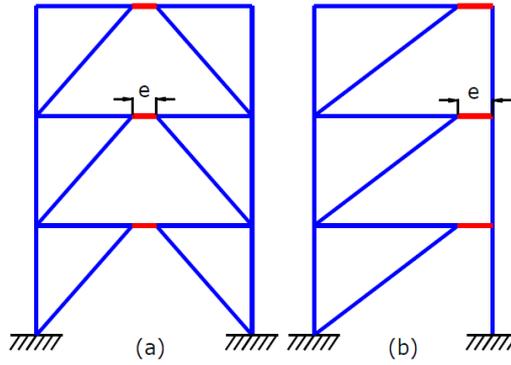


Figura 11: Configuraciones típicas para pórticos arriostrados excéntricamente. (Crisafulli 2014: 102)

El arriostramiento tipo V- invertida de la figura (a) usa enlaces en la zona central de la viga, lo que simplifica su diseño, ocurre lo contrario en la figura (b) pues el diseño puede ser más complicado ya que los momentos flectores en ambos extremos de la viga pueden ser diferentes. (Crisafulli 2014: 102)

Existen otras configuraciones como las que se muestran en la figura que sigue. En la figura (a) se muestra un arriostramiento tipo V, para generar enlaces en ambos extremos de las vigas. En la figura (b) se muestra la configuración que propusieron Fehling et al, 1992 que consiste en ubicar el enlace fuera de la viga tal como se muestra mediante uno o dos enlaces verticales, logrando con esto un verdadero fusible que puede ser reemplazado en caso sufra un daño, sin embargo, estos enlaces pueden no ser totalmente efectivos. (Crisafulli 2014 : 102 y 103)

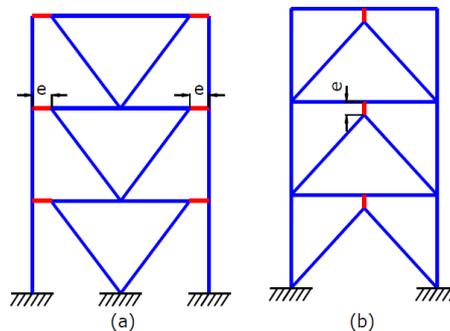


Figura 12: Otras configuraciones para pórticos arriostrados excéntricamente. (Crisafulli 2014 : 102)

Otra configuración poco conveniente es la que se muestra en seguida, pues los enlaces se ubican en ambos extremos del arrioste y en extremos opuestos de vigas paralelas,

si estos se diseñan con resistencias diferentes pueden no satisfacer plenamente los requisitos de diseño. (Crisafulli 2014: 103)

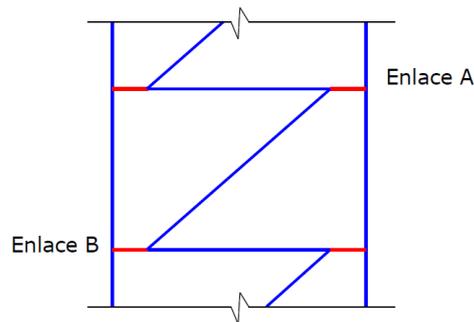


Figura 13: Configuración de pórtico arriostrado excéntricamente con enlaces potencialmente inactivos. (Crisafulli 2014: 103)

i. Comportamiento estructural de arriostres excéntricos

La rigidez lateral de los pórticos arriostrado excéntricamente son función de la longitud enlace, si la longitud es reducida en comparación a la longitud de la viga, el pórtico presentará un comportamiento parecido al de uno arriostrado concéntricamente, siendo su rigidez elevada; en tanto que si la longitud del enlace es cada vez mayor, el pórtico se comportará como uno no arriostrado. (Crisafulli 2014: 103)

2.2.3. DISEÑO EN ACERO ESTRUCTURAL

El acero estructural es una aleación de hierro y pequeños porcentajes de carbono silicio, níquel, manganeso y cobre. Aunque estos últimos elementos están en cantidades pequeñas (en conjunto no más del 5% en peso) le dan características y propiedades especiales al acero, tal como su resistencia a las fuerzas axiales, elasticidad, durabilidad, ductilidad, tenacidad, las que pueden ser utilizadas para construir numerosas estructuras metálicas como puentes, edificios, torres, etc. (Mc Cormac y Csernak 2012: 1, 2, 19, 21)

A) Normativa de acero estructural

Los diferentes perfiles estructurales que se fabrican están (o por lo menos deberían estarlo) sujetos a las diferentes normas ASTM, que se resumen en la tabla dela página siguiente.

Cabe mencionar que se consideró esta tabla, para facilitar de interpretación del lector por estar traducida al español, dado que la publicada por el AISC, en su texto “Steel Construction Manual”, en su 14 ed. del año 2011, está redactada en inglés. Así mismo es oportuno indicar que la citada tabla corresponde a la Tabla 2-4, pág. 2-48 del mencionado texto.

Tabla 6: Especificaciones aplicables de la ASTM a diversos perfiles estructurales.
(Mc Cormac y Csernak 2015: 23)

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

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

^a Mínimo a menos que se muestre un rango.
^b Para perfiles arriba de 426 lb/pie, sólo aplica el mínimo de 58 klb/plg².
^c Para perfiles con un espesor de patín menor que o igual a 1½ plg solamente. Para mejorar la soldabilidad, puede especificarse un máximo de carbono (de acuerdo con el Requisito suplementario S78 de la ASTM). Si se desea, puede especificarse el esfuerzo máximo de tensión de 90 klb/plg² (de acuerdo con el Requisito suplementario S79 de la ASTM).
^d Si se desea, puede especificarse el esfuerzo máximo de tensión de 70 klb/plg² (de acuerdo con el Requisito suplementario S91 de la ASTM).
^e Para perfiles con un espesor de patín menor que o igual a 2 plg solamente.
^f A618 de la ASTM también puede especificarse como resistente a la corrosión; véase A618 de la ASTM.
^g El mínimo aplica a muros de un espesor nominal de ¾ plg y menor. Para espesores de muro mayores que ¾ plg, $F_y = 46$ klb/plg² y $F_u = 67$ klb/plg².
^h Si se desea, puede especificarse un esfuerzo máximo de fluencia de 65 klb/plg² y una relación de resistencia máxima a la fluencia entre la de tensión de 0.85 (de acuerdo con el Requisito suplementario S75 de la ASTM).
ⁱ Se incluyen como obligatorias en A992 de la ASTM una relación de resistencia máxima a la fluencia entre la de tensión de 0.85 y una fórmula equivalente para el carbono.
^j Para perfiles con un espesor de patín mayor que 2 plg solamente.
^k Para perfiles con un espesor de patín mayor que 1½ plg y menor que o igual a 2 plg solamente.
^l Para perfiles con un espesor de patín menor que o igual a 1½ plg solamente.

Dado que los perfiles estructurales para unirse unos a otros requieren de placas, pernos y soldadura, también se incluyen las normativas que rigen dichos elementos.

Tabla 7: Especificaciones de la ASTM aplicables a placas y barras. (Steel Construction Manual del AISC 14 ed. 2011)

Table 2-5 Applicable ASTM Specifications for Plates and Bars													
Steel Type	ASTM Designation	F_y Min. Yield Stress (ksi)	F_u Tensile Stress ^a (ksi)	Plates and Bars									
				to 0.75 incl.	over 0.75 to 1.25	over 1.25 to 1.5	over 1.5 to 2 incl.	over 2 to 2.5 incl.	over 2.5 to 4 incl.	over 4 to 5 incl.	over 5 to 6 incl.	over 6 to 8 incl.	over 8
Carbon	A36	32	58-80										
		36	58-80										
	A529	Gr. 50	50	70-100		b	b	b	b				
High-Strength Low-Alloy	A572	Gr. 55	55	70-100		b	b						
		Gr. 42	42	60									
		Gr. 50	50	65									
		Gr. 55	55	70									
		Gr. 60	60	75									
Corrosion Resistant High-Strength Low-Alloy	A242	42	63										
		46	67										
		50	70										
Quenched and Tempered Alloy	A514 ^c	42	63										
		46	67										
		50	70										
Quenched and Tempered Alloy	A514 ^c	90	100-130										
		100	110-130										
Quenched and Tempered Low-Alloy	A852 ^c	70	90-110										

■ = Preferred material specification
 ■ = Other applicable material specification, the availability of which should be confirmed prior to specification
 □ = Material specification does not apply

^a Minimum unless a range is shown.
^b Applicable to bars only above 1-in. thickness.
^c Available as plates only.

Tabla 8: Especificaciones aplicables de la ASTM a varios tipos de uniones estructurales. (Steel Construction Manual del AISC 14 ed. 2011)

Table 2-6 Applicable ASTM Specifications for Various Types of Structural Fasteners															
ASTM Designation	F_y Min. Yield Stress (ksi)	F_u Tensile Stress ^a (ksi)	Diameter Range (in.)	High-Strength Bolts		Common Bolts	Nuts	Washers	Direct-Tension-Indicator Washers	Threaded Rods	Steel Headed Stud Anchors	Anchor Rods			
				Conventional	Twist-Off-Type Tension-Control ^d							Hooked	Headed	Threaded & Nutted	
A108	—	65	0.375 to 0.75, incl.												
A325 ^d	—	105	over 1 to 1.5 incl.	■											
	—	120	0.5 to 1, incl.												
A490	—	150	0.5 to 1.5	■											
F1852	—	105	1.125		■										
	—	120	0.5 to 1, incl.												
A194 Gr. 2H	—	—	0.25 to 4				■								
A563	—	—	0.25 to 4				■								
F436 ^b	—	—	0.25 to 4				■	■							
F959	—	—	0.5 to 1.5					■							
A36	36	58-80	to 10						■						
A193 Gr. B7 ^e	—	100	over 4 to 7							■					
	—	115	over 2.5 to 4												
	—	125	2.5 and under												
A307 Gr. A	—	60	0.25 to 4			■									
A354 Gr. B ^d	—	140	2.5 to 4 incl.												
	—	150	0.25 to 2.5, incl.												
A449	—	90	1.75 to 3 incl.	^c											
	—	105	1.125 to 1.5, incl.	^c											
	—	120	0.25 to 1, incl.	^c											
A572	Gr. 42	42	60 to 6												
	Gr. 50	50	65 to 4												
	Gr. 55	55	70 to 2												
	Gr. 60	60	75 to 1.25												
	Gr. 65	65	80 to 1.25												
A588	42	63	Over 5 to 8, incl.												
	46	67	Over 4 to 5, incl.												
	50	70	4 and under												
A687	105	150 max.	0.625 to 3												
F1554	Gr. 36	36	58-80	0.25 to 4											
	Gr. 55	55	75-95	0.25 to 4											
	Gr. 105	105	125-150	0.25 to 3											

■ = Preferred material specification
 ■ = Other applicable material specification, the availability of which should be confirmed prior to specification
 □ = Material specification does not apply

— Indicates that a value is not specified in the material specification.
^a Minimum unless a range is shown or maximum (max.) is indicated.
^b Special washer requirements may apply per RCSC Specification Table 6.1 for some steel-to-steel bolting applications and per Part 14 for anchor-rod applications.
^c See AISC Specification Section J3.1 for limitations on use of ASTM A449 bolts.
^d When atmospheric corrosion resistance is desired, Type 3 can be specified.
^e For anchor rods with temperature and corrosion resistance characteristics.

Tabla 9: Resistencia disponible de juntas soldadas Ksi (MPa). Continúa en la siguiente ilustración. (Steel Construction Manual del AISC 14 ed. 2011)

TABLE J2.5					
Available Strength of Welded Joints,					
ksi (MPa)					
Load Type and Direction Relative to Weld Axis	Pertinent Metal	ϕ and Ω	Nominal Stress (F_{nBM} or F_{nw}) ksi (MPa)	Effective Area (A_{BM} or A_{we}) in. ² (mm ²)	Required Filler Metal Strength Level ^{[a][b]}
COMPLETE-JOINT-PENETRATION GROOVE WELDS					
Tension Normal to weld axis	Strength of the joint is controlled by the base metal				Matching filler metal shall be used. For T- and corner joints with backing left in place, notch tough filler metal is required. See Section J2.6.
Compression Normal to weld axis	Strength of the joint is controlled by the base metal				Filler metal with a strength level equal to or one strength level less than matching filler metal is permitted.
Tension or compression Parallel to weld axis	Tension or compression in parts joined parallel to a weld need not be considered in design of welds joining the parts.				Filler metal with a strength level equal to or less than matching filler metal is permitted.
Shear	Strength of the joint is controlled by the base metal				Matching filler metal shall be used. ^[c]
PARTIAL-JOINT-PENETRATION GROOVE WELDS INCLUDING FLARE V-GROOVE AND FLARE BEVEL GROOVE WELDS					
Tension Normal to weld axis	Base	$\phi = 0.75$ $\Omega = 2.00$	F_u	See J4	Filler metal with a strength level equal to or less than matching filler metal is permitted.
	Weld	$\phi = 0.80$ $\Omega = 1.88$	$0.60F_{EXX}$	See J2.1a	
Compression Column to base plate and column splices designed per Section J1.4(1)	Compressive stress need not be considered in design of welds joining the parts.				
Compression Connections of members designed to bear other than columns as described in Section J1.4(2)	Base	$\phi = 0.90$ $\Omega = 1.67$	F_y	See J4	
	Weld	$\phi = 0.80$ $\Omega = 1.88$	$0.60F_{EXX}$	See J2.1a	
Compression Connections not finished-to-bear	Base	$\phi = 0.90$ $\Omega = 1.67$	F_y	See J4	
	Weld	$\phi = 0.80$ $\Omega = 1.88$	$0.90F_{EXX}$	See J2.1a	
Tension or compression Parallel to weld axis	Tension or compression in parts joined parallel to a weld need not be considered in design of welds joining the parts.				
Shear	Base	Governed by J4			
	Weld	$\phi = 0.75$ $\Omega = 2.00$	$0.60F_{EXX}$	See J2.1a	

Tabla 10: Resistencia disponible de juntas soldadas Ksi (MPa). Continúa la ilustración anterior. (Steel Construction Manual del AISC 14 ed. 2011)

TABLE J2.5 (continued)					
Available Strength of Welded Joints,					
ksi (MPa)					
Load Type and Direction Relative to Weld Axis	Pertinent Metal	ϕ and Ω	Nominal Stress (F_{nBM} or F_{nw}) ksi (MPa)	Effective Area (A_{BM} or A_{we}) in. ² (mm ²)	Required Filler Metal Strength Level ^{[a][b]}
FILLET WELDS INCLUDING FILLETS IN HOLES AND SLOTS AND SKEWED T-JOINTS					
Shear	Base	Governed by J4			Filler metal with a strength level equal to or less than matching filler metal is permitted.
	Weld	$\phi = 0.75$ $\Omega = 2.00$	$0.60F_{EXX}$ ^[d]	See J2.2a	
Tension or compression Parallel to weld axis	Tension or compression in parts joined parallel to a weld need not be considered in design of welds joining the parts.				
PLUG AND SLOT WELDS					
Shear Parallel to faying surface on the effective area	Base	Governed by J4			Filler metal with a strength level equal to or less than matching filler metal is permitted.
	Weld	$\phi = 0.75$ $\Omega = 2.00$	$0.60F_{EXX}$	See J2.3a	
^[a] For matching weld metal see AWS D1.1/D1.1M, Section 3.3. ^[b] Filler metal with a strength level one strength level greater than matching is permitted. ^[c] Filler metals with a strength level less than matching may be used for groove welds between the webs and flanges of built-up sections transferring shear loads, or in applications where high restraint is a concern. In these applications, the weld joint shall be detailed and the weld shall be designed using the thickness of the material as the effective throat, where $\phi = 0.80$, $\Omega = 1.88$ and $0.60F_{EXX}$ is the nominal strength. ^[d] Alternatively, the provisions of Section J2.4(a) are permitted provided the deformation compatibility of the various weld elements is considered. Sections J2.4(b) and (c) are special applications of Section J2.4(a) that provide for deformation compatibility.					

B) Sistema de pórticos arriostrados

El capítulo F del ANSI-AISC-341-10 y el comentario del mismo capítulo, dispuesto de la siguiente manera:

- F1 Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF).
- F2 Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF).
- F3 Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF).
- F4 Pórticos Arriostrados con elementos de Pandeo Restringido (BRBF).
- F5 Muros Especiales de Corte (SPSW).

Consideran en sus tres primeros acápite el diseño de elementos de arriostre, dispuestos concéntrica y excéntrica.

A continuación se presenta lo que cada acápite referido especifica para los pórticos arriostrados:

a) F1 Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)

La ductilidad de estos elementos es reducida, por lo que se usarán factores de reducción de fuerza pequeños, acorde con el ASCE/SEI-7-10, así mismo se supone que estos elementos no estarán sujetos a solicitaciones inelásticas debido a los factores de reducción de fueras usados. Debido a lo que se considera suficiente un análisis elástico.

Los arriostramientos en V y en V invertida podrías inducir fuerzas desequilibradas en la intersección de estas con la viga, ocasionando la formación de una rótula plástica. No se permite elementos esbeltos en este tipo de arriostramiento.

El arriostramiento en K tiene un comportamiento post-pandeo deficiente, pudiendo causar una falla por pandeo de la columna, por lo que su empleo no está permitido. En tanto que el arriostramiento en V y V invertida si lo está.

i. Esbeltez: La esbeltez de estos elementos deben cumplir con:

$$KL/r \leq 4 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (3)$$

ii. Resistencia:

Para el diseño de estos elementos se supondrá que no proveen resistencia a las cargas vivas y muertas.

A continuación se presenta la ecuación que permite el cálculo de la resistencia de una riostra en tensión:

$$R_y F_y A_g \quad (4)$$

Se supondrá que la fuerza de compresión entre las riostras es de 0.3 Pn.

De la tabla siguiente se obtendrá el valor de Ry.

Tabla 11: Valores de Ry y Rt para acero y sus materiales de refuerzo. (ANSI/AISC-341-10: 4)

TABLE A3.1 Ry and Rt Values for Steel and Steel Reinforcement Materials		
Application	Ry	Rt
Hot-rolled structural shapes and bars:		
• ASTM A36/A36M	1.5	1.2
• ASTM A1043/1043M Gr. 36 (250)	1.3	1.1
• ASTM A572/572M Gr. 50 (345) or 55 (380), ASTM A913/A913M Gr. 50 (345), 60 (415), or 65 (450), ASTM A588/A588M, ASTM A992/A992M	1.1	1.1
• ASTM A1043/A1043M Gr. 50 (345)	1.2	1.1
• ASTM A529 Gr. 50 (345)	1.2	1.2
• ASTM A529 Gr. 55 (380)	1.1	1.2
Hollow structural sections (HSS):		
• ASTM A500/A500M (Gr. B or C), ASTM A501	1.4	1.3
Pipe:		
• ASTM A53/A53M	1.6	1.2
Plates, Strips and Sheets:		
• ASTM A36/A36M	1.3	1.2
• ASTM A1043/1043M Gr. 36 (250)	1.3	1.1
• A1011/A1011M HSLAS Gr. 55 (380)	1.1	1.1
• ASTM A572/A572M Gr. 42 (290)	1.3	1.0
• ASTM A572/A572M Gr. 50 (345), Gr. 55 (380), ASTM A588/A588M	1.1	1.2
• ASTM 1043/1043M Gr. 50 (345)	1.2	1.1
Steel Reinforcement:		
• ASTM A615, ASTM A706	1.25	1.25

iii. Conexiones:

La resistencia de las conexiones de las riostras no deberán exceder los siguientes criterios:

✓ En tensión:

La resistencia de las conexiones de las riostras no deberá ser mayor que:

$$R_y F_y A_g \quad (5)$$

✓ En compresión:

Se considera el menor valor de $R_y F_y A_g$ y $1.14 F_{cre} A_g$ donde F_{cre} se determina a partir del capítulo E de la especificación ANSI/AISC-360-10 usando las ecuaciones para F_{cr} , excepto que se usa la tensión de fluencia esperada $R_y F_y$ en lugar de F_y . La longitud de la riostra utilizada para la determinación de F_{cre} no debe exceder la distancia entre sus extremos.

b) F2 Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)

Se espera que los elementos de arriostre, bajo carga pequeñas se comporte en el rango elástico y bajo carga inducidas por sino moderado a severo, sus conexiones presenten deformaciones post-pandeo. El comportamiento y ductilidad de estos pórticos es mejor que de los (OCBF), ante la presencia de sismos intensos.

Durante sismos severos, la deformación axial de estos elementos podría experimentar de hasta 10 a 20 veces su deformación de fluencia.

No se permite el uso arriostramiento con elementos sujetos solamente a tensión ni de arriostres en K.

Se permiten excentricidades menores al peralte de la viga a la que se sirve.

i. Esbeltez: La esbeltez de estos elementos deben cumplir con:

$$KL/r \leq 200 \quad (6)$$

ii. Resistencia:

A continuación se presenta la ecuación que permite el cálculo de la resistencia de una riostra en tensión:

$$R_y F_y A_g \quad (7)$$

Para el cálculo de la resistencia en compresión se considera el menor valor de $R_y F_y A_g$ y $1.14 F_{cre} A_g$ donde F_{cre} se determina a partir del capítulo E de la especificación ANSI/AISC-360-10 usando las ecuaciones para F_{cr} , excepto que se usa la tensión de

fluencia esperada $R_y F_y$ en lugar de F_y . La longitud de la riostra utilizada para la determinación de F_{cre} no debe exceder la distancia entre sus extremos. La resistencia post-pandeo de la riostra se tomará como máximo de 0,3 veces la resistencia esperada de este elemento en compresión.

iii. Distribución de fuerzas laterales:

El ANSI/AISC-341-10 en su acápite F.2.4a indica que del 30% al 70% de las fuerzas laterales en cada dirección de análisis deben ser resistidas solamente por las riostras traccionadas, esta condición puede ser omitida si la resistencia de a compresión de las riostras es superior a la determinada por el cálculo.

iv. Conexiones de las riostras:

✓ Demanda crítica de soldaduras

Según la sección F2.6a, las soldaduras deberán cumplir con las disposiciones de sección A3.4b e I2.3 del ANSI/AISC341-10. A continuación se presenta la tabla dada en la sección A3.4b (antes referida) con las propiedades que debe cumplir la soldadura.

Tabla 12: Propiedades de clasificación del metal de relleno para soldaduras del sistema resistente a fuerzas sísmicas. (ANSI/AISC-341-10: 5)

User Note: AWS D1.8/D1.8M requires that all seismic force resisting system welds are to be made with filler metals classified using AWS A5 standards that achieve the following mechanical properties:

Filler Metal Classification Properties for Seismic Force Resisting System Welds		
Property	Classification	
	70 ksi (480 MPa)	80 ksi (550 MPa)
Yield Strength, ksi (MPa)	58 (400) min.	68 (470) min.
Tensile Strength, ksi (MPa)	70 (480) min.	80 (550) min.
Elongation, %	22 min.	19 min.
CVN Toughness, ft-lb (J)	20 (27) min. @ 0 °F (-18 °C) ^a	
^a Filler metals classified as meeting 20 ft-lbf (27 J) min. at a temperature lower than 0 °F (-18 °C) also meet this requirement.		

✓ Resistencia requerida a tensión:

La resistencia requerida por tensión será el menor de los siguientes valores:

- Resistencia a fluencia esperada de la riostra: $R_y F_y A_g$ (LRFD) y $R_y F_y A_g/1.5$ (ASD)
- La máxima carga axial que transferida la riostra, a la conexión.

✓ Resistencia requerida a compresión:

Se requiere una resistencia mínima de 1.1 veces (LRFD) o 1.1/1.5 (ASD) la resistencia requerida por compresión de en las riostras.

✓ Capacidad de pandeo de la conexión:

La conexión de be ser capaz de resistir las fuerzas de flexión o rotación inducidas por el pandeo de la riostra, por lo que los siguientes requerimientos deberán satisfacerse:

- Resistencia requerida a la flexión: resulta de multiplicar por 1.1 (LRFD) o por 1.1/1.5 (ASD) la resistencia a la flexión esperada en la riostra. La resistencia la flexión de la riostra se determina como $R_y M_p$, sobre su eje de pandeo crítico.
- Capacidad de rotación:

El acápite F2.6c(1) y respectivo comentario, indica que la conexión será capaz de rotar en su propio plano si se cumple con los requisitos de resistencia de las riostras y la conexión, sin embargo si la rotación sucede fuera del plano de la conexión, esta debe detallarse como se muestra en la figura siguiente, a fin de acomodar en esa zona las rotaciones inelásticas, no obstante dicho documento recomienda incrementar “2t” , en 25mm.

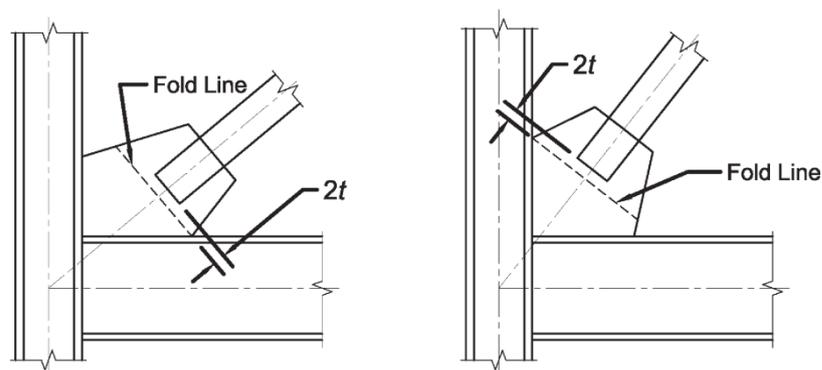


Figura 14: Conexión de extremo de riostra con franja de fluencia para permitir la rotación del extremo. (ANSI/AISC-341-10: 231)

v. Zonas protegidas:

En SCBF se debe proteger ciertas zonas, según la normativa que se está tratando, las zonas a proteger son:

(1) Para las riostras, en el centro una cuarta parte de la longitud de esta y una zona adyacente a cada conexión igual a la profundidad de la abrazadera en el plano de pandeo.

(2) Elementos que conectan riostras a vigas y columnas

Así mismo se deberá cumplir con la Sección D1.3 del ANSI/AISC-341-10, la que refiere lo siguiente: Las discontinuidades especificadas en la Sección I2.1 resultantes de procedimientos de fabricación y montaje y de otros accesorios están prohibidas en el área de un miembro o un elemento de conexión designado como zona protegida por estas Disposiciones.

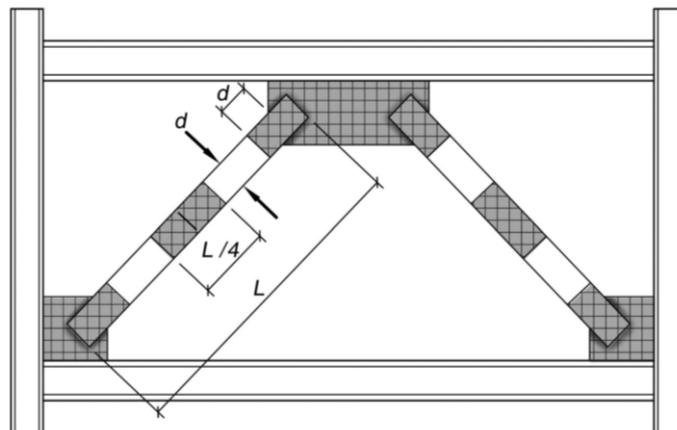


Figura 15: Zona protegida en un arriostramiento en V. (ANSI/AISC-341-10: 226)

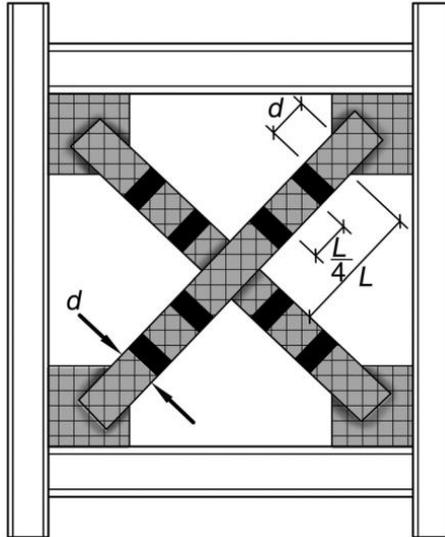


Figura 16: Zona protegida en un arriostramiento en X. (ANSI/AISC-341-10: 226)

c) F3 Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)

El diseño de este tipo de arriostres se describe en el ANSI/AISC-341-10, específicamente en su sección F3 y para un mayor entendimiento se deberá consultar el comentario de la referida sección.

C) Diseño de miembros de acero estructural sometidos a esfuerzos de tensión según el Capítulo D del ANSI/AISC 360-10

a) Predimensionamiento

McCormac y Csernak 2015 sugieren realizar dos cálculos previos para escoger una sección:

- Cálculo del área bruta mínima $A_{g\ min}$:

$$A_{g\ min} = \max \left\{ \frac{P_u}{\phi_t F_y}; \frac{P_u}{\phi_t F_u U} + \text{Área estimada de agujeros para tornillos} \right\} \quad (8)$$

Respecto al Área estimada de agujeros para tornillos, revisando los problemas de ejemplo del Capítulo 3 de McCormac y Csernak (2015), se encuentra que el valor mínimo, máximo y promedio del porcentaje de esta área es del 4.71%, 29.00% y 16.62%, por lo que el autor del presente sugiere usar un valor de 20%, en aras de predimensionamiento, transformado así la ecuación anterior como sigue:

$$A_{g\text{ mín}} = \text{máx} \left\{ \frac{P_u}{\phi_t F_y}; \frac{1.20P_u}{\phi_t F_u U} \right\} \quad (9)$$

➤ Cálculo del radio mínimo de giro $r_{\text{mín}}$:

$$r_{\text{mín}} = \frac{L}{300} \quad (10)$$

b) Resistencia nominal de un miembro a tensión

La especificación ANSI/AISC 360-10 en su Capítulo D contempla que la Resistencia de Diseño a Tensión P_n , será determinada como el menor valor obtenido en concordancia con los estados límites de *Límite de Fluencia en la Sección Bruta* y *Fractura por Tensión en la Sección Neta*.

$$P_n = F_y A_g \quad (11)$$

$\phi_t=0.90$ (LRFD) $\Omega_t=1.67$ (ASD)

$$P_n = F_u A_e \quad (12)$$

$\phi_t=0.75$ (LRFD) $\Omega_t=2.00$ (ASD)

b.1) Área Bruta A_g

El área bruta es el área total de la sección transversal de un miembro. (ANSI/AISC 360-10: 18)

b.2) Área Neta A_n

El Área Neta de la sección transversal se refiere al Área Bruta de la sección transversal menos la de los agujeros, ranuras u otras muescas que esta pueda tener. Mc (Cormac y Csernak 2012: 67)

Según la Sección B4-3 de la Especificación ANSI/AISC 360-10 el Área Neta es la suma de los productos del espesor y el ancho neto de cada elemento, calculado como sigue:

- Al calcular el área neta de tensión y cortante, el ancho del orificio de un perno debe tomarse como 1/16 pulg. (2 mm) mayor que la dimensión nominal del orificio.
- Para una serie de agujeros ubicados en línea diagonal o en zigzag, el ancho neto de la pieza se obtendrá deduciendo del ancho bruto la suma de los diámetros o las dimensiones de la ranura según lo dispuesto en esta sección, de todos los orificios de la serie de agujeros, y agregando, para cada espacio de medición en la cadena, la cantidad $(s^2)/(4g)$, donde g es el espaciamiento longitudinal de centro a centro entre dos agujeros (paso) y s es el espaciamiento transversal (o gramil) de los mismos agujeros.

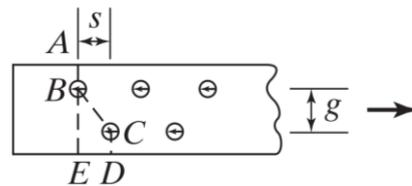


Figura 17: Paso g y gramil s para determinar el ancho de un miembro. (McCormac y Csernak 2012: 69)

- Para ángulos, el gramil (s) para los agujeros en las patas adyacentes opuestas es la suma de los gramiles de la parte posterior de los ángulos menos el grosor del mayor espesor.
- Para secciones HSS (secciones rectangulares, cuadradas y redondas, con espesor de pared constante) con ranura soldada a una placa de escuadra, el área neta, A_n , es el área bruta menos el producto del grosor y el ancho total del material que se elimina para formar la ranura.
- Al determinar el área de una conexión a través de las soldaduras de tapón o ranura, el metal de soldadura no debe considerarse como una adición al área de la conexión.
- Para miembros sin agujeros el área neta A_n es igual al área bruta A_g .
- La sección J4.1 (b) limita un máximo de $A_e = A_n \leq 0.85A_g$ para placas de conexión con orificios para el estado límite de Fractura por Tensión en la Sección Neta.

b.3) Área Neta Efectiva A_e

La Sección D3 de la Especificación ANSI/AISC 360-10 refiere que el Área Neta Efectiva debe calcularse como:

$$A_e = A_n U \quad (13)$$

Donde U es el *factor de retraso de cortante* determinado como se muestra en la Tabla D3.1.

Para secciones transversales abiertas como W, M, S, C, HP, WT, ST, ángulos simples y dobles, el factor de retraso de cortante, U , no necesita ser menor que la relación del área bruta del elemento conectado a el área bruta del miembro. Esta disposición no se aplica a las secciones cerradas, como las secciones de HSS, ni a las placas. (ANSI/AISC 360-10 : 27)

La sección J4.1 (b) de Especificación ANSI/AISC 360-10 limita un máximo de $A_e = A_n \leq 0.85A_g$ para placas de conexión con orificios para el estado límite de Fractura por Tensión en la Sección Neta.

Tabla 13: Factores de retraso de cortante para conexiones de miembros a tensión.
(ANSI/AISC 360-10: 28)

TABLE D3.1				
Shear Lag Factors for Connections to Tension Members				
Case	Description of Element		Shear Lag Factor, U	Example
1	All tension members where the tension load is transmitted directly to each of the cross-sectional elements by fasteners or welds (except as in Cases 4, 5 and 6).		$U = 1.0$	
2	All tension members, except plates and HSS, where the tension load is transmitted to some but not all of the cross-sectional elements by fasteners or longitudinal welds or by longitudinal welds in combination with transverse welds. (Alternatively, for W, M, S and HP, Case 7 may be used. For angles, Case 8 may be used.)		$U = 1 - \bar{x}/l$	
3	All tension members where the tension load is transmitted only by transverse welds to some but not all of the cross-sectional elements.		$U = 1.0$ and $A_n =$ area of the directly connected elements	
4	Plates where the tension load is transmitted by longitudinal welds only.		$l \geq 2w \dots U = 1.0$ $2w > l \geq 1.5w \dots U = 0.87$ $1.5w > l \geq w \dots U = 0.75$	
5	Round HSS with a single concentric gusset plate		$l \geq 1.3D \dots U = 1.0$ $D \leq l < 1.3D \dots U = 1 - \bar{x}/l$ $\bar{x} = D/\pi$	
6	Rectangular HSS	with a single concentric gusset plate	$l \geq H \dots U = 1 - \bar{x}/l$ $\bar{x} = \frac{B^2 + 2BH}{4(B+H)}$	
		with two side gusset plates	$l \geq H \dots U = 1 - \bar{x}/l$ $\bar{x} = \frac{B^2}{4(B+H)}$	
7	W, M, S or HP Shapes or Tees cut from these shapes. (If U is calculated per Case 2, the larger value is permitted to be used.)	with flange connected with 3 or more fasteners per line in the direction of loading	$b_f \geq 2/3d \dots U = 0.90$ $b_f < 2/3d \dots U = 0.85$	
		with web connected with 4 or more fasteners per line in the direction of loading	$U = 0.70$	
8	Single and double angles (If U is calculated per Case 2, the larger value is permitted to be used.)	with 4 or more fasteners per line in the direction of loading	$U = 0.80$	
		with 3 fasteners per line in the direction of loading (With fewer than 3 fasteners per line in the direction of loading, use Case 2.)	$U = 0.60$	

l = length of connection, in. (mm); w = plate width, in. (mm); \bar{x} = eccentricity of connection, in. (mm); B = overall width of rectangular HSS member, measured 90° to the plane of the connection, in. (mm); H = overall height of rectangular HSS member, measured in the plane of the connection, in. (mm)

b.4) Resistencia del bloque de cortante R_n : $\phi = 0.75$ (LRFD), $\Omega = 2.00$ (ASD)

Según la Sección J4.3 de la Especificación ANSI/AISC 360-10, la resistencia disponible para el estado límite de *rotura del bloque de cortante* a lo largo de una trayectoria(as) de falla de corte y una trayectoria de falla de tensión perpendicular se tomarán como:

$$R_n = 0.60F_u A_{nv} + U_{bs}F_u A_{nt} \leq 0.60F_y A_{gv} + U_{bs}F_u A_{nt} \quad (14)$$
$$\phi = 0.75 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 2.00 \text{ (ASD)}$$

Donde:

A_{nt} = Área Neta sometida a tensión.

Si el esfuerzo de tensión es uniforme, $U_{bs} = 1$; y si no lo es, $U_{bs} = 0.5$.

b.5) Relación de esbeltez L/r

Según la Sección D1 de la Especificación ANSI/AISC 360-10 es preferible no exceder el valor de 300, sin embargo esto no es aplicable a barras en tensión, debido a sus pequeños radios de giro, con lo que se obtendrían relaciones de esbeltez muy altas y en consecuencia estos elementos raras veces se usarían. (McCormac y Csernak 2012: 104)

c) Diseño de miembros de acero estructural sometidos a fuerzas de compresión según el Capítulo E del ANSI/AISC 360-10

➤ Predimensionamiento de elementos de acero estructural sometidos a fuerzas de compresión

McCormac y Csernak (2012) sugieren emplear una relación de esbeltez efectiva (KL/r) de 40 a 60, para elementos de 3.00 m a 4.60 m, valores mayores para longitudes mayores y viceversa. Con este valor se ingresa en la Tabla 4-22 del Steel Construction Manual del AISC (2011 – 14 ed.), se elige el esfuerzo de fluencia del acero y se determina el esfuerzo crítico disponible del miembro a compresión. En seguida se divide la Carga Última que debe resistir el miembro y el esfuerzo crítico determinado de la Tabla 4-22, obteniendo así un área estimada, para resistir las cargas. En seguida se elige el tipo de sección a emplear, y con ayuda de las Tablas 4-1 a 4-12 (del Manual

de AISC) las dimensiones de dicha sección. Sin embargo hay que comprobar que la sección seleccionada cumpla con la normativa y que resista la carga que se le impondrá.

➤ **Relación de esbeltez efectiva**

La relación de esbeltez efectiva está definida por la siguiente ecuación:

$$\frac{KL}{r} \leq 200 \quad (15)$$

Donde:

K : Factor de longitud efectiva.

L : Longitud del miembro en compresión.

r : Menor radio de giro de la sección transversal.

El ANSI/AISC 360-10 en la nota correspondiente a su Sección E.2 indica que este parámetro es preferible no exceda de 200.

➤ **Longitud efectiva de un miembro en compresión**

Es la distancia entre los puntos de inflexión de la elástica pandeada de un miembro. Si el miembro está articulado en ambos extremos (existe rotación, pero no desplazamiento), los puntos de inflexión o puntos de momento nulo se localizan en los extremos, separados por una distancia L , igual a la longitud del elemento en cuestión, sin embargo si existen diferentes condiciones de apoyo, las longitudes efectivas serán otras. Las longitudes efectivas se estudian ampliamente en la siguiente sección. (McCormac y Csernak 2012: 140)

La longitud efectiva está definida por el siguiente producto:

$$Long. Efectiva = KL \quad (16)$$

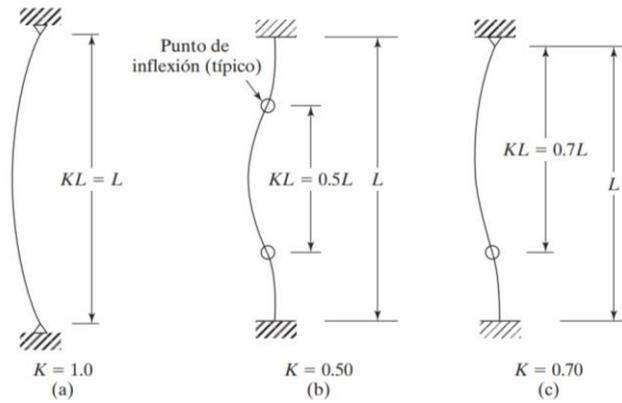


Figura 18: Longitudes efectivas de miembros en compresión. (Mc Cormac y Csernak 2012: 141)

- Factor de longitud efectiva (K)

<p align="center">TABLE C-A-7.1 Approximate Values of Effective Length Factor, K</p>						
<p>Buckled shape of column is shown by dashed line</p>	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Theoretical K value	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Recommended design value when ideal conditions are approximated	0.65	0.80	1.2	1.0	2.1	2.0
End condition code	<p>Rotation fixed and translation fixed</p> <p>Rotation free and translation fixed</p> <p>Rotation fixed and translation free</p> <p>Rotation free and translation free</p>					

Figura 19: Valores aproximados del factor de longitud efectiva. (ANSI/AISC 360-10: p. 511)

➤ Radio de giro

Está definido por la siguiente expresión:

$$r = \sqrt{I/A} \quad (17)$$

I: Momento de inercia en la dirección de análisis.

A: Área de la sección transversal.

➤ **Resistencia de un miembro sometido a compresión**

Para determinar la resistencia a la compresión de un miembro existen tres procedimientos, que se pueden realizar independientemente y obtener resultados con porcentajes de variación pequeños, los cuales podemos despreciar. Todos ellos están basados en el Capítulo E del ANSI/AISC 360-10, el que indica en su Sección E1 que la resistencia nominal a la compresión P_n será el menor valor obtenido en base a la aplicación de los estados límites de pandeo flexional, pandeo torsional y pandeo flexo-torsional.

- Empleando las Tablas 4-1 a 4-12 del Steel Construction Manual del AISC (2011 – 14 ed.).

Supongamos que la sección a analizar es una W10x39 y $F_y=50\text{Ksi}$ y con una longitud efectiva (KL) de 10 pies, se procede como se muestra en la ilustración siguiente; se traza una línea vertical partiendo de la sección en evaluación y una línea horizontal, el punto de intersección de los trazos, caerá sobre un valor, el que representa la resistencia permisible en compresión del miembro evaluado. según se esté realizando el análisis por el método ASD o LRFD, se compara con la carga última y se decide si está sección es suficiente, caso contrario se intenta con otra sección hasta encontrar la adecuada. El Steel Construction Manual del AISC (2011 – 14 ed.) en su página 4-3 indica que es las Resistencias Disponibles a la Compresión axial indicadas en sus Tablas están elaboradas en concordancia con el Capítulo E del ANSI/AISC 360-10, por lo que el valor de esta resistencia es la menor de los tres estados límites que plantea dicha especificación.

Shape		W10×									
		54		49		45		39		33	
Design		P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$								
		ASD	LRFD								
radius of gyration, r_y	0	473	711	431	648	398	598	344	517	291	437
	6	446	671	407	611	363	545	313	470	263	395
	7	437	657	398	598	350	527	302	454	253	381
	8	427	642	388	584	337	507	290	436	243	365
	9	415	624	378	568	322	485	277	416	232	348
	10	403	605	366	550	307	461	263	396	220	330
	11	389	585	354	532	291	437	249	374	207	311

Figura 20: Análisis de miembros en compresión empleando la Tabla 4-1 del Manual de AISC. (Adaptado de Steel Construction Manual del AISC 14 ed. 2011)

- Haciendo uso de la Tabla 4.22 del Steel Construction Manual del AISC (2011 – 14 ed.).

Se traza una línea vertical en la columna que contiene al esfuerzo de fluencia del miembro en estudio, y una línea horizontal en la fila que contiene a la relación de esbeltez efectiva (KL/r) del miembro en estudio, si el valor de (KL/r) no se encuentra en dicha tabla, la intersección de dichas líneas indicará el esfuerzo crítico permisible de un miembro en compresión, si la relación de esbeltez efectiva no se encuentra en la tabla se interpolará con las relaciones de esbeltez efectiva adyacentes. Este esfuerzo se compara con el esfuerzo requerido y se decide si es suficiente, caso contrario se prueba con otra sección hasta encontrar la adecuada. Ver ilustración que sigue para un mejor entendimiento. El Steel Construction Manual del AISC (2011 – 14 ed.) en su página 4-3 indica que las Resistencias Disponibles a la Compresión axial indicadas en sus Tablas están elaboradas en concordancia con el Capítulo E del ANSI/AISC 360-10, dado que los esfuerzos son una traducción de las resistencias, se colige que el valor de este esfuerzo es el menor de los tres estados límites que plantea dicha especificación.

Table 4-22
Available Critical Stress for
Compression Members

		$F_y = 35 \text{ ksi}$		$F_y = 36 \text{ ksi}$		$F_y = 42 \text{ ksi}$		$F_y = 46 \text{ ksi}$		$F_y = 50 \text{ ksi}$		
$\frac{KL}{r}$		F_{cr}/Ω_c	$\phi_c F_{cr}$									
		ksi	ksi									
		ASD	LRFD									
1		21.0	31.5	1	21.6	32.4	1	25.1	37.8	1	29.9	45.0
2		21.0	31.5	2	21.6	32.4	2	25.1	37.8	2	29.9	45.0
3		20.9	31.5	3	21.5	32.4	3	25.1	37.8	3	29.9	45.0
4		20.9	31.5	4	21.5	32.4	4	25.1	37.8	4	29.9	44.9
5		20.9	31.5	5	21.5	32.4	5	25.1	37.7	5	29.9	44.9
6		20.9	31.4	6	21.5	32.3	6	25.1	37.7	6	29.9	44.9
7		20.9	31.4	7	21.5	32.3	7	25.1	37.7	7	29.8	44.8
8		20.9	31.4	8	21.5	32.3	8	25.1	37.7	8	29.8	44.8
9		20.9	31.4	9	21.5	32.3	9	25.0	37.6	9	29.8	44.7

Figura 21: Análisis de miembros en compresión empleando la Tabla 4-22 del Manual de AISC. (Adaptado de Steel Construction Manual del AISC 14 ed. 2011)

➤ Empleando las Ecuaciones del Capítulo E del ANSI/AISC 360-10

La relación de esbeltez efectiva define el grado de esbeltez del miembro (con respecto a su eje longitudinal), sin embargo en ANSI/AISC 360-10 contempla en su Tabla B4.1a que parte de todo ese miembro también puede ser o no esbelto, si es mayor o no respectivamente los valores que se indican en dicha tabla.

El mencionado capítulo se divide en siete secciones, como sigue:

E1. Provisiones generales.

E2. Longitud efectiva.

E3. Pandeo flexional de miembros sin elementos esbeltos.

E4. Pandeo torsional y flexo-torsional de miembros sin elementos esbeltos.

E5. Miembros en compresión de ángulo simple.

E6. Miembros contruidos.

E7. Miembros con elementos esbeltos.

Debido al limitado espacio no se indican las fórmulas que el ANSI/AISC 360-10 indica en el referido Capítulo para el análisis de secciones en compresión, no obstante,

se incluye su Tabla User Note E1.1 (p. 32), la cual servirá de guía para el adecuado uso del Capítulo E, esta indica que análisis realizar en función de la geometría de la sección transversal del miembro y de si tiene o no elementos rigidizados.

Tabla 14: Relación ancho - espesor: Elementos a compresión en miembros sujetos a compresión axial. (ANSI/AISC 360-10: p. 16)

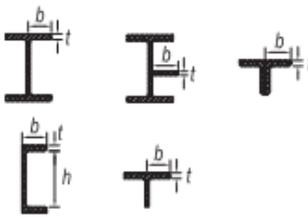
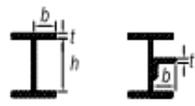
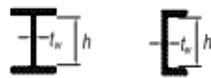
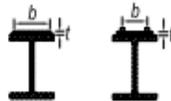
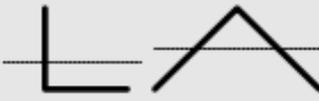
TABLE B4.1a Width-to-Thickness Ratios: Compression Elements Members Subject to Axial Compression				
Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio λ_c (nonslender/slender)	Examples
Unstiffened Elements	1 Flanges of rolled I-shaped sections, plates projecting from rolled I-shaped sections; outstanding legs of pairs of angles connected with continuous contact, flanges of channels, and flanges of tees	b/t	$0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	2 Flanges of built-up I-shaped sections and plates or angle legs projecting from built-up I-shaped sections	b/t	$0.64 \sqrt{\frac{k_c E}{F_y}}$ ^[a]	
	3 Legs of single angles, legs of double angles with separators, and all other unstiffened elements	b/t	$0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	4 Stems of tees	d/t	$0.75 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Stiffened Elements	5 Webs of doubly-symmetric I-shaped sections and channels	h/t_w	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	6 Walls of rectangular HSS and boxes of uniform thickness	b/t	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	7 Flange cover plates and diaphragm plates between lines of fasteners or welds	b/t	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	8 All other stiffened elements	b/t	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	9 Round HSS	D/t	$0.11 \frac{E}{F_y}$	

Tabla 15: Tabla de selección para la aplicación de las Secciones del Capítulo E del ANSI/AISC-360-10. (ANSI/AISC 360-10: p. 16)

TABLE USER NOTE E1.1 Selection Table for the Application of Chapter E Sections				
Cross Section	Without Slender Elements		With Slender Elements	
	Sections in Chapter E	Limit States	Sections in Chapter E	Limit States
	E3 E4	FB TB	E7	LB FB TB
	E3 E4	FB FTB	E7	LB FB FTB
	E3	FB	E7	LB FB
	E3	FB	E7	LB FB
	E3 E4	FB FTB	E7	LB FB FTB
	E6 E3 E4	FB FTB	E6 E7	LB FB FTB
	E5		E5	
	E3	FB	N/A	N/A
Unsymmetrical shapes other than single angles	E4	FTB	E7	LB FTB

FB = flexural buckling, TB = torsional buckling, FTB = flexural-torsional buckling, LB = local buckling

d) Anclaje de acero estructural al concreto

El Capítulo 17 del Código ACI 318 -14 indica que los requisitos necesarios a para el adecuado diseño de anclajes en estructuras de concreto. El elevado número de fórmulas y consideraciones para tal diseño que tiene el referido Capítulo ha sido decisivo para no incluirlos en el presente.

2.2.4. EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA DE ESTRUCTURAS EXISTENTES

El Capítulo 27 del Código ACI 318 – 14, indica que para realizar la evaluación de estructuras existentes es necesario determinar la resistencia basándose en resultados de ensayos de cilindros de la construcción original o ensayos de núcleos extraídos, de la parte de la estructura cuya resistencia se desee conocer. Zambrano (2017) indica los resultados de resistencia a la compresión de concreto mediante pruebas de esclerometría son mayores en 19.39% en comparación a los realizados en testigos de concreto extraídos con diamantina.

2.2.5. CRITERIOS DE MECÁNICA DE SUELOS

El diseño exitoso de cimentaciones es fruto de una combinación de conocimiento, experiencia y buen juicio en la Ingeniería de Cimentaciones.

A) Esfuerzo total normal actuante

El esfuerzo normal total actuante (σ) sobre un punto dentro de una masa de suelo es la suma de dos esfuerzos, el esfuerzo normal efectivo (σ') y la presión de poro de agua (u), siendo esta la presión que provoca el agua freática en el punto de suelo de estudio. La siguiente expresión matemática expresa lo referido en palabras:

$$\sigma = \sigma' + u \quad (18)$$

σ' : Componente vertical de las fuerzas en puntos de contacto de sólido con sólido sobre un área de sección transversal unitaria.

u : Presión de poro de agua.

$$\sigma' = \gamma \cdot h_1 \quad (19)$$

El agua freática hará que parte del suelo bajo ella este en condición de saturado, por lo que el suelo ejercerá un esfuerzo al punto de suelo en estudio, se calculará como el producto del peso específico saturado del suelo “bajo el agua freática” (γ_w) y el espesor de este estrato (h_2), así: (Das 2012: 30)

$$\sigma_1 = \gamma_w \cdot h_2 \quad (20)$$

Con lo que resulta que el esfuerzo normal total es: (Das 2012: 30)

$$\sigma = \gamma \cdot h_1 + \gamma_w \cdot h_2 \quad (21)$$

B) Resistencia al corte en su condición no drenada

En esta condición la resistencia al corte se puede determinar empleando la fórmula siguiente: (Das 2012: 51)

$$s = c + \sigma \cdot \tan \phi \quad (22)$$

Donde:

c = Cohesión en su condición no drenada

ϕ = Ángulo de fricción.

σ = Esfuerzo total normal actuante.

s = Resistencia al corte de un suelo en su condición no drenada.

2.3. DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS

2.3.1. Arriostramiento

Es aquel sistema de elementos dispuestos adecuadamente que rigidizan y estabilizan una estructura, limitando sus desplazamientos, principalmente los laterales. (Corral: s.f.)

2.3.2. Rigidización

Consiste en el incremento de la rigidez lateral de una estructura que presenta deficiencias de desplazamientos laterales excesivos. La rigidización se logra incorporando riostras, tabiques de albañilería, muros de corte (de concreto armado o de planchas de acero estructural), que actúen conjuntamente con el sistema resistente en la resistencia de fuerzas laterales. (Crisafulli 2014)

2.3.3. Región de rótula o articulación plástica

Región de un elemento de pórtico (columnas, vigas) o muro estructural en la que se espera que ocurra fluencia por flexión durante la respuesta sísmica inelástica de la estructura, (NTP E.060 2009) Estas zonas se diseñan y detallan para que sean estas zonas las que se plastifiquen antes que los demás elementos estructurales, evitando así fallas frágiles en la estructura. (Crisafulli 2014)

2.3.4. Modelo computacional

El modelo computacional es el empleo de softwares computacionales al que se le ingresa información para simular y estudiar el comportamiento de diferentes sistemas, desde los más simples hasta los más elaborados, mismos que sirven para hacer predicciones del comportamiento del modelo real y agilizar el proceso en toma de decisiones, pues el tiempo para obtener resultados es bastante corto en comparación a que tomaría obtener los resultados por medio de cálculos manuales. (NIBIB 2016)

2.3.5. Ductilidad

Es la propiedad de un material y/o estructura capaz de admitir grandes deformaciones antes de fallar, sin perder su capacidad de carga. La ductilidad en elementos tales como el acero es muy elevada en comparación con la que tiene el concreto (es un material frágil). Una barra de acero traccionada por una fuerza, se comportará dentro de su rango elástico si esta fuerza no causa la fluencia en el acero, sin embargo si esta fuerza

se incrementa progresivamente, el acero fluirá y por tanto se alargará más allá de su deformación de fluencia, a la vez ocurrirá una reducción de la sección de la barra de acero a causa de su alargamiento en la dirección de la fuerza aplicada, mientras más deformación admita esta barra de acero antes de su rotura se dirá que tiene más o menos ductilidad.(Crisafulli 2014) En estructuras ya sea de concreto armado o acero estructural se espera que los elementos resistentes presenten grandes deformaciones antes de su falla, dicho de otra forma, que sean dúctiles, garantizando así la evacuación segura de sus ocupantes, ante el posible colapso parcial o total de la estructura. El concreto al ser un material frágil, no aporta ductilidad, sin embargo, esta es aportada por el acero de refuerzo que se incluye en los elementos tales como vigas y columnas.

2.3.6. Pandeo

Como ejemplo ilustrativo considérese un elemento de diámetro D , y altura D , cargada en compresión, este elemento presenta gran estabilidad ante la carga, pudiendo soportar incluso más carga, hasta alcanzar su falla. Sin embargo, si el elemento considerado tuviese una longitud de varias veces su diámetro, la carga en compresión que sería capaz de resistir sería incluso menor que el elemento de longitud D , pues este elemento al ser de mayor longitud que el anterior presentará problemas de estabilidad lateral. La relación existente entre la longitud del elemento y el radio de giro de su sección transversal, se conoce como esbeltez. En tanto la esbeltez de un elemento es mayor, su capacidad de carga será menor y el pandeo que pueden sufrir, mayor. (Popov 2000 : 667) El pandeo es un fenómeno que se presenta en elementos sujetos a flexión y/o cargas de compresión, provocando que el centro de gravedad de este elemento se aleje de su eje longitudinal, con la consiguiente pérdida de su capacidad de carga. (Domingo: 2008) Conforme crece la esbeltez de un elemento, la capacidad de carga por compresión se verá afectada, incrementándose así los efectos de pandeo. (McCormac y Brown 2014 : 312)

2.3.7. Espectro de respuesta

Herramienta empleada en dinámica estructural, que consiste en un gráfico, cuyas abscisas es el periodo o frecuencia de la estructura y las ordenadas la respuesta máxima calculada para diferentes grados de amortiguamiento. La máxima respuesta puede ser, desplazamientos, velocidades o aceleraciones que se produce en un sistema de un grado de libertad. Sin embargo, los espectros de respuesta omiten información

importante, pues el comportamiento de una estructura no depende únicamente de la máxima acción que imprime el sismo al terreno, sino también de la duración del movimiento y del número de ciclos que sometan a la estructura a desplazamientos significativos. (Chopra 2014 y Crisafulli 2014)

A continuación se describen los diferentes tipos de espectros que considera en su descripción U N Cuyo 2002:

a) Espectro de respuesta elástica

Representa las respuestas máximas de un sismo determinado, en el que se pueden incluir varias curvas, para factores de amortiguamiento diferentes. Se emplea para estudiar las características del terremoto y el efecto sobre las estructuras. Este tipo de espectro presenta variaciones bruscas con picos elevados y valles extensos y cortos.

b) Espectro de respuesta inelástica

Son parecidos a los anteriores, con la salvedad de que en este caso se supone que el oscilador de un grado de libertad experimenta deformaciones en el rango plástico, por acción del sismo (de ahí “Espectro de respuesta inelastica”). Este tipo de espectro es muy importante en el diseño sismorresistente, pues las estructuras se diseñan para que incurran en el rango plástico

c) Espectro de diseño

Una estructura no se diseña para un terremoto en particular en un lugar específico, pues es muy poco probable que el próximo terremoto tenga características siquiera similares. Para obtener el espectro de diseño, se suavizan las curvas del espectro de respuesta inelástica, con la finalidad de eliminar las variaciones bruscas que este presenta. Es espectro de diseño se obtiene con ayuda de medios probabilísticos, que el presente trabajo de investigación no expone.

3. CAPÍTULO III: MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. PROCEDIMIENTO

El procedimiento que se siguió para realizar la presente investigación es el que se resume en el siguiente esquema.

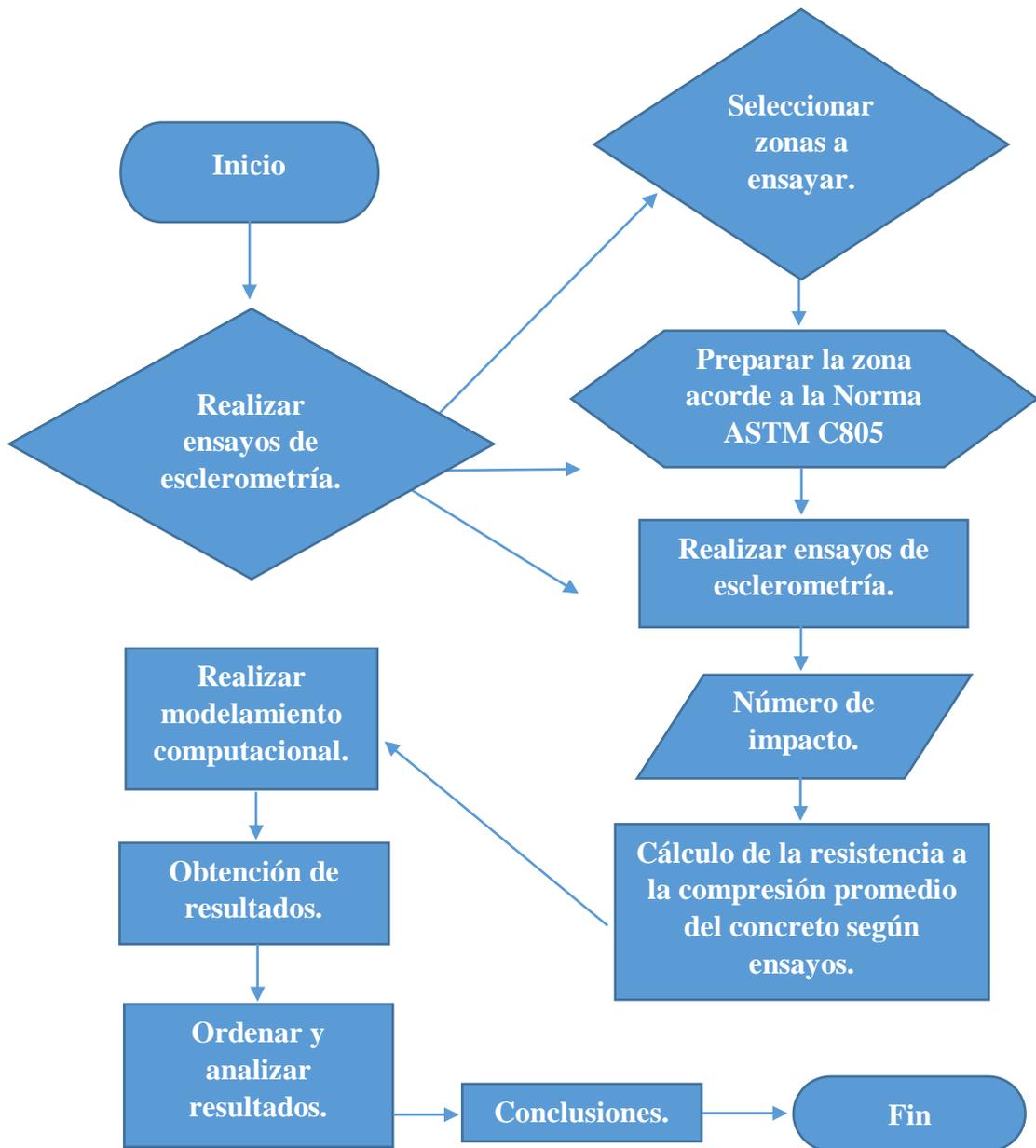


Figura 22: Diagrama de flujo para el desarrollo del presente trabajo de investigación (Elaboración propia).

3.2. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS PARA DETERMINAR LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL CONCRETO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEL EDIFICIO EN ESTUDIO

3.2.1. Técnica

A) Tacto y observación directa

Para tomar la decisión de seguir o no suavizando las partes muy texturizadas o con mortero suelto de las áreas de ensayos de esclerometría.

B) Toma de notas y apuntes en campo

Para tener el registro escrito como una segunda fuente y así tener a buen recaudo los resultados de los ensayos de esclerometría realizados.

C) Toma de fotografías

Para tener registrados en fotografías los ensayos de esclerometría realizados.

3.2.2. Instrumentos

A) Esclerómetro

Martillo que consiste en un martillo de acero accionado por resorte que cuando se libera golpea un émbolo de acero en contacto con la superficie del concreto. El martillo cargado por resorte debe viajar con una velocidad constante y reproducible. La distancia de rebote del martillo de acero desde el émbolo de acero se mide en una escala lineal unida al marco del instrumento. (ASTM C805) Que sirvió para determinar el número de impacto en el concreto, y con este la resistencia a la compresión del material ensayado.

B) Piedra abrasiva

Consiste en carburo de silicio de textura de grano medio o material equivalente (ASTM C805), que sirvió para uniformizar y suavizar la superficie de ensayo de esclerometría.

C) Cuaderno de campo

Para anotar las lecturas que se realizaban en los ensayos de esclerometría, a continuación se muestra una imagen del cuaderno de campo empleado.

Tabla 16: Cuaderno de campo. (Elaboración propia)

Esclerometría en edificio de Industrias Alimentarias de la UNC														
Fecha de ensayo de esclerometría:	Del 13 al 14 de agosto.													
Material:	Concreto endurecido.													
Resistencia a compresión especificada:	210 Kg/cm ²													
Edad promedio del concreto:	11.47 años													
Equipo:	Esclerómetro													
Marca de equipo:	Zhejiang Tugong Instrument													
Área de ensayo:	20cm x 20cm													

Nivel	Elemento	Código de elemento	N° de lectura, N° de impacto e Índice de rebote $\alpha = 0^\circ$												
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	Prom.

D) Escalera tipo tijera de 3.00 m de altura

Escalera de aluminio que sirvió para poder realizar los ensayos de esclerometría en las vigas.

E) Escoba de mano

Escoba de dimensiones reducidas que sirvió para retirar las impurezas de la superficie antes de cada ensayo de esclerometría.

F) Wincha

Sirvió para verificar las dimensiones del área de ensayo de esclerometría.

3.3. CONSIDERACIONES

A continuación se describe las consideraciones a tener en cuenta en el modelamiento del edificio con y sin la inclusión de arriostres:

3.3.1. Características del edificio

A continuación se indica las características y propiedades de los materiales de los que está fabricado el edificio en estudio, cabe mencionar que el análisis y modelamiento del edificio con la inclusión de arriostres se realizará con acero estructural, del que también se incluyen sus propiedades:

A) Concreto estructural de zapatas: $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ (resistencia a la compresión especificada en planos), fabricado con cemento Portland Tipo MS, (según EMS – año 2004).

B) Concreto estructural de los demás elementos: $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ (resistencia a la compresión especificada en planos, fabricado con cemento Portland Tipo I (según EMS – año 2004).

Cabe mencionar que mediante pruebas de esclerometría se determinó que la resistencia a la compresión del concreto del edificio en evaluación es **240 Kg/cm²**, es con este valor que se analizará el edificio. En el Apéndice N° 03, se presenta los resultados de las pruebas de esclerometría.

C) Acero de refuerzo: Acero Grado 60 ($f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$) - (Planos estructurales – año 2004).

D) Ladrillo para losa aligerada: Ladrillo hueco de arcilla tipo REX de 0.30x0.30x0.20m. (Planos estructurales – año 2004).

E) Techo: Cubierta con teja tipo “Andina” sobre estructura portante metálica, fabricada con acero corrugado de Grado 60 ($f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$) - (Planos estructurales – año 2004).

F) Arriostres de acero estructural:

Carrasco (2010) indica que los arriostres de acero estructural esbeltos tienden a sufrir una mayor degradación de su resistencia ciclo a ciclo en la aplicación de una carga “cíclica” en comparación a los arriostres compactos.

De lo mencionado, si se desea resistir una carga axial, digamos a compresión P, el área necesaria para resistir esta fuerza es A, la cual sería mayor o menor, dependiendo de si el esfuerzo de fluencia del acero es menor o mayor, respectivamente, para lograr un relación de esbeltez menor (elemento compacto), el radio de giro debe ser el mayor posible, y dado que el radio de giro proviene en algunas ocasiones de áreas mayores, por lo que se deberá buscar el menor esfuerzo de fluencia.

Los arriostres que se considerarán para el diseño serán fabricados de Acero Estructural A36.

- Esfuerzo de fluencia: $f_y = 2520 \text{ Kg/cm}^2$ (Grado 36).
- Módulo de elasticidad: $E = 2038901.78 \text{ Kg/cm}^2$ (ANSI/AISC-360-10).
- Módulo elástico de corte: $G = 787,437.93 \text{ Kg/cm}^2$ (ANSI/AISC-360-10).
- Sección: W.
- Dimensiones de la sección: Varias.
- Material: Acero estructural.

En seguida se detalla las secciones de cada elemento estructural, correspondiente a cada nivel del edificio:

A) Cimentación

A continuación se detalla los elementos estructurales que conforman la cimentación del edificio en estudio:

- 16 Zapatas Z1 de 3.40x3.00x0.45m
- 02 Zapatas Z2 de 3.40x3.00x0.50m
- 06 Zapatas Z3 de 3.60x3.50x0.50m
- 39 Vigas de Cimentación (Vigas Riostras) VR de 0.30x0.80m.

B) Primer nivel

Conformado por las “Aulas 01, 02, 03, 04 y 05”, “Laboratorio de Frutas, Hortalizas y Cereales”, “Laboratorio de Tecnología Cárnica”, “Laboratorio de Tecnología Láctea”, “Laboratorio de Ingeniería de Procesos Alimentarios”, “Servicios Higiénicos de Damas” y “Servicios Higiénicos de Caballeros”. Además de dos módulos de escaleras ubicados en los ejes D-D y E-E.

Tiene una altura de NPT+0.00 al nivel inferior de la losa aligerada de 3.00 m. Estructuralmente se puede comentar lo siguiente:

- 24 Columnas de 0.30x0.60m.

- 08 Vigas Principales de 0.30x0.65m, con extremos de sección variable (Ejes A-A hasta H-H), desde 0.30x0.65 a 0.30x0.40m.
- 03 Vigas Secundarias de 0.25x0.50m, con extremos de sección variable (Ejes 1-1 hasta 3-3), desde 0.25x0.50m hasta 0.3x0.40m
- 07 Vigas Centrales VC de 0.20x0.25m.
- 04 Viga de Borde VB de 0.20x0.25m.
- Losa aligerada de h=0.25m, armada en una sola dirección.

C) Segundo nivel

Conformado por el “Laboratorio de Análisis de Alimentos y Control de Calidad”, “Sala de profesores”, “Aula 06”, “Servicios Higiénicos de Damas”, “Servicios Higiénicos de Caballeros”, “Sala de Reuniones”, “Departamento Académico”, “Dirección”, “Auditorio”. Además de dos módulos de escaleras ubicados en los ejes D-D y E-E.

Tiene una altura de NPT+3.25 al nivel inferior de la losa aligerada de 3.00 m. Estructuralmente se puede comentar lo siguiente:

- 24 Columnas de 0.30x0.60m.
- 08 Vigas Principales de 0.30x0.65m, con extremos de sección variable (Ejes A-A hasta H-H), desde 0.30x0.65 a 0.30x0.40m.
- 03 Vigas Secundarias de 0.25x0.50m, con extremos de sección variable (Ejes 1-1 hasta 3-3), desde 0.25x0.50m hasta 0.3x0.40m
- 07 Vigas Centrales VC de 0.20x0.25m.
- 04 Viga de Borde VB de 0.20x0.25m.
- Losa aligerada de h=0.25m, armada en una sola dirección.

D) Tercer nivel

Conformado por el “Laboratorio de Biotecnología y Fermentaciones Industriales”, “Centro de Cómputo”, “Dirección de Altos Estudios e Investigación Alimentaria”,

“Centro Federado”, “Servicios Higiénicos de Damas” , “Servicios Higiénicos de Caballeros”, “Biblioteca”, “Sala de Capacitación Múltiple” y “Laboratorio de Altos Estudios e Investigación Alimentaria”. Además de dos módulos de escaleras ubicados en los ejes D-D y E-E.

Tiene una altura de NPT+6.50 al nivel más inferior de la cubierta de Teja Tipo Andina sobre estructura metálica Portante de 3.00 m. Estructuralmente se puede comentar lo siguiente:

- 24 Columnas de 0.30x0.60m.
- 08 Vigas Principales de 0.25x0.60m (Ejes A-A hasta H-H).
- 03 Vigas Secundarias V-304 de 0.25x0.50m, con extremo de sección variable (Ejes 1-1 hasta 3-3).
- Techo a cuatro aguas construido con cerchas fabricadas con acero Sider Perú Grado 60, y cubierta con Teja Tipo Andina.

El modelamiento del edificio con la inclusión de arriostres tendrá los mismos elementos estructurales (vigas, columnas y losas) que el edificio sin la inclusión de estos, pues la única modificación será la adición de arriostres, el cambio de muros de albañilería confinada por muros Drywall. La inclusión de arriostres del tipo que fuese se realizará sin modificar la ubicación de vanos, aparatos sanitarios y o tableros eléctricos, los mismos que se pueden adicionar en las zonas indicadas en las ilustraciones siguientes:

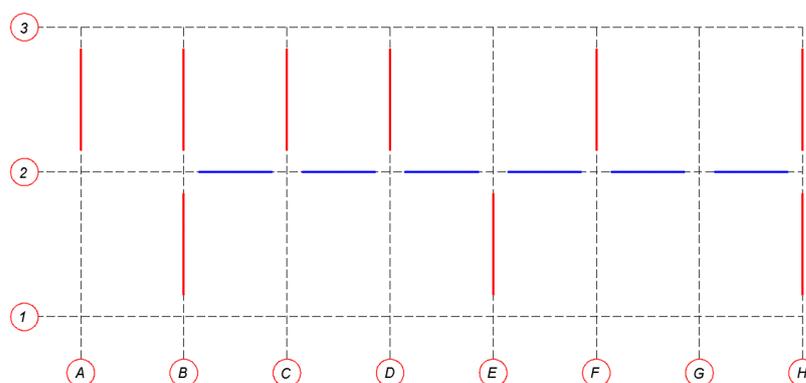


Figura 22: Zonas donde es posible incluir arriostres (de cualquier tipo) - Primer nivel. (Elaboración propia)

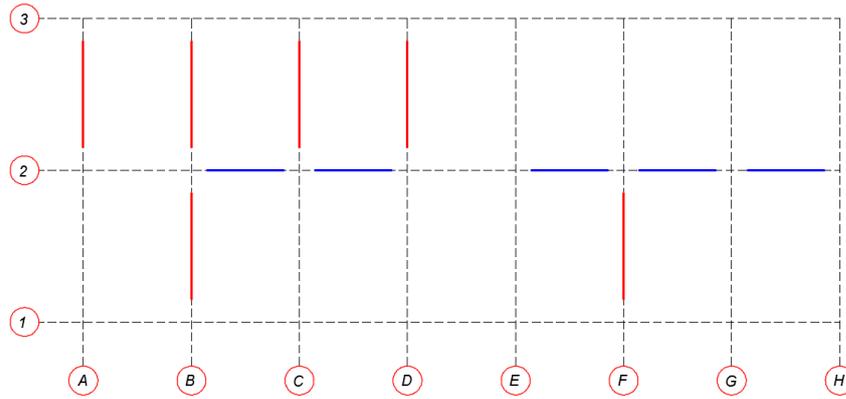


Figura 23: Zonas donde es posible incluir arriostres (de cualquier tipo) - Segundo nivel. (Elaboración propia)

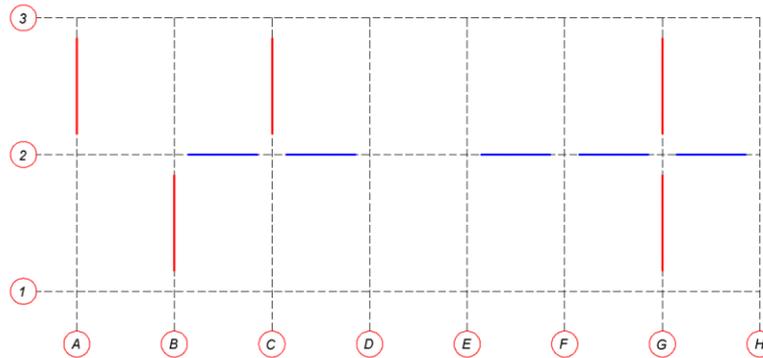


Figura 24: Zonas donde es posible incluir arriostres (de cualquier tipo) - Tercer nivel. (Elaboración propia)

Sin embargo las zonas donde se ubicarán los arriostres del tipo que fuese es en las zonas indicadas en las siguientes tres ilustraciones, teniendo en cuenta para su ubicación, evitar momentos torsionales excesivos:

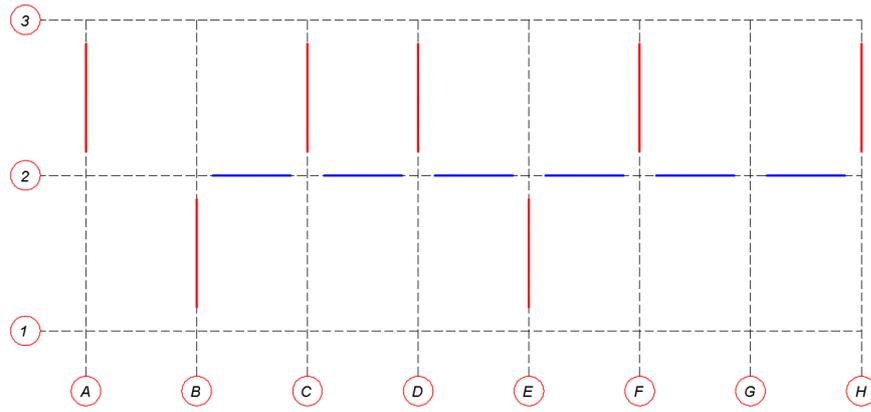


Figura 25: Zonas donde se adicionan arriostres - Primer nivel. (Elaboración propia)

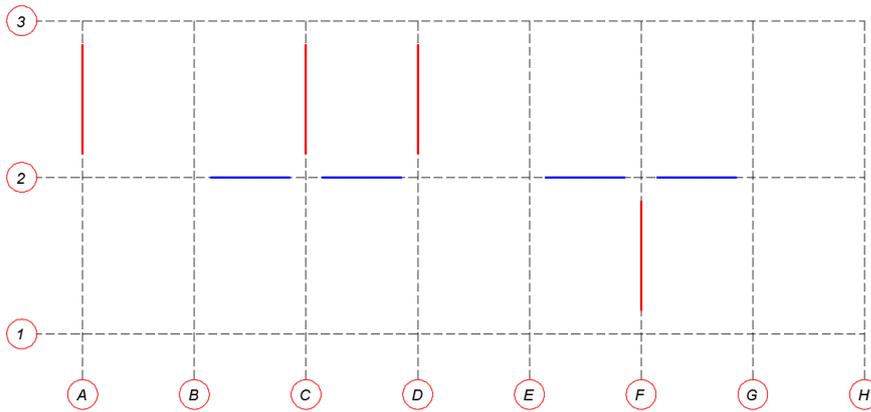


Figura 26: Zonas donde se adicionan arriostres - Segundo nivel. (Elaboración propia)

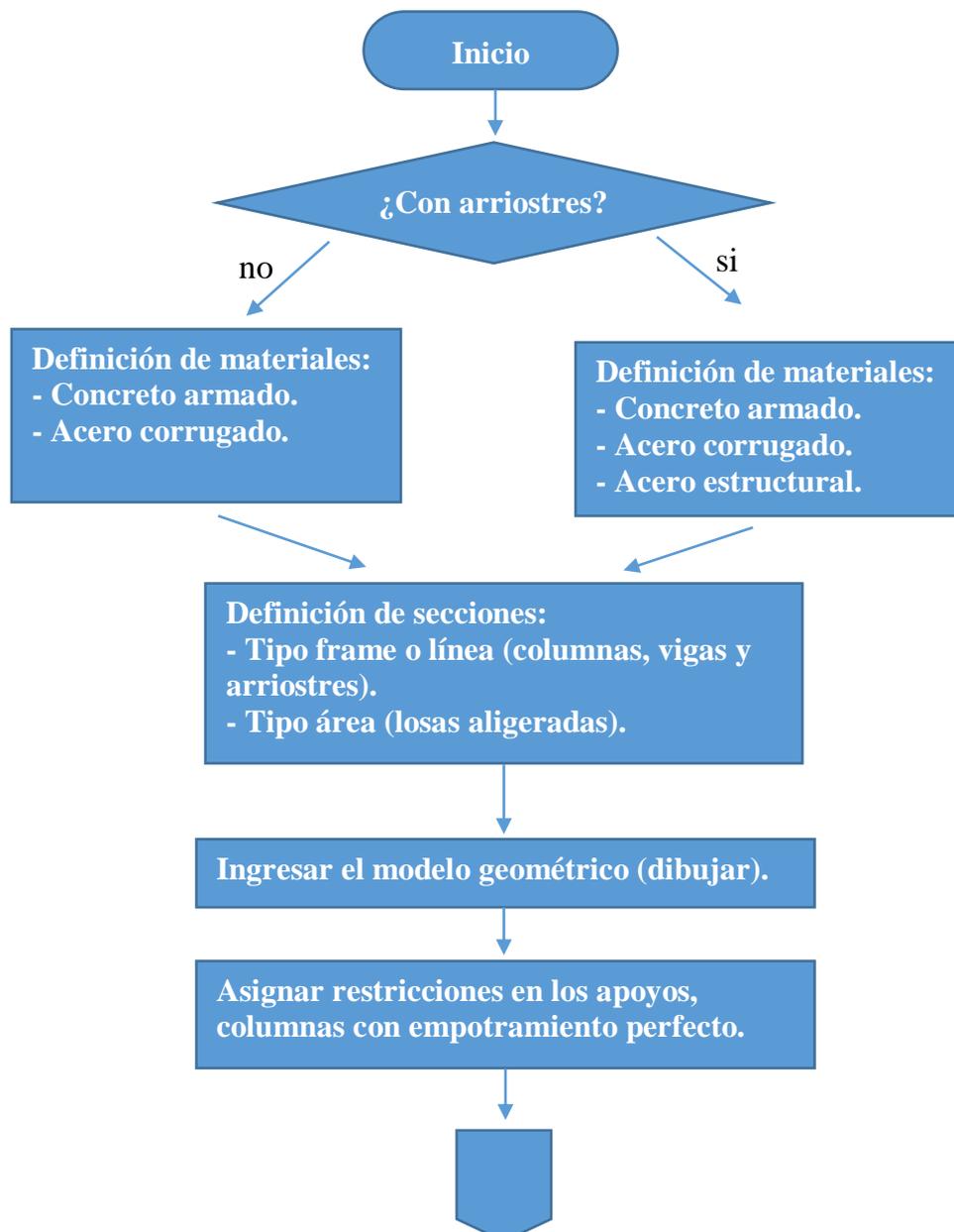


Figura 27: Zonas donde se adicionan arriostres - Tercer nivel. (Elaboración propia)

3.3.2. Modelamiento computacional

Para el modelamiento de ambas estructuras: sin y con la inclusión de arriostres se utiliza las características estructurales y propiedades mecánicas de materiales del expediente técnico y los que figuran en los planos As Build del edificio, así como los aspectos teóricos, técnicos y prácticos detallados en los anteriores acápite. El desarrollo del modelo se lo realiza en el Software Computacional ETABS Versión 16.2.1.

A) Procedimiento de modelamiento computacional en Etabs Versión 16.2.1



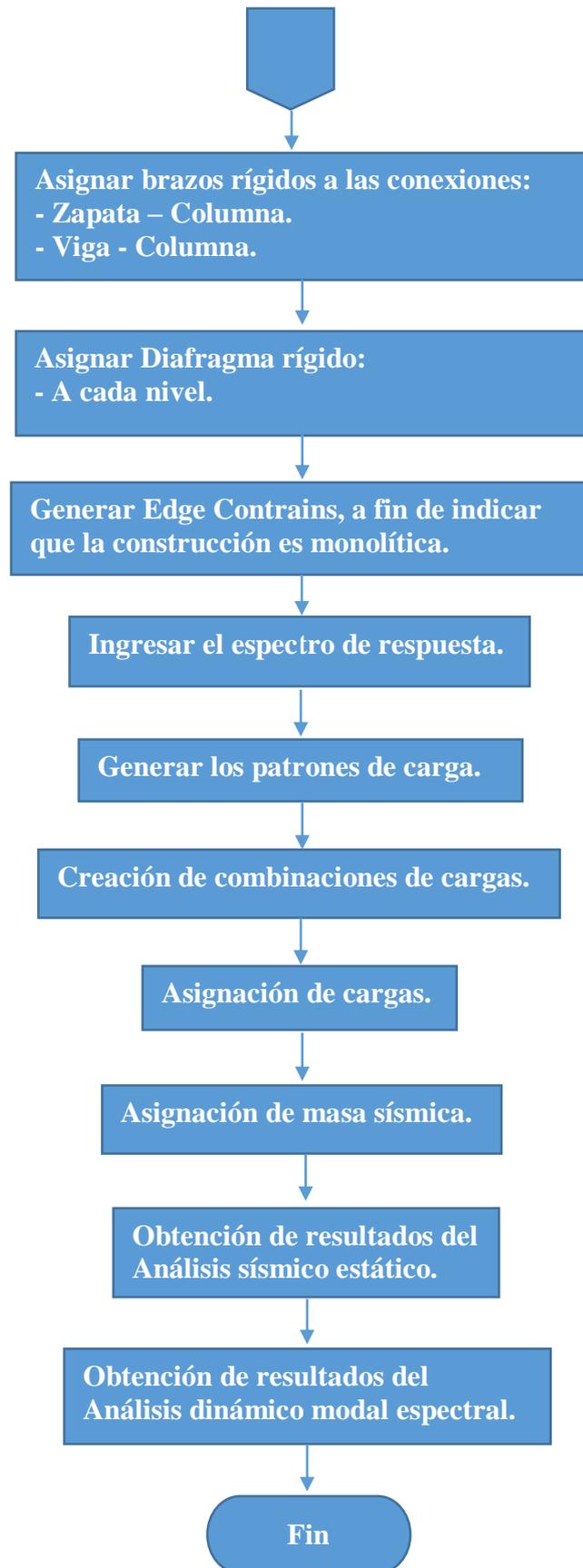


Figura 28: Diagrama de flujo de diagrama computacional en Etabs Versión 16.2.1 (Elaboración propia).

B) Consideraciones de modelamiento computacional

El análisis de la estructura con y sin la inclusión de arriostres se realiza teniendo las siguientes consideraciones:

- Base del edificio empotrada al suelo.
- En cada nivel se considera diafragma rígido el sistema formado por vigas y losa aligerada.
- El peso sísmico para el análisis sísmico estático y para el análisis modal espectral se calculará tal como lo indica el artículo 4.3 de la Norma Técnica E.030 “Diseño Sismorresistente” del Reglamento de Edificaciones, publicada el 24 de enero de 2016.
- Se corroborará factores de irregularidad: tanto en planta como en altura, que inicialmente se suponen iguales a 1.
- Se verificará la relación existente entre el cortante estático y el dinámico cumpla con lo indicado por la norma E.030.

En el modelamiento del edificio con la inclusión de arriostres se tendrá especial cuidado en cambiar las cargas de albañilería confinada por cargas de muro Drywall que cubrirán la visibilidad de los arriostres, así también como la incorporación de las características mecánicas y geométricas de los arriostres.

3.3.3. Cargas de análisis

Para el modelamiento computacional con y sin la incorporación de arriostres se considerará las cargas siguientes:

A) Cargas muertas

Son aquellas cargas que corresponden al peso real de los materiales que conforman el edificio y los que deberán soportar la edificación. Estas cargas las dividiremos en:

- Carga muerta por **peso propio** de elementos estructurales: Columnas, vigas y losas aligeradas, estas cargas las calculará el software con las dimensiones que ingresemos de cada elemento y el peso específico que le asignemos al material

del que está compuesto. Sin embargo, se realizó el metrado de pesos de dichos elementos para tener una idea de su magnitud.

- Carga muerta por **peso de ladrillo hueco de arcilla tipo REX 30x30x20 cm**, este peso debería incluirse en las cargas de peso propio de elementos estructurales (losas aligeradas), sin embargo el software Etabs no considera este material en la definición de elementos, por lo que se agregará como otra carga.
- Carga muerta por **Albañilería Confinada** (inc. tarrajeo), en el caso de zonas de inclusión de arriostres las cargas que corresponden a muro Drywall, se considerarán dentro de este mismo patrón de carga.
- Carga muerta por **materiales de acabados de piso y cielo raso**, tales como:
 - ✓ Tarrajeo de columnas estructurales (se distribuirán en la losa como carga por m², debido a su pequeña contribución en comparación al peso de los acabados de piso).
 - ✓ Tarrajeo de cielo raso: incluye el tarrajeo de la losa aligerada y las vigas estructurales.
 - ✓ Piso cerámico, incluye el peso del cerámico, tapizón, vinílico y su correspondiente contra piso.
 - ✓ Baldosas y calamina tipo teja andina para para el nivel de cobertura.

A continuación se adjunta las tablas correspondientes a las cargas muertas, según lo descrito con anterioridad.

Tabla 17: Peso de elementos estructurales. (Elaboración propia)

Item	Descripción	Parcial (Tn)
01	Primera planta	147.95
01.01	Vigas riostras	126.49
01.02	Columnas	21.46
02	Segunda planta	394.24
02.01	Losa aligerada	232.31
02.02	Vigas	124.10
02.03	Columnas	37.84
03	Tercera planta	396.42
03.01	Losa aligerada	232.31
03.02	Vigas	124.10
03.03	Columnas	40.02
04	Cobertura tipo teja andina	92.01
04.01	Vigas	69.31
04.02	Columnas	22.71
Total (Tn)		1,030.63

Tabla 18: Carga muerta por ladrillo hueco de arcilla Tipo REX 30x30x20 (Kg/m²). (Elaboración propia)

Primera planta	Segunda planta	Tercera planta	Cobertura tipo teja andina
-	84.00	84.00	-

Tabla 19: Carga muerta por muro Drywall (Kg/m). (Elaboración propia)

Ejes	Primera planta	Segunda planta	Tercera planta
Ejes numéricos	54.67	56.73	91.18
Ejes alfabéticos	51.58	53.64	88.09

Nota: La tabla anterior se elaboró considerando Placas Gyplac Estándar de ½” de espesor, parantes y rieles según recomendaciones del fabricante.

Tabla 20: Carga muerta por acabados de piso y cielo raso (Kg/m²). (Elaboración propia)

Primera planta	Segunda planta	Tercera planta	Cobertura tipo teja andina
-	134.00	134.18	21.04

Tabla 21: Carga muerta por albañilería confinada (Kg/m). (Elaboración propia)

Ejes	Primera planta	Segunda planta	Tercera planta
Ejes numéricos			
Eje 0-0	-	-	566.00
Eje 1-1	513.00	355.00	438.00
Eje 2-2	1,092.00	889.00	1,149.00
Eje 3-3	450.00	354.00	372.00
Eje 4-4	-	584.00	566.00
Ejes alfabéticos			
Eje A-A	1,638.00	1,295.00	1,299.00
Eje B-B	1,443.00	1,188.00	1,615.00
Eje C-C	1,115.00	972.00	1,035.00
Eje C'-C'	1,187.00	-	-
Eje D-D	1,115.00	1,448.00	1,434.00
Eje D'-D'	-	1,020.00	1,146.00
Eje E-E	1,772.00	-	-
Eje F-F	1,115.00	927.00	-
Eje F'-F'	1,187.00	-	-
Eje G-G	-	-	1,035.00
Eje H-H	1,772.00	1,461.00	-
Eje H'-H'	-	-	661.00

B) Cargas vivas

Estas cargas incluyen las personas que transitan, los muebles que se colocarán en las oficinas, carpetas de aulas, libros, etc.

➤ **Cargas vivas de piso**

Según la Norma Técnica Peruana E.020 Cargas: “Se usará como mínimo los valores que se establecen en la tabla 1 ...”, de la citada norma.

A continuación se muestra una tabla, en la que se indica las cargas vivas de piso con las que se analizará el edificio en estudio.

Tabla 22: Carga viva de piso (Kg/m²). (Elaboración propia)

Planta	Ambientes	Carga viva de piso
Primera	No se aplica, pues las cargas irán sobre el terreno.	0
Segunda	Corredores	400
	Laboratorio de análisis de alimentos y control de calidad	300
	Sala de profesores (con asientos móviles)	400
	Auditorio (con asientos móviles)	400
	Aula N° 06	250
	SS.HH. Damas y Varones	300
	Dirección	250
	Departamento académico	250
	Sala de reuniones	400
Tercera	Corredores	400
	Laboratorio de biotecnología y fermentaciones industriales	300
	Laboratorio de altos estudios e investigación alimentaria	300
	Centro de cómputo	250
	Sala de capacitación múltiple (con asientos móviles)	400
	Dirección de altos estudios e investigación alimentaria	250
	Centro federado	400
	Biblioteca (sala de lectura y atención)	300
	Biblioteca (libreros)	750
	SS.HH. Damas y Varones	300

➤ **Cargas vivas de techo**

Según la Norma Técnica Peruana E.020 Cargas: “Para techos con coberturas livianas de planchas onduladas plegadas, calaminas, fibrocemento, material plástico, etc., cualquiera sea su pendiente, 0.30 kPa (30 Kg/m²), excepto cuando en el techo pueda haber acumulación de nieve, ...”

De lo indicado por la Norma E.020, se coligue lo indicado en la tabla siguiente.

Tabla 23: Carga viva de techo Kg/m²). (Elaboración propia)

Planta	Ambientes	Carga viva de techo (Kg/m²)
Techo	Con cobertura tipo Teja Andina	30

C) Cargas de viento

Según la Norma Técnica E.020: Cargas: “La estructura, los elementos de cierre y los componentes exteriores de todas las edificaciones expuestas a la acción del viento, serán diseñadas para resistir las cargas (presiones y succiones) exteriores e interiores debidas al viento, suponiendo que este actúa en dos direcciones horizontales perpendiculares entre sí. En la estructura la ocurrencia de presiones y succiones exteriores serán consideradas simultáneamente.”

➤ Velocidad de diseño

Según la Norma Técnica E.020: Cargas: “La velocidad de diseño de viento será la velocidad máxima adecuada a la zona de ubicación de la edificación (Ver anexo 2) pero no menos de 75 Km/h. La velocidad de diseño de viento en cada altura de la edificación se obtendrá de la siguiente expresión.

$$V_h = V(h/10)^{0.22} \quad (23)$$

Donde:

V_h : velocidad de diseño en la altura h en Km/h

V : velocidad de diseño hasta 10 m de altura en Km/h

h : altura sobre el terreno en metros”

➤ Carga exterior de viento

Según la Norma Técnica E.020: Cargas: “La carga exterior (presión o succión) ejercida por el viento se supondrá estática y perpendicular a la superficie sobre la cual actúa. Se calculará mediante la expresión:

$$P_h = 0.005CV_h^2 \quad (24)$$

Donde:

P_h : presión o succión del viento a una altura h en Kg/m².

C: factor de forma adimensional indicado en la tabla 4.

V_h : velocidad de diseño en la altura h, en Km/h ...”

Tabla 24: Factores de forma (C). (NTP E.020)*

CONSTRUCCIÓN	BARLOVENTO	SOTAVENTO
Superficies verticales de edificios	+0,8	-0,6
Anuncios, muros aislados, elementos con una dimensión corta en el sentido del viento	+1,5	
Tanques de agua, chimeneas y otros de sección circular o elíptica	+0,7	
Tanques de agua, chimeneas, y otros de sección cuadrada o rectangular	+2,0	
Arcos y cubiertas cilíndricas con un ángulo de inclinación que no exceda 45°	±0,8	-0,5
Superficies inclinadas a 15° o menos	+0,3 -0,7	-0,6
Superficies inclinadas entre 15° y 60°	+0,7 -0,3	-0,6
Superficies inclinadas entre 60° y la vertical	+0,8	-0,6
Superficies verticales ó inclinadas(planas ó curvas) paralelas a la dirección del viento	-0,7	-0,7
* El signo positivo indica presión y el negativo succión.		

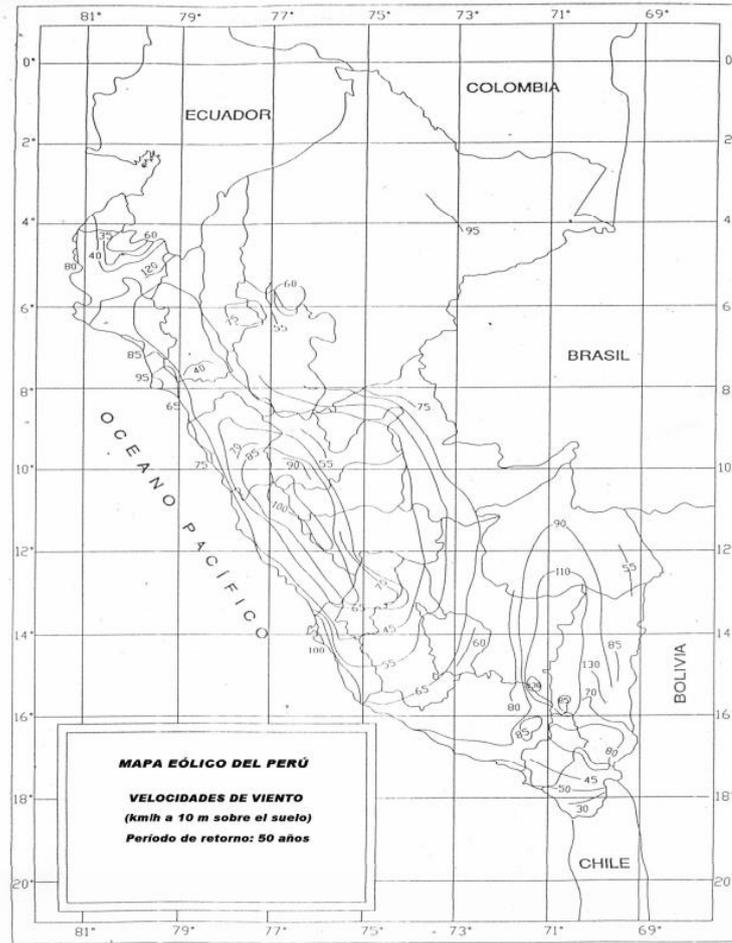


Figura 28: Mapa eólico del Perú. (NTP E.020)

De lo mencionado, se desprende lo siguiente:

Tabla 25: Carga de viento en Cobertura – Viento en X. (Elaboración propia)

h (m)	V_h	Barlovento		Sotavento		Sotavento lateral	
		C	P_h (Kg/m ²)	C	P_h (Kg/m ²)	C	P_h (Kg/m ²)
10.87	75	0.7	20.42	0.6	17.51	0.6	17.51

Tabla 26: Carga de viento en Cobertura – Viento en Y. (Elaboración propia)

h (m)	V_h	Barlovento		Sotavento		Sotavento lateral	
		C	P_h (Kg/m ²)	C	P_h (Kg/m ²)	C	P_h (Kg/m ²)
10.87	75	0.7	20.42	0.6	17.51	0.6	17.51

Tabla 27: Carga de viento en Paredes - Viento en X. (Elaboración propia)

h (m)	V _h	Barlovento		Sotavento		Sotavento lateral	
		C	P _h (Kg/m ²)	C	P _h (Kg/m ²)	C	P _h (Kg/m ²)
10.87	75	0.8	23.34	0.6	17.51	0.7	20.42
6.48	75	0.8	18.59	0.6	13.94	0.7	16.27
3.23	75	0.8	13.68	0.6	10.26	0.7	11.97
1.00	75	0.8	8.17	0.6	6.13	0.7	7.15

Tabla 28: Carga de viento en Paredes - Viento en Y. (Elaboración propia)

h (m)	V _h	Barlovento		Sotavento		Sotavento lateral	
		C	P _h (Kg/m ²)	C	P _h (Kg/m ²)	C	P _h (Kg/m ²)
10.20	75	0.8	22.70	0.6	17.02	0.7	19.86
6.48	75	0.8	18.59	0.6	13.94	0.7	16.27
3.23	75	0.8	13.68	0.6	10.26	0.7	11.97
1.00	75	0.8	8.17	0.6	6.13	0.7	7.15

➤ **Carga interior de viento**

Según la Norma Técnica E.020: Cargas: “Para el diseño de los elementos de cierre, incluyendo sus fijaciones y anclajes, que limitan en cualquier dirección el nivel que se analiza, tales como paneles de vidrio, coberturas, alféizares y elementos de cerramiento, se adicionará a las cargas exteriores calculadas /como carga exterior de viento/, las cargas interiores (presiones y succiones) calculadas con los factores de forma para presión interior de la Tabla 5”.

Tabla 29: Factores de forma para determinar cargas adicionales en elementos de cierre (C). (NTP E.020)

ABERTURAS		
Uniforme en lados a barlovento y sotavento	Principales en lado a barlovento	Principales en lado a sotavento o en los costados
±0,3	+0,8	-0,6

En el presente trabajo estas cargas no tienen aplicación.

3.3.4. Parámetros y/o factores de análisis del edificio

El chequeo se realiza teniendo en cuenta la Norma Técnica E.030 “Diseño Sismorresistente” del Reglamento Nacional de Edificaciones, vigente a la fecha, con el objetivo de determinar cómo se comporta en la actualidad el edificio en estudio.

A) Factor de zona (Numeral 2.1 – E.030)

El distrito Cajamarca se ubica en la zona sísmica 3, por lo que le corresponde un factor de zona $Z = 0.35$ (Zona 3).

B) Perfil de suelo (Numeral 2.3 – E.030)

El perfil de suelo se calcula para suelos cohesivos según la norma técnica E.030, en base a la resistencia al corte en condición no drenada, que se realiza en base al Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) del edificio en estudio.

Datos del EMS:

Ángulo de fricción interna promedio: $\phi = 16^\circ$.

Cohesión del suelo en condición no drenada: $C = 0.15 \text{ Kg/cm}^2$.

Peso unitario (peso específico húmedo): $\gamma = 1.83 \text{ g/cm}^3$.

Aguas freáticas: no se encontraron.

Según el EMS y en correlación con los planos la profundidad de cimentación será a 2.00 m bajo el nivel de terreno natural, por lo que podemos sugerir según la ecuación (6) que a este nivel el terreno estará bajo un esfuerzo total normal de $\sigma = 0.366 \text{ Kg/cm}^2$.

Usando la ecuación (7), determinamos que la resistencia al corte en condición no drenada del terreno en estudio es $s = 0.2549 \text{ Kg/cm}^2 = 25.49 \text{ KPa}$, si llevamos este valor a la tabla N° 1 del presente o a la Tabla N° 2 de la Norma Técnica E.030 del RNE, **concluimos que el perfil del suelo en evaluación es S₃.**

C) Parámetros de sitio

- Entrando en la tabla N° 3 – Factor de suelo “S” de la Norma Técnica E.030 del RNE en la fila Zona Z_3 y en la columna S_3 , con lo que determinamos que el Factor de suelo es: **S = 1.20.**

- Entrando en la tabla N° 4 – Periodos “ T_P ” y “ T_L ” de la Norma Técnica E.030 del RNE en la fila $T_P(s)$ y en la columna Perfil de Suelo S_3 , se determina que el valor de $T_P(s) = 1.0s$.
- Entrando en la tabla N° 4 – Periodos “ T_P ” y “ T_L ” de la Norma Técnica E.030 del RNE en la fila $T_L(s)$ y en la columna Perfil de Suelo S_3 , se determina que el valor de $T_L(s) = 1.6s$.

D) Factor de amplificación sísmica (C)

No se presenta los valores que adopta este factor, dado que este es función del periodo, de la estructura, que aún no se determina.

E) Factor de uso o importancia de la estructura (U)

En base a la tabla N° 5 de la Norma Técnica E.030 del RNE tenemos que el edificio en estudio tiene un factor de uso $U = 1.5$.

F) Sistema estructural de la estructura

El sistema estructural del edificio es de Pórticos de Concreto Armado.

G) Categoría de la edificación

Es de categoría A2, según la Tabla N° 5 de la Norma Técnica E.030 del RNE.

H) Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas (R_0)

Según la Tabla N° 7 de la Norma Técnica E.030 del RNE es $R_0 = 8$.

I) Factor de irregularidad en altura (I_a)

Se supondrá un valor de $I_a = 1$, que posteriormente será corroborado para corregir o no el espectro de respuesta ingresado al software de análisis. Este valor se obtuvo luego de suponer el valor de $I_a = 1$, y verificar las irregularidades en altura Irregularidad Extrema de Rigidez.

J) Factor de irregularidad en planta (I_p)

De la configuración estructural y arquitectónica del edificio, bien podemos asumir un valor de $I_p = 1$, que posteriormente se deberá verificar.

K) Coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas (R)

Aplicando la Ec. (2), con la suposición del paso anterior tenemos que el Coeficiente de Reducción de Fuerzas Sísmicas es $R = 8 * I * I = 8$, el mismo que deberá ser corroborado para cada caso de inclusión o no de arriostres.

L) Peso de la estructura (P)

Para el cálculo de este peso se considerará de acuerdo a la Norma Técnica E.030 como la carga permanente más el 50% de la carga viva, más el 25% de la carga viva de techo, estimada en la estructura, pues la edificación en estudio está catalogada como una de categoría A.

M) Fuerzas sísmicas verticales

Se considerará $2/3$ de la fuerza sísmica horizontal.

N) Desplazamientos laterales

Se realizará de acuerdo a lo indicado en el artículo 5.1 de la norma E.030.

O) Desplazamientos laterales relativos admisibles

Dado que el material predominante de la estructura es Concreto Armado, la Tabla N° 11 de la Norma Técnica E.030 “Diseño Sismorresistente” del Reglamento Nacional de Edificaciones, indica que la distorsión admisible de entre piso es $\Delta_i/h_{ei} = 0.007$.

P) Resistencia requerida

El modelamiento estructural se realiza en el Software Etabs, la norma que se emplea para el análisis estructural de los elementos de concreto armado es el Código ACI 318USR – 2014 (p. 65), del cual se obtuvo la siguiente información en cuanto a combinaciones de carga.

$$U = 1.4D \quad (25)$$

$$U = 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) \quad (26)$$

$$U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (1.0L \text{ ó } 0.5W) \quad (27)$$

$$U = 1.2D + 1.0W + 1.0L + 0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) \quad (28)$$

$$U = 1.2D + 1.0E + 1.0L + 0.2S \quad (29)$$

$$U = 0.9D + 1.0W \quad (30)$$

$$U = 0.9D + 1.0E \quad (31)$$

Donde:

D: Efecto de las cargas muertas de servicio.

L: Efecto de las cargas vivas de servicio.

L_r: Efecto de las cargas vivas de servicio del techo.

E: Efectos de las fuerzas horizontales y verticales inducidas por el sismo.

W: Efecto de la carga por viento.

S: Efecto de las cargas de servicio por nieve.

R: Efecto de las cargas de servicio por lluvia.

Las combinaciones de carga serán empleadas para el diseño de los elementos de acero estructural, el código ASCE-SEI-7-10 (p. 7) indica que se las estructuras (no indica de que tipo – deja la posibilidad abierta) y sus elementos podrán ser diseñadas con las mismas combinaciones de carga.

3.4. TRATAMIENTO Y ANÁLISIS DE DATOS Y PRESENTACIÓN DE RESULTADO

A continuación se presenta los resultados obtenidos del análisis del edificio con y sin la inclusión de arriostres:

3.4.1. Resultados del modelamiento del edificio sin incorporación de arriostres:

A) Modelo estructural del edificio

A continuación se aprecia el modelamiento del edificio sin la inclusión de arriostres.

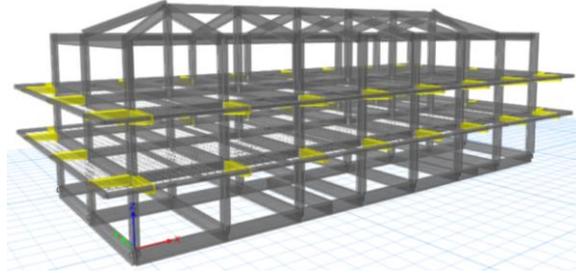


Figura 29: Modelo estructural del edificio sin arriostres. (Etabs)

B) Análisis sísmico estático

En seguida se incluye los valores que tienen los cortantes estáticos en la base del edificio sin la inclusión de arriostres.

Tabla 30: Cortante estático de piso del edificio sin arriostres. (Etabs)

Nivel	Ubicación	h (m)	Cortante	
			Vx (Tnf)	Vy (Tnf)
Segunda planta	Abajo	0.00	679.38	679.38

C) Análisis dinámico modal espectral

➤ Participación de masa modal

En la siguiente tabla se aprecia que la acumulación de participación de masa modal, para cada dirección de análisis, es mayor o igual a 90%.

Tabla 31: Modos de vibración del edificio sin arriostres. (Etabs)

Modo	Periodo (s)	UX	UY	RZ	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
1	0.86	94.04%	0.00%	0.00%	94.04%	0.00%	0.00%
2	0.56	0.00%	2.72%	89.29%	94.04%	2.72%	89.29%
3	0.54	0.00%	88.20%	2.84%	94.04%	90.91%	92.13%
4	0.29	3.49%	0.00%	0.00%	97.52%	90.91%	92.13%
5	0.23	1.01%	0.00%	0.00%	98.54%	90.91%	92.13%
6	0.17	0.00%	6.77%	0.00%	98.54%	97.68%	92.13%
7	0.15	0.01%	0.02%	0.03%	98.55%	97.70%	92.17%
8	0.09	0.00%	2.02%	0.11%	98.55%	99.72%	92.27%
9	0.01	0.63%	0.15%	0.01%	99.18%	99.87%	92.28%

➤ **Periodo fundamental de vibración**

A continuación se adjunta una Tabla que presenta los periodos de vibración en cada dirección de análisis.

Tabla 32: Periodos de vibración del edificio sin arriostres. (Etabs)

Dirección	Periodo (s)
UX	0.86
UY	0.54
RZ	0.56

➤ **Distorsión de entrepis**

A continuación se presenta una Tabla que muestra las distorsiones de entrepiso del edificio sin la inclusión de arriostres, en la dirección X y las distorsiones máximas permisibles.

Tabla 33: Distorsiones de edificio sin arriostres – Dirección X. (Etabs)

Nivel	h Absoluto (m)	Distorsión	Distorsión máxima de entrepiso	Cumple
Tercera planta	7.10	0.0351	0.007	NO
Segunda planta	3.85	0.0554	0.007	NO
Base	-	-	0.007	SI

A continuación se presenta una Tabla que muestra las distorsiones de entrepiso del edificio sin la inclusión de arriostres, en la dirección Y y las distorsiones máximas permisibles.

Tabla 34: Distorsiones de edificio sin arriostres – Dirección Y. (Etabs)

Nivel	h Absoluto (m)	Distorsión	Distorsión máxima de entrepiso	Cumple
Tercera planta	7.10	0.0172	0.007	NO
Segunda planta	3.85	0.0190	0.007	NO
Base	-	-	0.007	SI

En seguida se presenta un Gráfico que muestra las distorsiones de las direcciones X e Y, y las distorsiones máximas permisibles, del edificio sin la inclusión de arriostres.

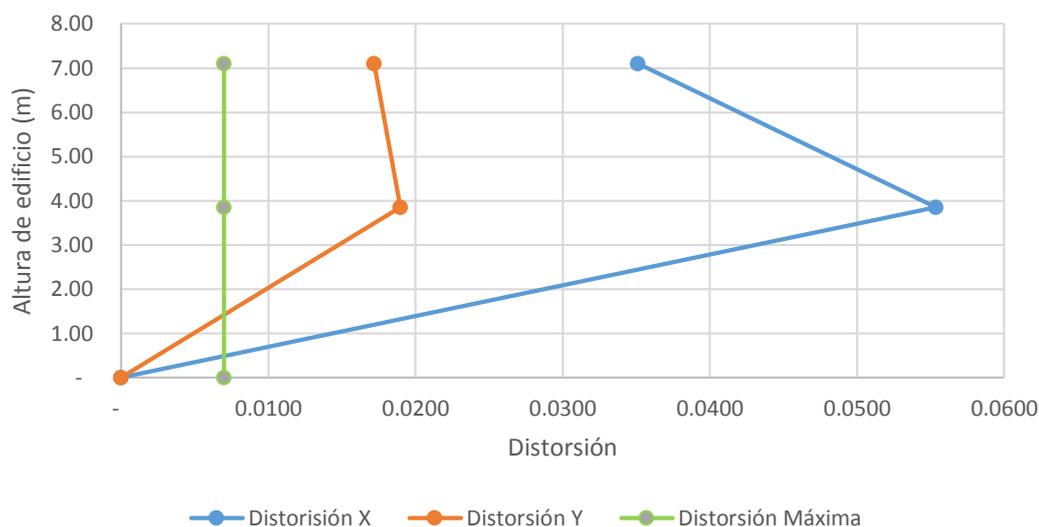


Figura 30: Distorsiones de edificio sin arriostres. (Etabs)

➤ **Cortante basal y momentos de volteo**

A continuación se presenta una tabla con información acerca de los cortantes dinámicos y momentos de volteo en función de altura, para ambas direcciones de análisis, del edificio sin la inclusión de arriostres.

Tabla 35: Cortante dinámico y momento de volteo del edificio sin arriostres. (Etabs)

Nivel	Ubicación	h (m)	Cortante		Momento de Volteo	
			Vx (Tnf)	Vy (Tnf)	Mx (Tnf-m)	My (Tnf-m)
Parte superior de techo	Arriba	12.60	25.33	25.16	0.00	0.00
	Abajo	10.70	12.47	9.29	79.55	115.67
Parte inferior de techo	Arriba	10.70	51.31	54.34	79.55	115.67
	Abajo	7.10	51.31	54.34	275.05	298.91
Tercera planta	Arriba	7.10	420.53	426.29	300.80	277.71
	Abajo	3.85	420.53	426.29	1674.21	1633.73
Segunda planta	Arriba	3.85	649.21	625.64	1674.21	1633.73
	Abajo	0.00	649.21	625.64	4054.28	4118.42

A continuación se presenta un gráfico que se elaboró con la información de la tabla anterior, considerando en el eje de las abscisas los valores de los cortantes, tanto para la dirección X, como para la dirección Y y en el eje de las ordenadas la altura del edificio.

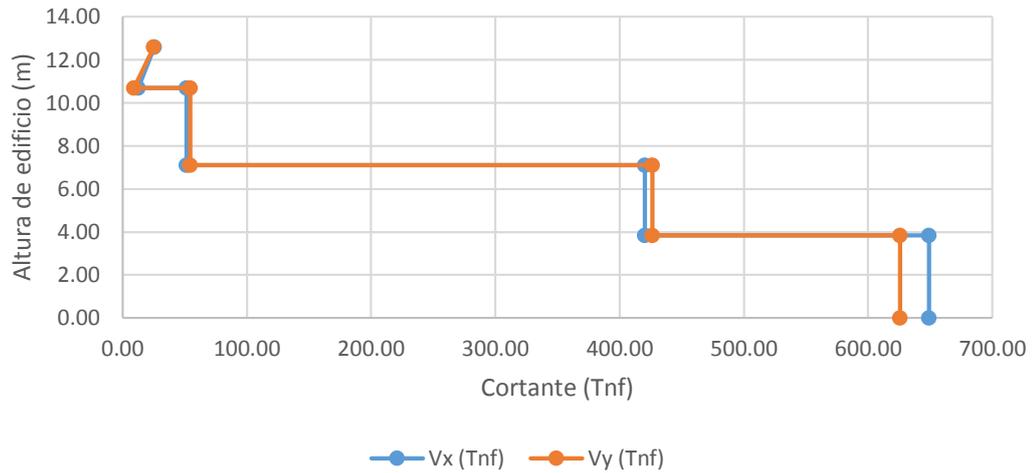


Figura 31: Cortantes dinámico de piso del edificio sin arriostres. (Etabs)

Así mismo se presenta un gráfico que se elaboró con la información de la tabla anterior, considerando en el eje de las abscisas los valores de los momentos de volteo, tanto para la dirección X, como para la dirección Y y en el eje de las ordenadas la altura del edificio.

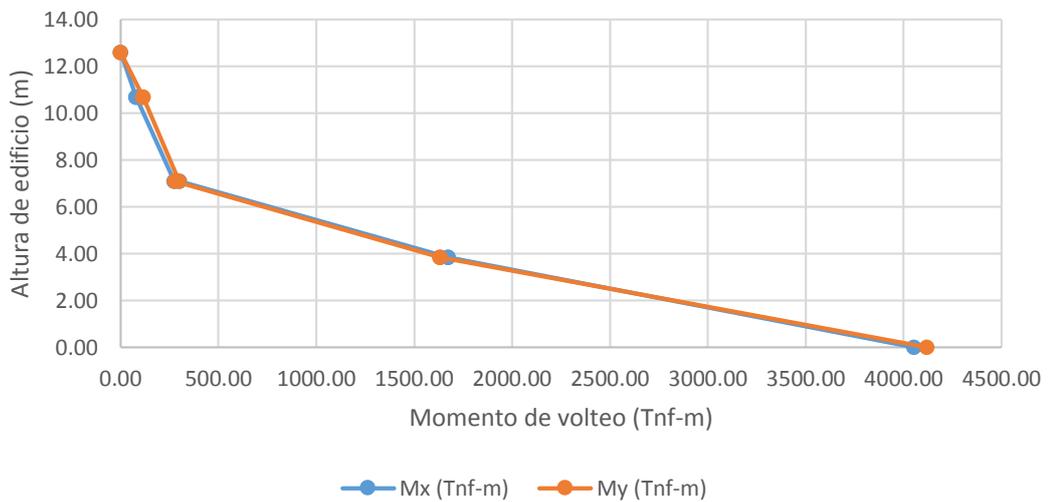


Figura 32: Momento de volteo del edificio sin arriostres. (Etabs)

A continuación se presenta una tabla que proporciona información acerca de los momentos resistentes al volteo, para ambas direcciones de análisis, tanto X como Y.

Tabla 36: Momento resistente al volteo del edificio sin arriostres. (Etabs)

Dirección	Momento resistente (Tnf-m)
X	30826.35
Y	12613.68

➤ **Verificación de elementos estructurales**

La verificación de los elementos estructurales se realiza con ayuda del software Etabs, a continuación se muestra un cuadro resumen de los elementos estructurales que presentan fallas:

Tabla 37: Verificación de elementos estructurales. Edificio sin arriostres. Columnas y vigas. (Etabs)

Nivel	Elementos estructurales						
	Columnas				Vigas		
	Total de elementos	Nº Elementos que fallan por flexo-compresión	Relación de capacidad (prom.) flexo-compresión	Elementos que fallan por corte	Total de elementos	Elementos que fallan por flexión	Elementos que fallan por corte
Primero	24	24	5.98	0	113	8	84
Segundo	24	24	2.45	0	113	0	45
Tercero	24	0	<1	0	23	0	0

3.4.2. Resultados del modelamiento del edificio con arriostres en X

A) Modelo estructural del edificio

A continuación se aprecia el modelamiento del edificio con la inclusión de arriostres en X.

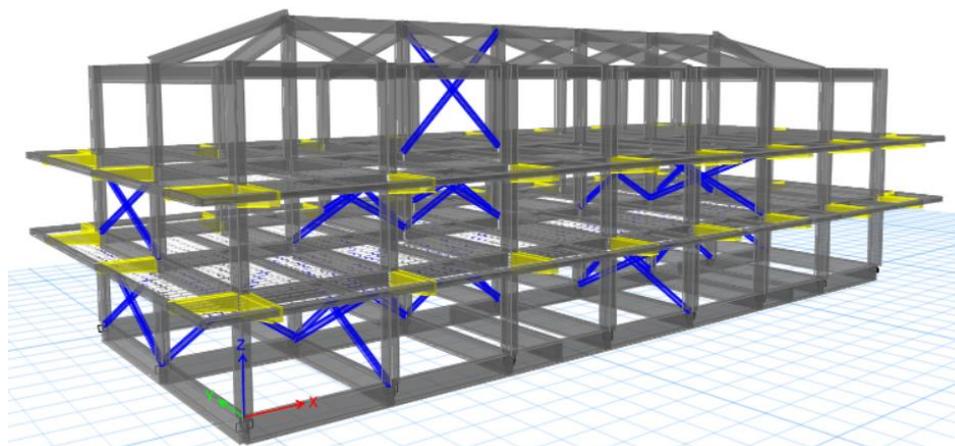


Figura 33: Modelo estructural del edificio con arriostres en X. (Etabs)

B) Análisis sísmico estático

En seguida se incluye los valores que tienen los cortantes estáticos en la base del edificio con la inclusión de arriostres en X.

Tabla 38: Cortante estático de piso del edificio con arriostres en X. (Etabs)

Nivel	Ubicación	h (m)	Cortante	
			V _x (Tnf)	V _y (Tnf)
Segunda planta	Abajo	0.00	734.19	734.19

C) Análisis dinámico modal espectral

➤ Participación de masa modal

En la siguiente tabla se aprecia que la acumulación de participación de masa modal, para cada dirección de análisis, es mayor o igual a 90%.

Tabla 39: Modos de vibración del edificio con arriostres en X. (Etabs)

Modo	Periodo (s)	UX	UY	RZ	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
1	0.35	0.05%	18.57%	67.70%	0.05%	18.57%	67.70%
2	0.33	88.36%	0.02%	0.07%	88.41%	18.59%	67.76%
3	0.29	0.08%	67.03%	19.32%	88.49%	85.62%	87.08%
4	0.15	5.28%	0.00%	0.00%	93.77%	85.62%	87.08%
5	0.14	0.09%	0.00%	0.01%	93.86%	85.62%	87.10%
6	0.14	0.00%	4.22%	3.04%	93.86%	89.84%	90.14%
7	0.13	0.00%	3.55%	0.91%	93.86%	93.39%	91.05%
8	0.11	4.56%	0.00%	0.00%	98.41%	93.39%	91.05%
9	0.10	0.00%	3.36%	0.07%	98.41%	96.75%	91.13%
10	0.07	0.00%	3.10%	0.48%	98.41%	99.85%	91.61%
11	0.06	0.00%	0.06%	3.71%	98.41%	99.91%	95.32%
12	0.01	0.96%	0.00%	0.02%	99.37%	99.91%	95.34%

➤ Periodo fundamental de vibración

A continuación se adjunta una Tabla que presenta los periodos de vibración en cada dirección de análisis.

Tabla 40: Periodos de vibración del edificio con arriostres en X. (Etabs)

Dirección	Periodo (s)
UX	0.33
UY	0.29
RZ	0.35

➤ **Distorsión de entrepiso**

A continuación se presenta una Tabla que muestra las distorsiones de entrepiso del edificio con la inclusión de arriostres en X, en la dirección X y las distorsiones máximas permisibles.

Tabla 41: Distorsiones de edificio con arriostres en X – Dirección X. (Etabs)

Nivel	h Absoluto (m)	Distorsión	Distorsión máxima de entrepiso	Cumple
Tercera planta	7.10	0.0067	0.007	SI
Segunda planta	3.85	0.0066	0.007	SI
Base	-	-	0.007	SI

A continuación se presenta una Tabla que muestra las distorsiones de entrepiso del edificio con la inclusión de arriostres en X, en la dirección Y y las distorsiones máximas permisibles.

Tabla 42: Distorsiones de edificio con arriostres en X – Dirección Y. (Etabs)

Nivel	h Absoluto (m)	Distorsión	Distorsión máxima de entrepiso	Cumple
Tercera planta	7.10	0.0064	0.007	SI
Segunda planta	3.85	0.0054	0.007	SI
Base	-	-	0.007	SI

En seguida se presenta un Gráfico que muestra las distorsiones de las direcciones X e Y, y las distorsiones máximas permisibles, del edificio con la inclusión de arriostres en X.

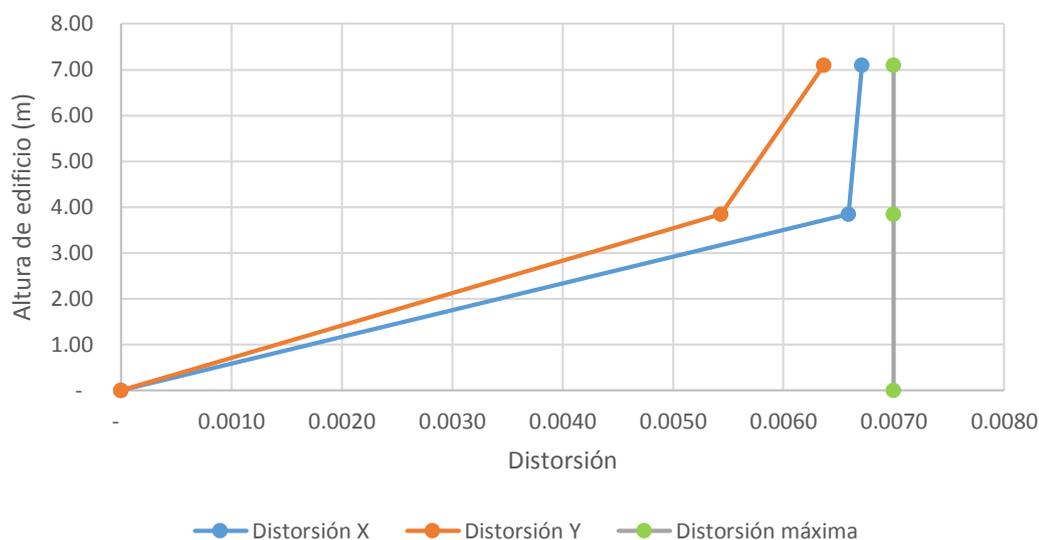


Figura 34: Distorsiones de edificio con arriostres en X. (Etabs)

➤ **Cortante basal y momentos de volteo**

A continuación se presenta una tabla con información acerca de los cortantes dinámicos y momentos de volteo en función de altura, para ambas direcciones de análisis, del edificio con la inclusión de arriostres en X.

Tabla 43: Cortantes dinámicos y momentos de volteo del edificio con arriostres en X. (Etabs)

Nivel	Ubicación	h (m)	Cortante		Momento de Volteo	
			V _x (Tnf)	V _y (Tnf)	M _x (Tnf-m)	M _y (Tnf-m)
parte superior de techo	Arriba	12.60	31.48	37.02	0.00	0.00
	Abajo	10.70	4.11	16.44	93.92	39.57
Parte inferior de techo	Arriba	10.70	53.79	77.30	93.92	39.57
	Abajo	7.10	83.87	77.30	372.39	309.08
Tercera planta	Arriba	7.10	468.63	479.05	422.29	381.13
	Abajo	3.85	468.63	479.05	1934.04	1870.36
Segunda planta	Arriba	3.85	662.31	661.22	1934.04	1870.36
	Abajo	0.00	662.31	661.22	4441.50	4396.08

A continuación se presenta un gráfico que se elaboró con la información de la tabla anterior, considerando en el eje de las abscisas los valores de los cortantes, tanto para la dirección X, como para la dirección Y y en el eje de las ordenadas la altura del edificio.

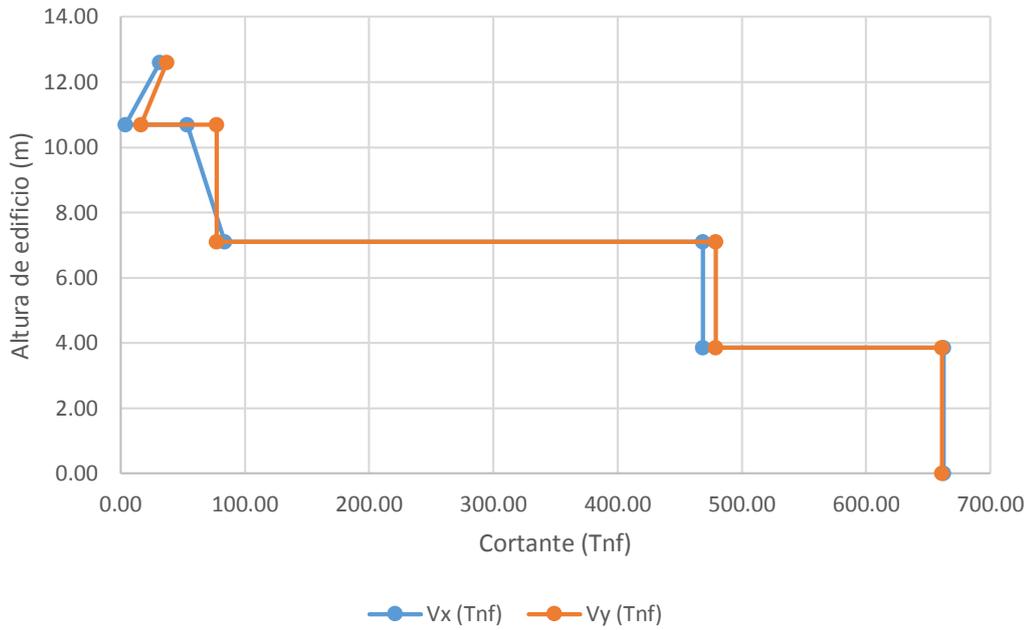


Figura 35: Cortantes de piso del edificio con arriostres en X. (Etabs)

A continuación se presenta un gráfico que se elaboró con la información de la tabla anterior, considerando en el eje de las abscisas los valores de los momentos de volteo, tanto para la dirección X, como para la dirección Y y en el eje de las ordenadas la altura del edificio.

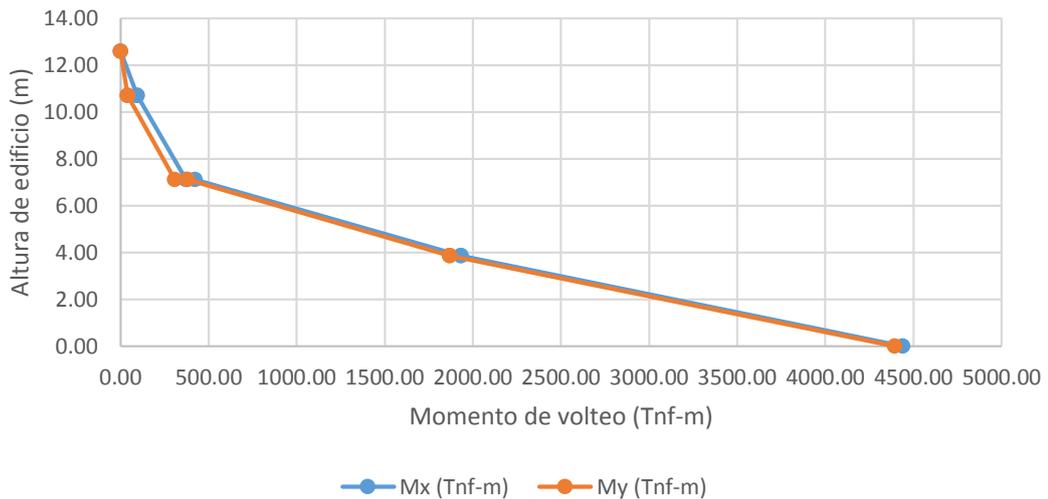


Figura 36: Momento de volteo del edificio con arriostres en X. (Etabs)

A continuación se presenta una tabla que proporciona información acerca de los momentos resistentes al volteo, para ambas direcciones de análisis, tanto X como Y.

Tabla 44: Momento resistente al volteo del edificio con arriostres en X. (Etabs)

Dirección	Momento resistente (Tnf-m)
X	30214.81
Y	12222.87

➤ **Verificación de elementos estructurales**

La verificación de los elementos estructurales se realiza con ayuda del software Etabs, a continuación se muestra un cuadro resumen de los elementos estructurales que presentan fallas:

Tabla 45: Verificación de elementos estructurales. Edificio con arriostres en X. Columnas y vigas. (Etabs)

Nivel	Elementos estructurales						
	Columnas				Vigas		
	Total de elementos	Nº Elementos que fallan por flexo-compresión	Relación de capacidad (prom.) flexo-compresión	Elementos que fallan por corte	Total de elementos	Elementos que fallan por flexión	Elementos que fallan por corte
Primero	24	19	1.15	0	113	0	25
Segundo	24	6	1.1	0	113	0	23
Tercero	24	0	<1	0	23	0	0

3.4.3. Resultados del modelamiento del edificio con arriostres en V

A) Modelo estructural del edificio

A continuación se aprecia el modelamiento del edificio con la inclusión de arriostres en V.

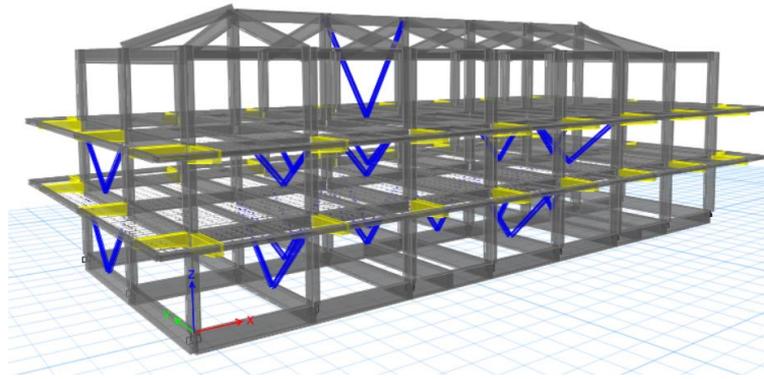


Figura 37: Modelo estructural del edificio con arriostres en V. (Etabs)

B) Análisis sísmico estático

En seguida se incluye los valores que tienen los cortantes estáticos en la base del edificio con la inclusión de arriostres en V.

Tabla 46: Cortante estático de piso del edificio con arriostres en V. (Etabs)

Nivel	Ubicación	h (m)	Cortante	
			Vx (Tnf)	Vy (Tnf)
Segunda planta	Abajo	0.00	329.79	329.79

C) Análisis dinámico modal espectral

➤ Participación de masa modal

En la siguiente tabla se aprecia que la acumulación de participación de masa modal, para cada dirección de análisis, es mayor o igual a 90%.

Tabla 47: Modos de vibración del edificio con arriostres en V. (Etabs)

Modo	Periodo (s)	UX	UY	RZ	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
1	0.39	90.36%	0.11%	0.07%	90.36%	0.11%	0.07%
2	0.36	0.12%	17.51%	69.19%	90.47%	17.63%	69.26%
3	0.30	0.05%	69.28%	18.86%	90.52%	86.90%	88.13%
4	0.18	3.37%	0.00%	0.00%	93.89%	86.90%	88.13%
5	0.15	2.00%	0.00%	0.00%	95.89%	86.91%	88.13%
6	0.14	0.00%	3.52%	2.37%	95.89%	90.43%	90.50%
7	0.13	0.00%	3.66%	0.27%	95.89%	94.09%	90.76%
8	0.12	2.53%	0.00%	0.00%	98.42%	94.10%	90.76%
9	0.10	0.00%	2.87%	0.00%	98.42%	96.97%	90.77%
10	0.07	0.00%	2.93%	0.03%	98.42%	99.90%	90.80%
11	0.06	0.00%	0.01%	0.77%	98.42%	99.91%	91.56%
12	0.01	0.83%	0.00%	0.14%	99.25%	99.91%	91.70%

➤ **Periodo fundamental de vibración**

A continuación se adjunta una Tabla que presenta los periodos de vibración en cada dirección de análisis.

Tabla 48: Periodos de vibración del edificio con arriostres en V. (Etabs)

Dirección	Periodo (s)
UX	0.39
UY	0.30
RZ	0.36

➤ **Distorsión de entrepiso**

A continuación se presenta una Tabla que muestra las distorsiones de entrepiso del edificio con la inclusión de arriostres en V, en la dirección X y las distorsiones máximas permisibles.

Tabla 49: Distorsiones de edificio con arriostres en V – Dirección X. (Etabs)

Nivel	h Absoluto (m)	Distorsión	Distorsión máxima de entrepiso	Cumple
Tercera planta	7.10	0.0084	0.007	NO
Parte inferior de techo	3.85	0.0097	0.007	NO
Parte superior de techo	-	-	0.007	SI

A continuación se presenta una Tabla que muestra las distorsiones de entrepiso del edificio con la inclusión de arriostres en V, en la dirección Y y las distorsiones máximas permisibles.

Tabla 50: Distorsiones de edificio con arriostres en V – Dirección Y. (Etabs)

Nivel	h Absoluto (m)	Distorsión	Distorsión máxima de entrepiso	Cumple
Tercera planta	7.10	0.0069	0.007	SI
Parte inferior de techo	3.85	0.0059	0.007	SI
Parte superior de techo	-	-	0.007	SI

En seguida se presenta un Gráfico que muestra las distorsiones de las direcciones X e Y, y las distorsiones máximas permisibles, del edificio con la inclusión de arriostres en V.

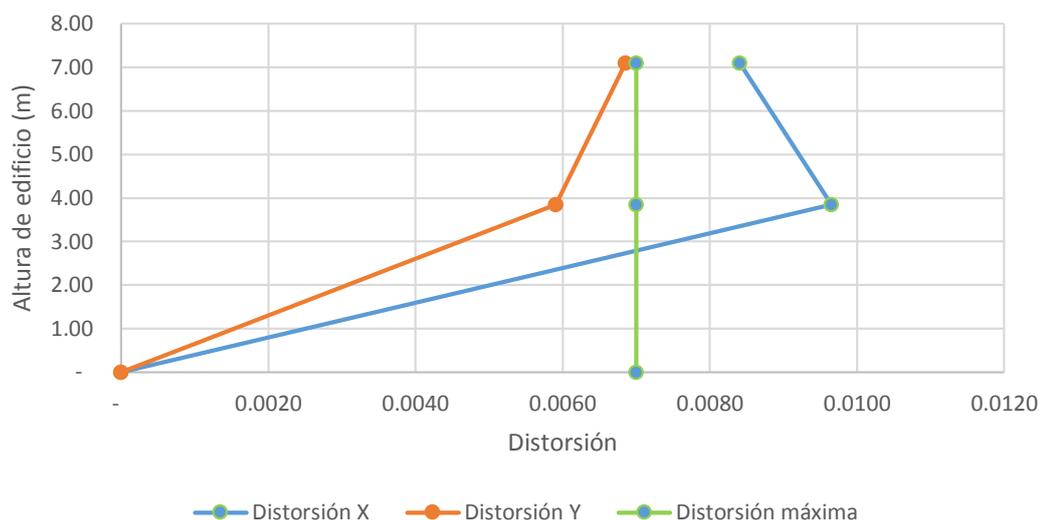


Figura 38: Distorsiones de edificio con arriostres en V. (Etabs)

➤ **Cortante basal y momentos de volteo**

A continuación se presenta una tabla con información acerca de los cortantes dinámicos y momentos de volteo en función de altura, para ambas direcciones de análisis, del edificio con la inclusión de arriostres en V.

Tabla 51: Cortantes dinámicos y momentos de volteo del edificio con arriostres en V. (Etabs)

Nivel	Ubicación	h (m)	Cortante		Momento de Volteo	
			V _x (Tnf)	V _y (Tnf)	M _x (Tnf-m)	M _y (Tnf-m)
parte superior de techo	Arriba	12.60	24.52	22.51	0.00	0.00
	Abajo	10.70	1.99	9.86	57.19	55.99
Parte inferior de techo	Arriba	10.70	40.30	47.46	57.19	55.99
	Abajo	7.10	40.30	47.46	227.72	198.28
Tercera planta	Arriba	7.10	349.55	303.57	259.01	270.34
	Abajo	3.85	349.55	303.57	1221.05	1389.36
Segunda planta	Arriba	3.85	506.50	423.90	1221.05	1389.36
	Abajo	0.00	506.50	423.90	2832.21	3327.38

A continuación se presenta un gráfico que se elaboró con la información de la tabla anterior, considerando en el eje de las abscisas los valores de los cortantes, tanto para la dirección X, como para la dirección Y y en el eje de las ordenadas la altura del edificio.

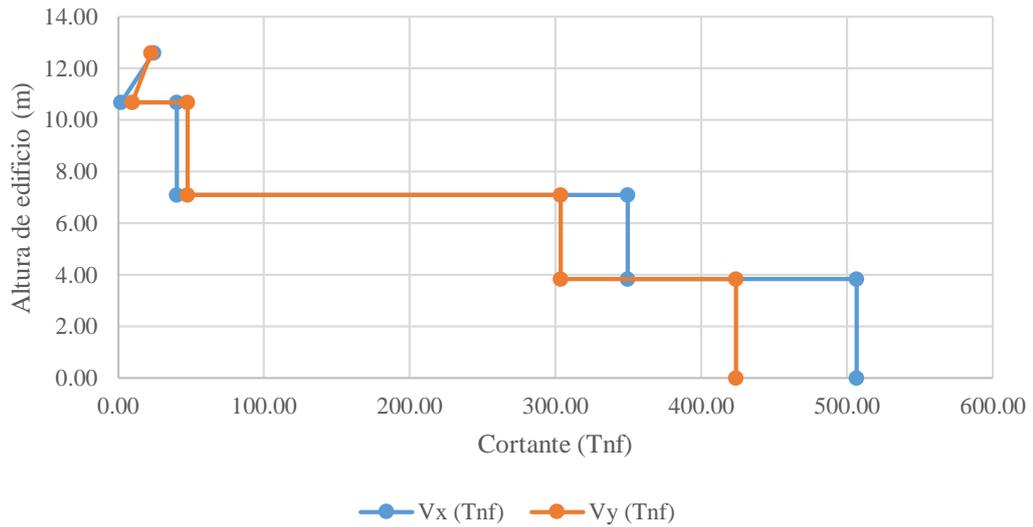


Figura 39: Cortantes de piso del edificio con arriostres en V. (Etabs)

A continuación se presenta un gráfico que se elaboró con la información de la tabla anterior, considerando en el eje de las abscisas los valores de los momentos de volteo, tanto para la dirección X, como para la dirección Y y en el eje de las ordenadas la altura del edificio.

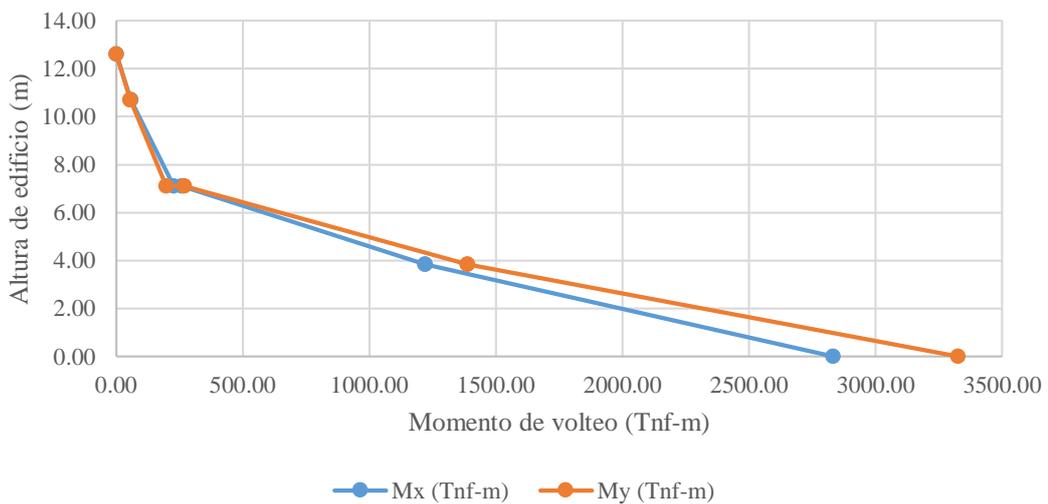


Figura 40: Momento de volteo del edificio con arriostres en V. (Etabs)

A continuación se presenta una tabla que proporciona información acerca de los momentos resistentes al volteo, para ambas direcciones de análisis, tanto X como Y.

Tabla 52: Momento resistente al volteo del edificio con arriostres en V. (Etabs)

Dirección	Momento resistente (Tnf-m)
X	30576.59
Y	12365.41

➤ **Verificación de elementos estructurales**

La verificación de los elementos estructurales se realiza con ayuda del software Etabs, a continuación se muestra un cuadro resumen de los elementos estructurales que presentan fallas:

Tabla 53: Verificación de elementos estructurales. Edificio con arriostres en V. Columnas y vigas. (Etabs)

Nivel	Elementos estructurales						
	Columnas				Vigas		
	Total de elementos	Nº Elementos que fallan por flexo-compresión	Relación de capacidad (prom.) flexo-compresión	Elementos que fallan por corte	Total de elementos	Elementos que fallan por flexión	Elementos que fallan por corte
Primero	24	9	1.12	0	113	0	23
Segundo	24	1	1.04	0	113	0	22
Tercero	24	0	<1	0	23	0	0

3.4.4. Resultados del modelamiento del edificio con arriostres en V invertida

A) Modelo estructural del edificio

A continuación se aprecia el modelamiento del edificio con la inclusión de arriostres en V invertida.

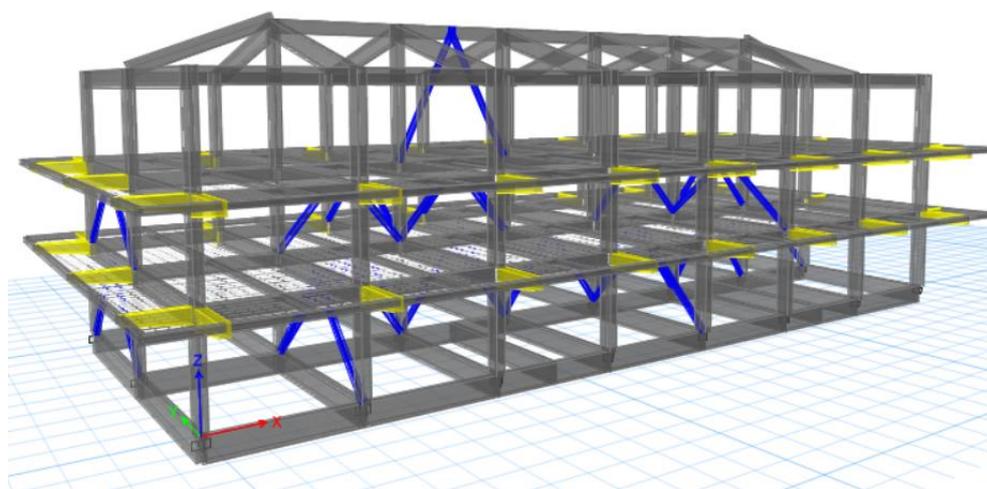


Figura 41: Modelo estructural del edificio con arriostres en V invertida. (Etabs)

B) Análisis sísmico estático

En seguida se incluye los valores que tienen los cortantes estáticos en la base del edificio con la inclusión de arriostres en V invertida.

Tabla 54: Cortante estático de piso del edificio con arriostres en V invertida. (Etabs)

Nivel	Ubicación	h (m)	Cortante	
			Vx (Tnf)	Vy (Tnf)
Segunda planta	Abajo	0.00	444.53	444.53

C) Análisis dinámico modal espectral

➤ Participación de masa modal

En la siguiente tabla se aprecia que la acumulación de participación de masa modal, para cada dirección de análisis, es mayor o igual a 90%.

Tabla 55: Modos de vibración del edificio con arriostres en V invertida. (Etabs)

Modo	Periodo (s)	UX	UY	RZ	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
1	0.38	90.40%	0.00%	0.00%	90.40%	0.00%	0.00%
2	0.36	0.00%	19.17%	66.97%	90.40%	19.17%	66.97%
3	0.29	0.00%	67.10%	20.56%	90.41%	86.27%	87.53%
4	0.18	3.48%	0.00%	0.00%	93.89%	86.27%	87.53%
5	0.15	1.80%	0.00%	0.00%	95.69%	86.27%	87.53%
6	0.14	0.00%	2.88%	2.48%	95.69%	89.15%	90.02%
7	0.13	0.00%	4.25%	0.35%	95.69%	93.40%	90.36%
8	0.12	2.82%	0.00%	0.00%	98.51%	93.40%	90.36%
9	0.11	0.00%	1.49%	0.53%	98.51%	94.89%	90.89%
10	0.09	0.00%	2.61%	0.28%	98.51%	97.50%	91.17%
11	0.07	0.00%	2.49%	0.00%	98.51%	99.99%	91.17%
12	0.05	0.00%	0.00%	0.11%	98.51%	100.00%	91.28%
13	0.01	1.03%	0.00%	0.27%	99.54%	100.00%	91.55%

➤ Periodo fundamental de vibración

A continuación se adjunta una Tabla que presenta los periodos de vibración en cada dirección de análisis.

Tabla 56: Periodos de vibración del edificio con arriostres en V invertida. (Etabs)

Dirección	Periodo (s)
UX	0.38
UY	0.29
RZ	0.36

➤ **Distorsión de entrepis**

A continuación se presenta una Tabla que muestra las distorsiones de entrepiso del edificio con la inclusión de arriostres en V invertida, en la dirección X y las distorsiones máximas permisibles.

Tabla 57: Distorsiones de edificio con arriostres en V invertida – Dirección X. (Etabs)

Nivel	h Absoluto (m)	Distorsión	Distorsión máxima de entrepiso	Cumple
Tercera planta	7.10	0.0080	0.007	NO
Parte inferior de techo	3.85	0.0093	0.007	NO
Parte superior de techo	-	-	0.007	SI

A continuación se presenta una Tabla que muestra las distorsiones de entrepiso del edificio con la inclusión de arriostres en V invertida, en la dirección Y y las distorsiones máximas permisibles.

Tabla 58: Distorsiones de edificio con arriostres en V invertida – Dirección Y. (Etabs)

Nivel	h Absoluto (m)	Distorsión	Distorsión máxima de entrepiso	Cumple
Tercera planta	7.10	0.0066	0.007	SI
Parte inferior de techo	3.85	0.0054	0.007	SI
Parte superior de techo	-	-	0.007	SI

En seguida se presenta un Gráfico que muestra las distorsiones de las direcciones X e Y, y las distorsiones máximas permisibles, del edificio con la inclusión de arriostres en V invertida.

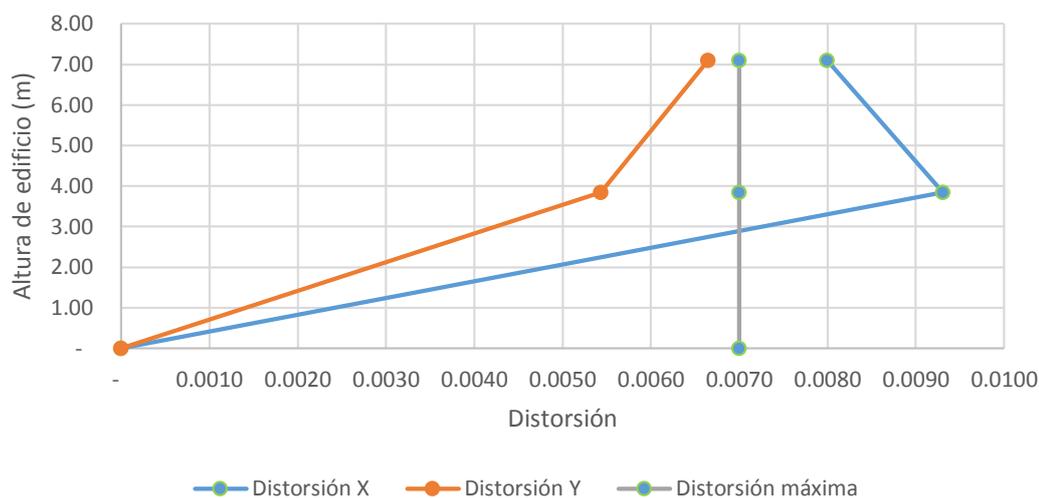


Figura 42: Distorsiones de edificio con arriostres en V invertida. (Etabs)

➤ **Cortante basal y momento de volteo**

A continuación se presenta una tabla con información acerca de los cortantes dinámicos y momentos de volteo en función de altura, del edificio con la inclusión de arriostres en V invertida.

Tabla 59: Cortantes dinámicos y momentos de volteo del edificio con arriostres en V invertida. (Etabs)

Nivel	Ubicación	h (m)	Cortante		Momento de Volteo	
			Vx (Tnf)	Vy (Tnf)	Mx (Tnf-m)	My (Tnf-m)
Parte superior de techo	Arriba	12.60	25.60	23.53	0.00	0.00
	Abajo	10.70	1.90	10.78	62.44	48.82
Parte inferior de techo	Arriba	10.70	41.76	50.17	62.44	48.82
	Abajo	7.10	41.76	50.17	242.55	196.54
Tercera planta	Arriba	7.10	354.01	301.04	270.58	284.93
	Abajo	3.85	354.01	301.04	1222.68	1417.50
Segunda planta	Arriba	3.85	511.42	417.87	1222.68	1417.50
	Abajo	0.00	511.42	417.87	2809.33	3374.01

A continuación se presenta un gráfico que se elaboró con la información de la tabla anterior, considerando en el eje de las abscisas los valores de los cortantes, tanto para la dirección X, como para la dirección Y y en el eje de las ordenadas la altura del edificio.

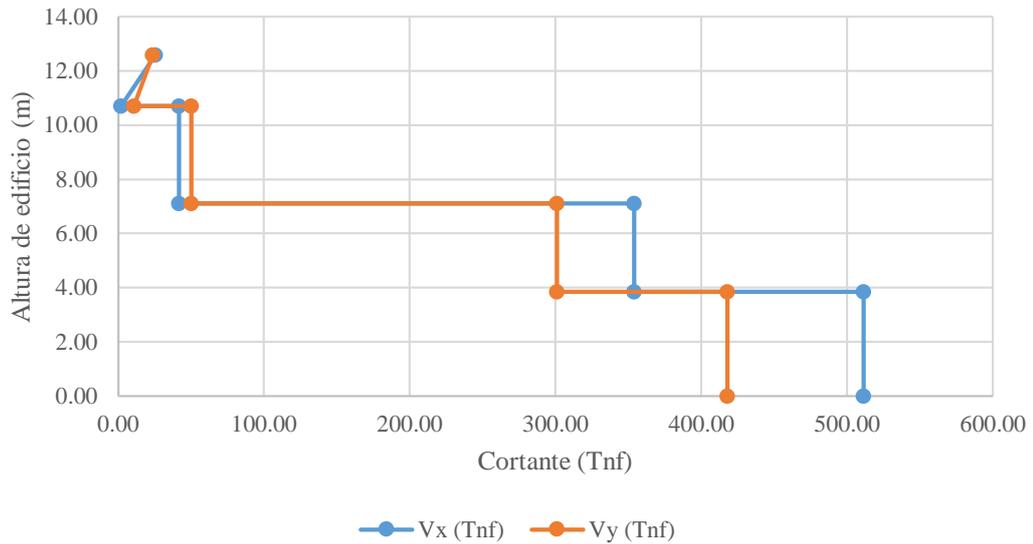


Figura 43: Cortantes de piso del edificio con arriostres en V invertida. (Etabs)

A continuación se presenta un gráfico que se elaboró con la información de la tabla anterior, considerando en el eje de las abscisas los valores de los momentos de volteo, tanto para la dirección X, como para la dirección Y y en el eje de las ordenadas la altura del edificio.

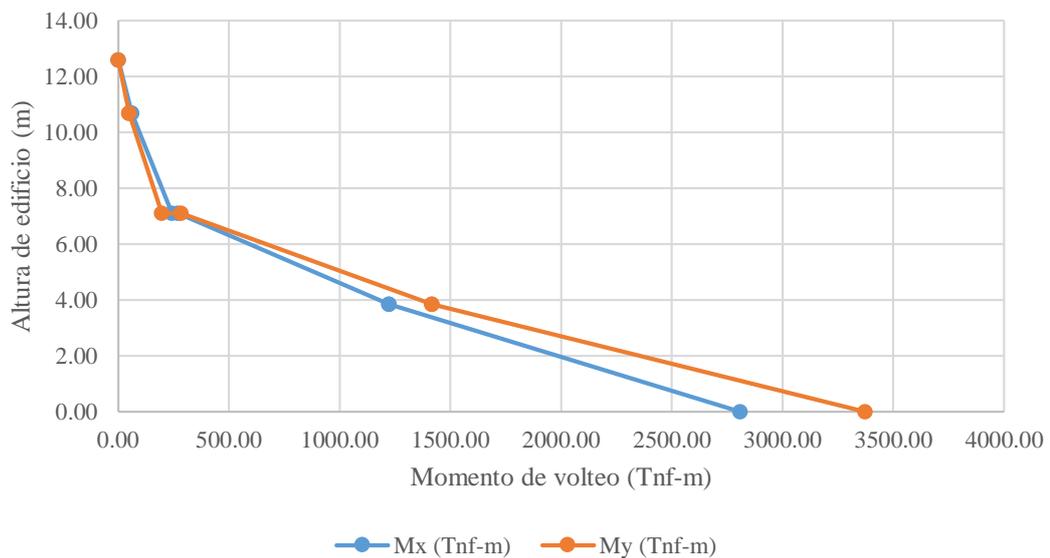


Figura 44: Momento de volteo del edificio con arriostres en V invertida. (Etabs)

A continuación se presenta una tabla que proporciona información acerca de los momentos resistentes al volteo, para ambas direcciones de análisis, tanto X como Y.

Tabla 60: Momento resistente al volteo del edificio con arriostres en V invertida. (Etabs)

Dirección	Momento resistente (Tnf-m)
X	30579.16
Y	12366.73

➤ **Verificación de elementos estructurales**

La verificación de los elementos estructurales se realiza con ayuda del software Etabs, a continuación se muestra un cuadro resumen de los elementos estructurales que presentan fallas:

Tabla 61: Verificación de elementos estructurales. Edificio con arriostres en V invertida. Columnas y vigas. (Etabs)

Nivel	Elementos estructurales						
	Columnas				Vigas		
	Total de elementos	N° Elementos que fallan por flexo-compresión	Relación de capacidad (prom.) flexo-compresión	Elementos que fallan por corte	Total de elementos	Elementos que fallan por flexión	Elementos que fallan por corte
Primero	24	8	1.09	0	113	2	25
Segundo	24	2	1.01	0	113	0	25
Tercero	24	0	<1	0	23	0	0

3.4.5. Resultados del modelamiento del edificio con arriostres en K

A) Modelo estructural del edificio

A continuación se aprecia el modelamiento del edificio con la inclusión de arriostres en K.

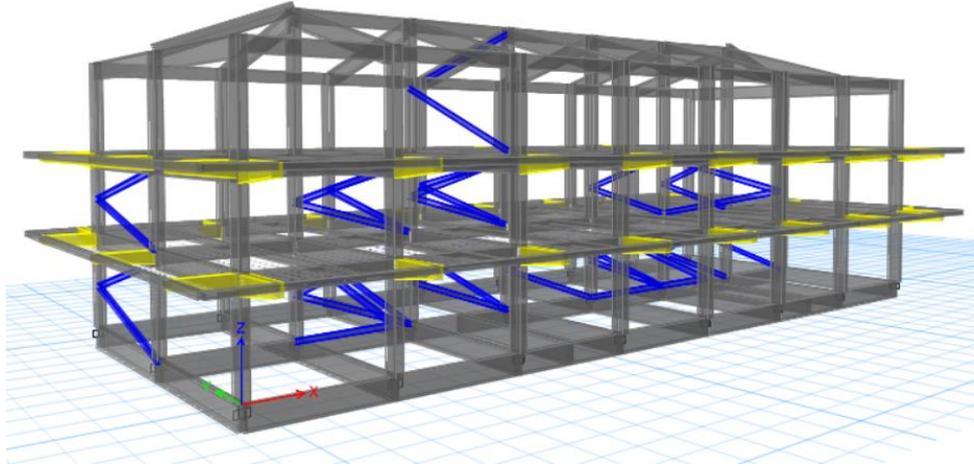


Figura 45: Modelo estructural del edificio con arriostres en K. (Etabs)

B) Análisis sísmico estático

En seguida se incluye los valores que tienen los cortantes estáticos en la base del edificio con la inclusión de arriostres en K.

Tabla 62: Cortante estático de piso del edificio con arriostres en K. (Etabs)

Nivel	Ubicación	h (m)	Cortante	
			V _x (Tnf)	V _y (Tnf)
Segunda planta	Abajo	0.00	660.05	660.05

C) Análisis dinámico modal espectral

➤ Participación de masa modal

En la siguiente tabla se aprecia que la acumulación de participación de masa modal, para cada dirección de análisis, es mayor o igual a 90%.

Tabla 63: Modos de vibración del edificio con arriostres en K. (Etabs)

Modo	Periodo (s)	UX	UY	RZ	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
1	0.46	90.73%	0.00%	0.00%	90.73%	0.00%	0.00%
2	0.44	0.00%	13.88%	75.69%	90.73%	13.88%	75.69%
3	0.39	0.01%	74.85%	14.39%	90.74%	88.73%	90.08%
4	0.18	5.18%	0.00%	0.00%	95.91%	88.73%	90.08%
5	0.16	1.81%	0.01%	0.02%	97.72%	88.74%	90.11%
6	0.14	0.01%	7.34%	0.28%	97.73%	96.08%	90.38%
7	0.13	0.76%	0.06%	0.02%	98.50%	96.14%	90.41%
8	0.09	0.00%	3.63%	0.40%	98.50%	99.77%	90.80%
9	0.02	0.27%	0.07%	1.54%	98.76%	99.84%	92.35%

➤ **Periodo fundamental de vibración**

A continuación se adjunta una Tabla que presenta los periodos de vibración en cada dirección de análisis.

Tabla 64: Periodos de vibración del edificio con arriostres en K. (Etabs)

Dirección	Periodo (s)
UX	0.46
UY	0.39
RZ	0.44

➤ **Distorsión de entrepiso**

A continuación se presenta una Tabla que muestra las distorsiones de entrepiso del edificio con la inclusión de arriostres en K, en la dirección X y las distorsiones máximas permisibles.

Tabla 65: Distorsiones de edificio con arriostres en K – Dirección X. (Etabs)

Nivel	h Absoluto (m)	Distorsión	Distorsión máxima de entrepiso	Cumple
Tercera planta	7.10	0.0127	0.007	NO
Parte inferior de techo	3.85	0.0135	0.007	NO
Parte superior de techo	-	-	0.007	SI

A continuación se presenta una Tabla que muestra las distorsiones de entrepiso del edificio con la inclusión de arriostres en K, en la dirección Y y las distorsiones máximas permisibles.

Tabla 66: Distorsiones de edificio con arriostres en K – Dirección Y. (Etabs)

Nivel	h Absoluto (m)	Distorsión	Distorsión máxima de entrepiso	Cumple
Tercera planta	7.10	0.0104	0.007	NO
Parte inferior de techo	3.85	0.0098	0.007	NO
Parte superior de techo	-	-	0.007	SI

En seguida se presenta un Gráfico que muestra las distorsiones de las direcciones X e Y, y las distorsiones máximas permisibles, del edificio con la inclusión de arriostres en K.

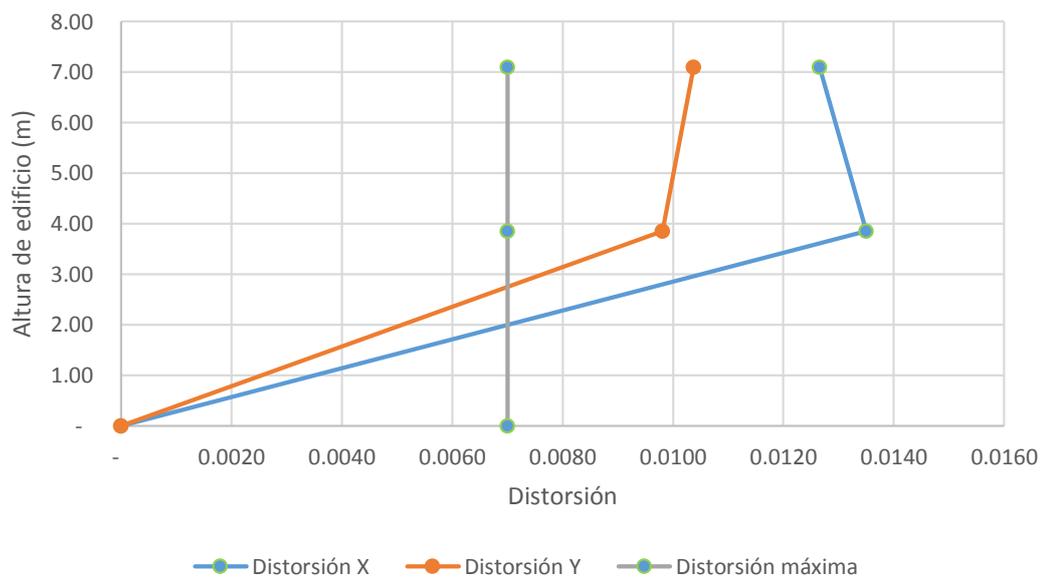


Figura 46: Distorsiones de edificio con arriostres en K. (Etabs)

➤ **Cortante basal y momentos de volteo**

A continuación se presenta una tabla con información acerca de los cortantes dinámicos y momentos de volteo en función de altura, del edificio con la inclusión de arriostres en K.

Tabla 67: Cortantes dinámicos y momentos de volteo del edificio con arriostres en K. (Etabs)

Nivel	Ubicación	h (m)	Cortante		Momento de Volteo	
			Vx (Tnf)	Vy (Tnf)	Mx (Tnf-m)	My (Tnf-m)
Parte superior de techo	Arriba	12.60	36.74	35.14	0.00	0.00
	Abajo	10.70	3.27	13.64	98.87	55.86
Parte inferior de techo	Arriba	10.70	58.63	74.80	98.87	55.86
	Abajo	7.10	89.34	74.79	369.54	522.44
Tercera planta	Arriba	7.10	564.06	522.57	413.92	412.30
	Abajo	3.85	564.06	522.57	2080.32	2219.74
Segunda planta	Arriba	3.85	813.20	736.54	2080.32	2219.74
	Abajo	0.00	813.20	736.54	4874.92	5322.16

A continuación se presenta un gráfico que se elaboró con la información de la tabla anterior, considerando en el eje de las abscisas los valores de los cortantes, tanto para la dirección X, como para la dirección Y y en el eje de las ordenadas la altura del edificio.

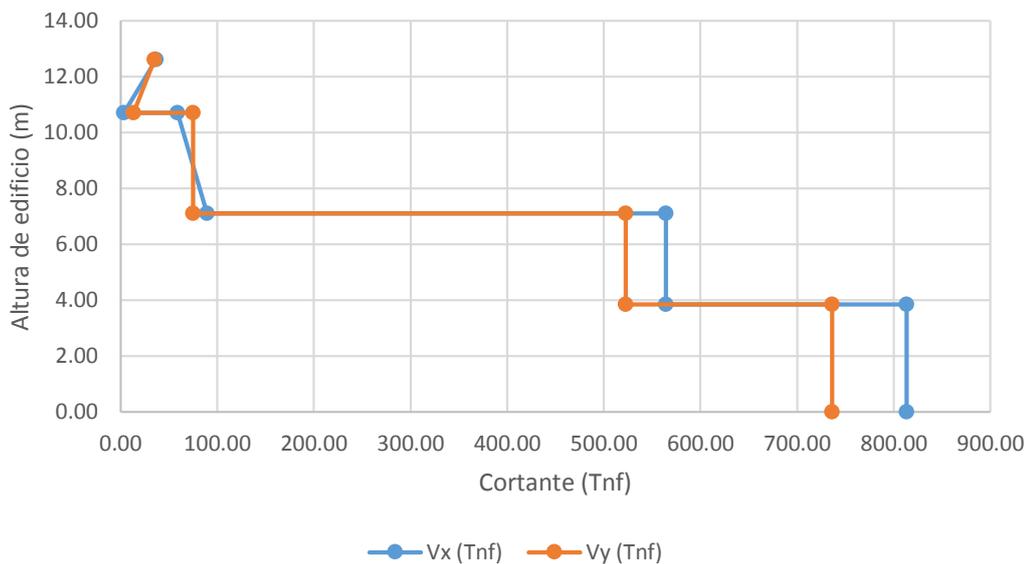


Figura 47: Cortantes de piso del edificio con arriostres en K. (Etabs)

A continuación se presenta un gráfico que se elaboró con la información de la tabla anterior, considerando en el eje de las abscisas los valores de los momentos de volteo, tanto para la dirección X, como para la dirección Y y en el eje de las ordenadas la altura del edificio.

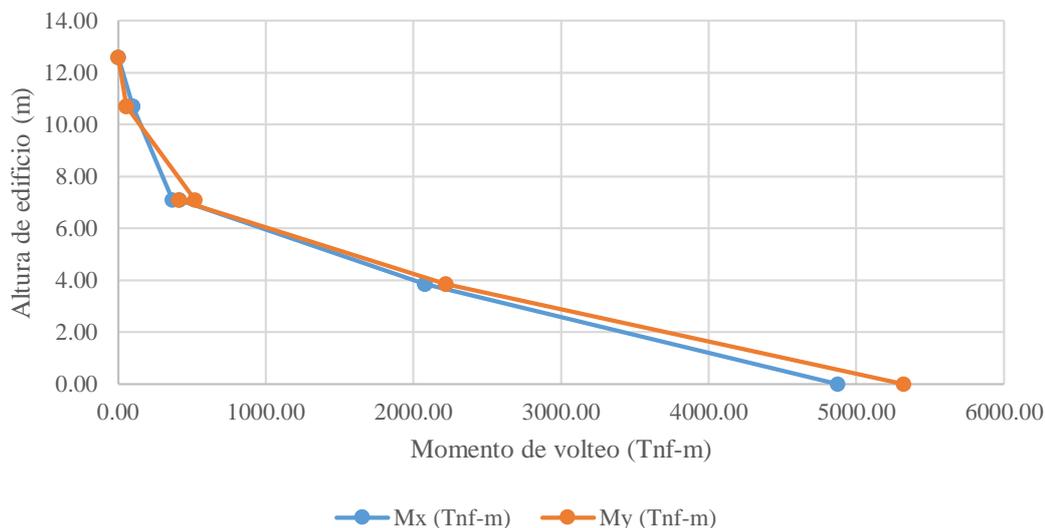


Figura 48: Momento de volteo del edificio con arriostres en K. (Etabs)

A continuación se presenta una tabla que proporciona información acerca de los momentos resistentes al volteo, para ambas direcciones de análisis, tanto X como Y.

Tabla 68: Momento resistente al volteo del edificio con arriostres en K. (Etabs)

Dirección	Momento resistente (Tnf-m)
X	30607.40
Y	12382.02

➤ **Verificación de elementos estructurales**

La verificación de los elementos estructurales se realiza con ayuda del software Etabs, a continuación se muestra un cuadro resumen de los elementos estructurales que presentan fallas:

Tabla 69: Verificación de elementos estructurales. Edificio con arriostres en K. Columnas y vigas. (Etabs)

Nivel	Elementos estructurales						
	Columnas				Vigas		
	Total de elementos	N° Elementos que fallan por flexo-compresión	Relación de capacidad (prom.) flexo-compresión	Elementos que fallan por corte	Total de elementos	Elementos que fallan por flexión	Elementos que fallan por corte
Primero	24	24	2.39	17	113	0	46
Segundo	24	24	1.60	19	113	0	36
Tercero	24	0	<1	0	23	0	0

3.4.6. Resultados de análisis estático y dinámico de todos los modelos computacionales

A continuación se presenta una tabla resumen que ofrece información acerca de la relación existente entre el la fuerza cortante estática ($V_{est.}$) y la fuerza cortante dinámica ($V_{din.}$), así mismo se indica el tipo de estructura (regular o irregular)..

Tabla 70: Fuerza cortante mínima de edificio con diferentes tipos de arriostres. (Elaboración propia)

Tipo de arriostres	Estructura	Cortante dinámico (Tnf)		Cortante estático (Tnf)		$V_{est.}/V_{din.}$	Cumple E.030
Sin arriostres	Irregular	Vx	649.21	Vx	679.38	95.56%	Si
		Vy	625.64	Vy	679.38	92.09%	Si
En X	Irregular	Vx	662.31	Vx	734.19	90.21%	Si
		Vy	661.22	Vy	734.19	90.06%	Si
En V	Irregular	Vx	506.50	Vx	329.79	153.58%	Si
		Vy	423.90	Vy	329.79	128.54%	Si
En V invertida	Irregular	Vx	511.42	Vx	444.53	115.05%	Si
		Vy	417.87	Vy	444.53	94.00%	Si
En K	Irregular	Vx	813.20	Vx	660.05	123.20%	Si
		Vy	736.54	Vy	660.05	111.59%	Si

3.4.7. Análisis dinámico modal espectral de todos los modelos computacionales

A) Periodo fundamental de vibración

A continuación se presenta una tabla que muestra el periodo fundamental de vibración en cada dirección de análisis, en función del tipo de arriostre incluido en el edificio.

Tabla 71: Periodo fundamental de vibración por tipo de arriostres.

Dirección	Periodo (s)				
	Sin arriostres	X	V	V inv.	K
UX	0.86	0.33	0.39	0.38	0.46
UY	0.54	0.29	0.30	0.29	0.39
RZ	0.56	0.35	0.36	0.36	0.44

B) Distorsión de entrepisos

➤ Distorsión de entrepiso en la dirección X

A continuación se muestra la distorsión en la dirección X del edificio, en función de la inclusión o no de diferentes tipos de arriostres.

Tabla 72: Distorsión de entrepiso por tipo de arriostres - Dirección X.

Nivel	Distorsión máxima de entrepiso	Distorsión por tipo de arriostre				
		Sin arriostres	X	V	V inv.	K
Tercera planta	0.007	0.0351	0.0067	0.0084	0.0080	0.0127
Segunda planta	0.007	0.0554	0.0066	0.0097	0.0093	0.0135
Base	0.007	-	-	-	-	-

En seguida se adjunta una Tabla que representa el porcentaje de distorsión que se tiene con o sin la incorporación de arriostres. Cabe mencionar que el 100% equivale a la distorsión máxima permisible por la norma E.030, así mismo es oportuno mencionar que esta tabla se elaboró con los datos de la Tabla precedente.

Tabla 73: Porcentaje de la distorsión máxima permisible por E.030, por tipo de arriostres - Dirección X.

Nivel	Sin arriostres	X	V	V Inv.	K
Tercera planta	501.46%	95.87%	120.10%	114.21%	180.80%
Segunda planta	791.09%	94.18%	137.88%	132.98%	192.85%

A continuación se muestra un gráfico obtenido de la Tabla N° 75, donde el eje de las abscisas represente la Distorsión de entrepiso en la dirección X y el eje de las ordenadas, la altura del edificio.

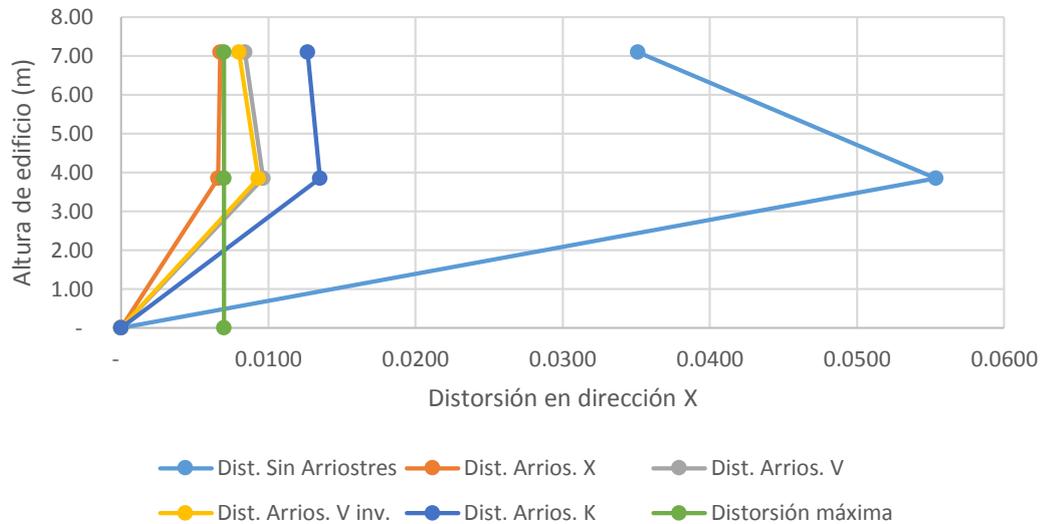


Figura 49: Distorsión de entrepiso por tipo de arriostres - Dirección X.

➤ Distorsión de entrepiso en la dirección Y

A continuación se muestra la distorsión en la dirección Y del edificio, en función de la inclusión o no de diferentes tipos de arriostres.

Tabla 74: Distorsión de entrepiso por tipo de arriostres - Dirección Y. (Elaboración propia)

Nivel	Distorsión máxima de entrepiso	Distorsión por tipo de arriostre				
		Sin arriostres	X	V	V inv.	K
Tercera planta	0.007	0.0172	0.0064	0.0069	0.0066	0.0104
Segunda planta	0.007	0.0190	0.0054	0.0059	0.0054	0.0098
Base	0.007	-	-	-	-	-

En seguida se adjunta una Tabla que representa el porcentaje de distorsión que se tiene con o sin la incorporación de arriostres. Cabe mencionar que el 100% equivale a la distorsión máxima permisible por la norma E.030, así mismo es oportuno mencionar que esta tabla se elaboró con los datos de la Tabla precedente.

Tabla 75: Porcentaje de la distorsión máxima permisible por E.030, por tipo de arriostres - Dirección Y.

Nivel	Sin arriostres	X	V	V Inv.	K
Tercera planta	245.59%	90.95%	97.96%	94.94%	148.23%
Segunda planta	270.99%	77.65%	84.43%	77.57%	140.15%

A continuación se muestra un gráfico obtenido de la Tabla N° 95, donde el eje de las abscisas represente la Distorsión de entrepiso en la dirección X y el eje de las ordenadas, la altura del edificio.

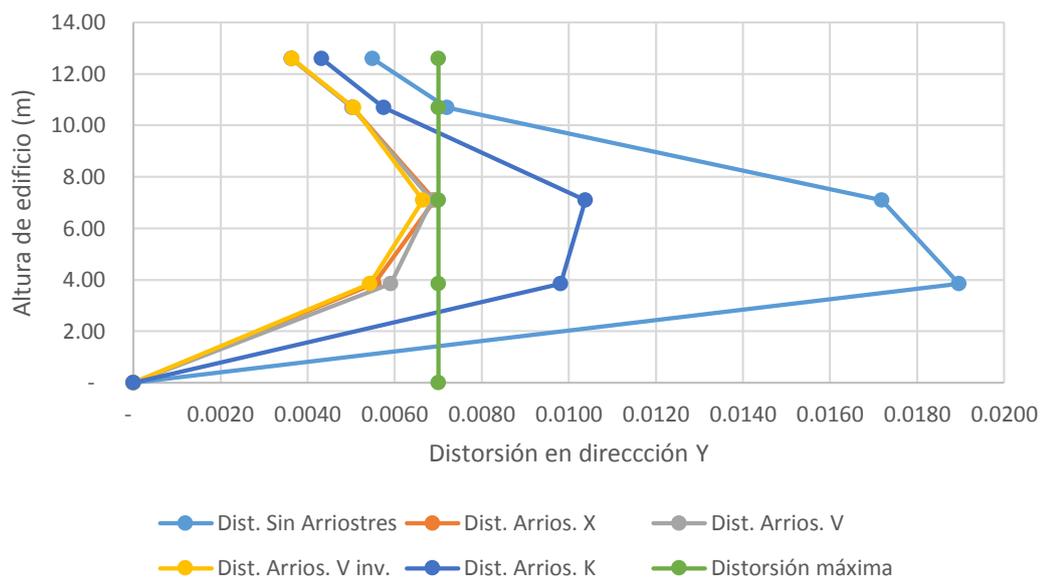


Figura 50: Distorsión de entrepiso por tipo de arriostres - Dirección Y.

C) Cortante basal y momentos de volteo

A continuación se muestra una tabla y gráfico resúmenes de los cortantes dinámicos (para ambas direcciones X, Y), sin y con diferentes tipos de arriostres, se ha considerado la media geométrica como parámetro de comparación pues este es un promedio que sirve para analizar índices porcentuales y dado que los cortantes que se están analizando están en direcciones distintas se pueden tratar como como tales. No se consideró aplicar el Teorema de Pitágoras para determinar el cortante resultante de aplicar cortantes en las direcciones X e Y, pues estos no ocurren simultáneamente.

Tabla 76: Fuerza cortante basal dinámica del edificio con diferentes tipos de arriostres. (Elaboración propia)

Tipo de arriostres	Vx (Tnf)	Vy (Tnf)	Media geométrica
Sin arriostres	649.21	625.64	637.32
En X	662.31	661.22	661.76
En V	506.50	423.90	463.36
En V invertida	511.42	417.87	462.28
En K	813.20	736.54	773.92

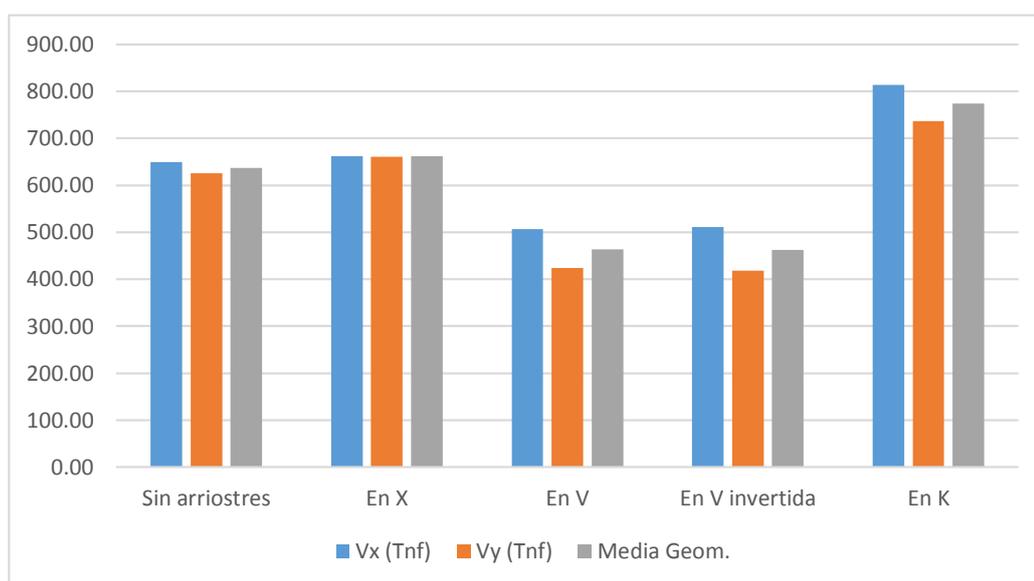


Figura 51: Fuerza cortante basal dinámica del edificio con diferentes tipos de arriostres.

A continuación se muestra una tabla resumen de Momentos Resistentes al Volteo y de los Momentos Causantes de Volteo para el edificio, sin y con diferentes tipos de arriostres.

Tabla 77: Factor de seguridad al volteo en ambas direcciones de análisis para el edificio con diferentes tipos de arriostres. (Elaboración propia)

Tipo de arriostres	Momento resistente (Tnf-m)		Momento de volteo (Tnf-m)		FS=M _{resistente} /M _{volteo} ≥1.2
Sin arriostres	Mx	12613.68	Mx	4054.28	3.1
	My	30826.35	My	4118.42	7.5
En X	Mx	12222.87	Mx	4441.50	2.8
	My	30214.81	My	4396.08	6.9
En V	Mx	12365.41	Mx	2832.21	4.4
	My	30576.59	My	3327.38	9.2
En V invertida	Mx	12366.73	Mx	2809.33	4.4
	My	30579.16	My	3374.01	9.1
En K	Mx	12382.02	Mx	4874.92	2.5
	My	30607.40	My	5322.16	5.8

D) Verificación de elementos estructurales

➤ Fallas por flexo-compresión en columnas

Los valores de la Tabla siguiente se obtuvieron multiplicando el *N° de elementos que fallan por flexo-compresión* y la *Relación de capacidad (prom.) flexo-compresión*, el valor así resultante se dividió por el *N° total de elementos en ese piso*. Lo que indica la tabla siguiente es la relación capacidad/demanda promedio de todas las columnas del mismo nivel. Si bien para el primer y segundo nivel del edificio con la inclusión de arriostres algunos valores son menores 1 (uno), no significa que no se presenten fallas por flexo-compresión, lo que debe entenderse es que mientras este número es más cercano a cero, la cantidad de columnas que fallan es menor, que en ellas actúan fuerzas de flexo-compresión menores y por tanto que el reforzamiento que se requiera en estas columnas (ensanchado de la sección de las columnas), también será menor.

Tabla 78: Relación capacidad/demanda promedio de columnas de edificio con diferentes tipos de arriostres – fallas por flexo-compresión.

Nivel	Sin arriostres	X	V	V inv.	K
Primero	5.98	0.91	0.42	0.36	2.39
Segundo	2.45	0.28	0.04	0.08	1.60
Tercero	*	*	*	*	*

* No presenta fallas por flexo-compresión.

Los valores de la tabla siguiente se obtuvieron dividiendo *la relación capacidad/demanda promedio de columnas (Tabla 78)* entre *la relación capacidad/demanda promedio de columnas del edificio sin arriostres* y expresando este valor en porcentaje. De la siguiente tabla no debe entenderse que todas las columnas del primer y segundo nivel del modelo sin arriostres fallan por flexo-compresión, debe entenderse que *la relación capacidad/demanda de las columnas del primer y segundo nivel del modelo sin arriostres* se ha tomado como patrón, como el 100%, para determinar a cuánto disminuye las fallas por flexo-compresión de las columnas las inclusiones de arriostres.

Tabla 79: Porcentaje promedio de fallas por flexo-compresión en columnas de edificio con diferentes tipos de arriostres.

Nivel	Sin arriostres	X	V	V inv.	K
Primero	100.00%	15.26%	7.00%	6.08%	39.97%
Segundo	100.00%	11.23%	1.77%	3.44%	65.43%
Tercero	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%

➤ **Fallas por corte en columna**

A continuación se presenta una Tabla resumen del número de columnas en cada nivel del edificio que presentan fallas por fuerza cortante, esto para los diferentes modelamientos del edificio, con y sin la inclusión de arriostres.

Tabla 80: Número de columnas del edificio con diferentes tipos de arriostres que presentan fallas por fuerza cortante.

Nivel	Sin arriostres	X	V	V inv.	K
Primero	0	0	0	0	17
Segundo	0	0	0	0	19
Tercero	0	0	0	0	0

➤ **Fallas por flexión en vigas**

Los valores de la tabla siguiente se obtuvieron dividiendo el *N° de vigas que fallan por flexión en cada uno de los modelos* entre el *N° de vigas que fallan por flexión en el modelo sin la inclusión de arriostres* y expresando este resultado en porcentaje. De la siguiente tabla no debe entenderse que todas las vigas del primer y segundo nivel del modelo sin arriostres fallan por flexión, debe entenderse que el número total de vigas

que fallan por flexión en el modelo sin arriostres se ha tomado como patrón, como el 100%, para determinar a cuánto disminuye las fallas por flexión de las vigas las inclusiones de arriostres.

Tabla 81: Fallas por flexión en vigas de edificio con diferentes tipos de arriostres.

Nivel	Sin arriostres	X	V	V inv.	K
Primero	100.00%	0.00%	0.00%	25.00%	0.00%
Segundo	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%
Tercero	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%

➤ **Fallas por corte en vigas**

Los valores de la tabla siguiente se obtuvieron dividiendo el *N° total de elementos que fallan por corte en cada uno de los modelos* entre el *N° de vigas que fallan por corte en el modelo sin la inclusión de arriostres* y expresando este resultado en porcentaje. De la siguiente tabla no debe entenderse que todas las vigas del primer y segundo nivel del modelo sin arriostres fallan por corte, debe entenderse que el número total de vigas que fallan por corte en el modelo sin arriostres se ha tomado como patrón, como el 100%, para determinar a cuánto disminuye las fallas por corte de las vigas las inclusiones de arriostres.

Tabla 82: Fallas por corte de vigas de edificio con diferentes tipos de arriostres.

Nivel	Sin arriostres	X	V	V inv.	K
Primero	100.00%	29.76%	27.38%	29.76%	54.76%
Segundo	100.00%	51.11%	48.89%	55.56%	80.00%
Tercero	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%

4. CAPÍTULO IV: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

4.1. Análisis sísmico estático

De la Tabla 70 se aprecia que el edificio con y sin la inclusión de arriostres, cumplen con el artículo 4.6.4 de la norma E.030 referido a fuerza cortante mínima, pues todas las estructuras así resultantes son Irregulares y la normativa referida indica que la fuerza cortante basal mínima calculada por método dinámicos debe ser como mínimo el 90% de la fuerza cortante basal calculada por métodos estáticos.

4.2. Análisis dinámico modal espectral

4.2.1. Participación de masa modal

En las Tablas 31, 39, 47, 55 y 63, se aprecia que la acumulación de masas participativas es como mínimo 90% (para cada una de las tres direcciones de análisis), tal como lo indica la norma E.030 en su artículo 4.6.1.

4.2.2. Periodo fundamental de vibración

En la Tabla 71 se aprecia que los periodos fundamentales de vibración que más se acercan a lo recomendado “ $0.1 \text{ N}^\circ \text{ Pisos} = 0.1 * 3 = 0.3 \text{ segundos}$ ” los ofrece el edificio con la inclusión de arriostres en **X**, **V** y **V invertida**.

4.2.3. Distorsión de entrepiso

A) Distorsión de entrepiso en la dirección X

De las Tablas 72 y 73 y de la Figura 49 se aprecia que únicamente la inclusión de arriostres en **X** controla las distorsiones de entrepiso dentro del rango permisible por la norma E.030, sin embargo, las inclusiones de arriostres en **V** y **V invertida** reducen en considerablemente las distorsiones de entrepiso que presenta el modelo sin la inclusión de estos, a un valor bastante cercano al permisible por la norma E.030.

B) Distorsión de entrepiso en la dirección Y

De las Tablas 74 y 75 y Figura 50 se aprecia la inclusión de arriostres en **X**, en **V** y en **V invertida** controlan las distorsiones de entrepiso dentro del permisible por la norma E.030.

4.2.4. Cortante basal

De la Tabla 76 y Figura 51, se aprecia que el edificio con la inclusión de arriostres en **V**, y **V invertida**, están sometidos a un menor cortante basal dinámico, respecto a los demás modelos, no obstante, la pequeña diferencia que se existe entre uno y otro no es relevante.

4.2.5. Momento de volteo

En la Tabla 77 se observa que para el edificio, sin y con la inclusión de los diferentes tipos de arriostres se obtienen un factor de seguridad al volteo $FS \geq 1.2$, por tanto se cumple con el factor de seguridad por volteo, según lo indica el artículo 7.3 de la Norma E.030.

4.2.6. Verificación de elementos estructurales

A) Fallas por flexo-compresión en columna

La Tabla 79 permiten apreciar que la inclusión de arriostres en **X**, en **V**, en **V invertida**, reducen las fallas por flexo-compresión, siendo más eficaz los arriostres en **V**.

B) Fallas por corte en columnas

La Tabla 80 muestra que la inclusión arriostres **K**, es la única que causa fallas por corte en 36 columnas del edificio, representando un 50.00 % del total existentes. Pendiendo elegir los arriostres en **X**, en **V** o en **V invertida**, para la rigidización de la estructura.

C) Fallas por flexión en vigas

En la Tabla 81 se aprecia como la inclusión de arriostres en **X**, en **V** y en **K**, eliminan las fallas por flexión en las vigas, en tanto que la inclusión de arriostres en **V invertida** solo reduce el 75% de las fallas que presenta el modelo sin arriostres.

D) Fallas por corte en vigas

En la Tabla 82 se aprecia como la inclusión de arriostres en **X**, en **V**, en **V invertida** y en **K** reducen el porcentaje de fallas por corte en las vigas, siendo más eficaz los arriostres en **V**.

4.3. Elección de sistema de arriostramiento

De los Item 4.1 y 4.2 del presente queda claro que la decisión por la elección del sistema de arriostramiento a emplear está entre los arriostres en **X**, en **V** y en **V** invertida. Dado que la norma ANSI/AISC – 341 – 10 prohíbe el empleo de arriostres en **K** (lo referido se detalla en las páginas 20 y 21 del presente trabajo de investigación), no se considerará dentro de la elección de los arriostres a emplear, quedando solamente la posibilidad a elegir entre los arriostres en **X**, en **V** y en **V** invertida.

- a) Con respecto a periodos de vibración los tres tipos de arriostres presentan valores muy cercanos el uno del otro.
- b) Referido a las distorsiones en la dirección **X**, conviene emplear los arriostres en **X**, y en la dirección **Y**, cualquiera de los arriostres, sea en **X**, en **V** o en **V invertida**.
- c) Teniendo en cuenta la menor fuerza cortante basal que ingresa al sistema, es propicio emplear arriostres en **V** o en **V invertida**.
- d) Basándose en la reducción de fallas por flexo-compresión en columnas se debería emplear arriostres en **V**.
- e) Considerando las fallas por corte en vigas la mayor ventaja la ofrecen los arriostres en **V**.

De los expuesto líneas atrás se desprende que los arriostres que mayor beneficio aportan al sistema son los arriostres en **V**.

5. CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. CONCLUSIONES

1. Se determinó que el edificio construido, fallará debido a la excesiva carga de flexo-compresión en las columnas, fuerzas cortantes y momentos flectores en las vigas. Las columnas, están sometidas a cargas de flexo-compresión, aproximadamente 5.98 y 2.45 veces en promedio de la que pueden resistir, en el primer y segundo nivel respectivamente. En el tercer nivel no se presenta problema alguno.
2. La inclusión de los arriostres en V aporta el mejor comportamiento estructural, disminuyendo las deficiencias que tiene el modelo computacional sin arriostres del 100% al 45.15%, logrando así un control del 54.85%, (ver Item 3.4.8), sin embargo no es suficiente para:
 - 2.1. Controlar la distorsión del primer entrecimso en la dirección X, dicha distorsión excede en 20.10% y 37.88% al máximo permisible, en la segunda y tercera planta respectivamente.
 - 2.2. Impedir las fallas por flexo-compresión en las columnas del primer nivel, sin embargo disminuye considerablemente las cargas actuantes en estos elementos estructurales, reduciendo las fallas en un 94.52%.

No obstante:

- 2.3. Reduce considerablemente el periodo de vibración de la estructura, dentro de los valores recomendado por valores empíricos. $T=0.1 \text{ N}^\circ \text{ Pisos} = 0.1 * 3 = 0.3$ segundos, siendo $T_{UX}=0.39 \text{ s}$, $T_{UY}=0.30 \text{ s}$ y $T_{RZ}=0.36 \text{ s}$, los periodos de vibración obtenidos del Análisis Modal Espectral.
- 2.4. El cortante basal dinámico en la dirección X es el 153.58% y en la dirección Y el 128.54% del cortante basal estático, la NTP E.030 especifica un valor mínimo de 90% para estructuras irregulares, por tanto a este respecto se cumple con tal normativa.

- 2.5. El factor de seguridad al volteo en la dirección X es de 4.4 y en la dirección Y, 9.2, la NTP E.030 especifica un factor de seguridad mínimo de 1.2, por tanto, en este aspecto se cumple con tal normativa.

5.2. RECOMENDACIONES

1. Se recomienda analizar al edificio con estructuras metálicas externas a éste y conectadas a él mediante las vigas en voladizo con la finalidad de evitar las fallas que se presentan en estas (minimizando los esfuerzos cortantes). (Ver Figura 3 y 4 – pág. 17)
2. Se recomienda estudiar los beneficios que aportaría la inclusión de arriostres de una configuración determinada en la dirección X y de otra configuración en la dirección Y.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. ACI (American Concrete Institute, US). 2014. Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural. Trad. TC Schaeffer. Estados Unidos. 587 p.
2. AISC (American Institute of Steel Construction). 2010. Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. Chicago, US. 356 p.
3. ASCE (American Society of Civil Engineers, US). 2010. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. Virginia, US. American Society of Civil Engineers. 608 p.
4. AISC (American Institute of Steel Construction, US). 2010. Specification for Structural Steel Buildings. Chicago, US. American Institute of Steel Construction. 552 p.
5. AISC (American Institute of Steel Construction, US). 2011. Steel construction manual. Estados Unidos. American Institute of Steel Construction. 2325 p.
6. Aroca R. 2000. Arriostramiento. Daniel Álvarez Morcillo. Madrid ES. Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid. 19 p.
7. Bernal, I; Tavera H. 2002. Geodinámica, sismicidad y energía sísmica en el Perú: Sismicidad Histórica. Lima PE. 64 p.
8. Bozzo L; Barbat A. 2004. Diseño sismorresistente de edificios. Barcelona, ES. Reverté.
9. Carrasco L. 2011. Comportamiento axial de arriostres de acero: Estudios experimentales. Tesis. Mg. Sc. Lima PE. Universidad Nacional de Ingeniería.
10. Castro et al. 2014. Modelización numérica del comportamiento estructural cíclico de barras esbeltas de acero con pandeo restringido: Introducción. Cataluña ES. Elsevier España. 229 – 237 p.
11. Chopra A. 2014. Dinámica de estructuras. Philip de la Vega. 4ta ed. México. Pearson. 942 p.

12. Corral C. s.f. Arriostramientos. Tipología y comparativa con FEM. (En línea). Prontubeam. Consultado 24 jul. 2018. Disponible en http://www.prontubeam.com/articulos/articulos.php?Id_articulo=58.
13. Crisafulli F. 2014. Diseño sismorresistente de construcciones de acero: Tipos estructurales para construcciones de acero. Santiago, CL. ILAFA. 71 p.
14. Das, BM. 2012. Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones. 7 ed. Distrito Federal MX. Cengage Learning. 794 p.
15. Domingo J. 2008. Pandeo. Castilla y León, ES. 22p.
16. El acero en la rehabilitación II: Sistemas de arriostramiento y mejora de la resistencia sísmica. ArcelorMittal. 73 - 78 p.
17. El Periódico Mediterráneo. 2016. ¿Qué es el cinturón de fuego del Pacífico?. (En línea). Castellón ES. El Periódico Mediterráneo. Consultado el 21 dic. 2016. Virtual. Disponible en: http://www.elperiodicomediterraneo.com/noticias/opinion/que-es-cinturon-fuego-pacifico_746499.html
18. McCormac, JC y Csernak, SF. 2012. Structural Steel Design. Trad. Alfaomega. 5 ed. Mexico, MX. Alfaomega. 736 p.
19. McCormac, JC y Brown, RH. 2014. Diseño de Concreto Reforzado. Trad. Alfaomega. 8 ed. Mexico, MX. Alfaomega. 710 p.
20. Mosqueira M. 2012. Riesgo sísmico en las edificaciones de la Facultad de Ingeniería – Universidad Nacional de Cajamarca. : Realidad problemática. Tesis Dr. Trujillo PE. Universidad Nacional de Trujillo. 158 p.
21. MVCS. 2009. DS N° 010-2009-Vivienda Norma Técnica E.060: Concreto Armado. Lima PE. El Peruano. 193 p.
22. MVCS. 2016. DS N° 003-2016-Vivienda Norma Técnica E.030: Zonificación. Lima PE. El Peruano. 576293 - 576322 p.
23. MVCS. s.f. Norma Técnica E.070: Albañilería. Lima PE. El Peruano.

24. NIBIB. 2016. Modelando Computacional: ¿Qué es el modelo computacional?. 2p.
25. Oviedo J; Duque M. 2006. Sistemas de control de respuesta sísmica en edificaciones: Influencia de los dispositivos de control pasivo en una estructura. Medellín CO. EIA. 105 – 120 p.
26. Popov, EP. 2000. Mecánica de Sólidos. Trad. JL Vásquez. 2 ed. Mexico, MX. Cámara Nacional. 864 p.
27. SENAMHI. 2018. Información del tiempo y clima. (en línea). Lima PE. Consultado 30 ago 2018. Disponible en: <https://www.senamhi.gob.pe/?p=pronostico-detalle-turistico&localidad=0011>
<https://www.senamhi.gob.pe/?p=pronostico-detalle-turistico&localidad=0011>
28. Uriz P. y Mahin S. 2008. Toward Earthquake-Resistant Design of Concentrically Braced Steel-Frame Structures. Pacific Earthquake Engineering Research Center College of Engineering. California, US. University of California. 327 p.
29. Vielma J; Mendoza E. 2011. Respuesta sísmica de pórticos de acero con diagonales concéntricas tipo V invertida diseñados conforme a las normas venezolanas. Venezuela. Revista Ingeniería UC. 11 p.
30. Villafañe, E. 2002. Espectro de respuesta y de diseño. Mendoza, AR. Universidad Nacional de Cuyo. 22 p.
31. Zambrano K. 2017. Comparación de los ensayos de diamantina y esclerometría de la pavimentación de los jirones Japón, Portugal y Brazil – Cajamarca. Tesis Ing. Cajamarca PE. Universidad Nacional de Cajamarca. 114 p.

APÉNDICES

1. APÉNDICE 1: Espectro de respuesta para análisis de edificio con los diferentes tipos de arriostres.

A continuación se adjuntan los valores con los que se calculó los espectros de respuesta, para el edificio con la inclusión de los diferentes tipos de arriostres:

Tabla 83: Parámetros para determinar el espectro de aceleraciones para el edificio con diferentes tipos de arriostres. (Elaboración propia)

	Sin arriostres	En X	En V	En V inv.	En K
T_P (s)	1	1	1	1	1
T_L (s)	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6
Z₃	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35
U	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
C	f(T)	f(T)	f(T)	f(T)	f(T)
S	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
I_a	0.5	0.75	1	1	0.5
I_p	1	0.6	0.6	0.6	0.75
R₀	8	8	8	8	8
R	4	3.6	4.8	4.8	3

2. APÉNDICE 2: Resultados de ensayos de esclerometría.

A continuación se presentan las tablas resumen de las lecturas realizadas acorde a la norma ASTM C 805M-13a, que es la norma norteamericana que rige los ensayos de esclerometría.

En las tablas siguientes el Código de Elemento se interpreta como

- En las columnas, por ejemplo la Columna A-1, columna que resulta de la intersección de los ejes estructurales A-A y 1-1.
- En las columnas, por ejemplo la Viga A-12, viga que se ubica en el eje A-A, entre los ejes 1-1 y 2-2.

Tabla 84: Lecturas de ensayos de Esclerometría en el edificio, ángulo de impacto $\alpha = 0^\circ$. (Elaboración propia)

Esclerometría en edificio

Fecha de ensayo de esclerometría:	Del 13 al 14 de agosto del 2018.
Material:	Concreto endurecido.
Resistencia a compresión especificada:	210 Kg/cm ²
Edad promedio del concreto:	11.47 años
Equipo:	Esclerómetro
Marca de equipo:	Zhejiang Tugong Instrument Co S/N 2578
Área de ensayo:	20cm x 20cm

Nivel	Elemento	Código de elemento	N° de lectura, N° de impacto e Índice de rebote $\alpha = 0^\circ$										Prom.
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
1	Columna	A - 1	31	32	33	33	34	34	34	35	36	36	34
1	Columna	A - 2	30	30	33	33	34	34	34	34	34	35	33
1	Columna	A - 3	34	36	36	38	38	40	40	40	41	41	38
1	Columna	B - 1	32	32	32	33	35	35	37	39	39	40	35
1	Columna	B - 3	30	31	33	34	35	35	36	40	41	42	36
1	Columna	C - 1	30	31	31	32	33	34	36	38	39	39	34
1	Columna	C - 2	31	32	34	35	38	39	39	39	40	40	37
1	Columna	C - 3	30	31	33	33	33	38	39	41	41	42	36
1	Columna	D - 1	30	30	33	33	34	34	35	35	39	40	34
1	Columna	D - 2	30	30	31	32	32	36	36	40	41	41	35
1	Columna	D - 3	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	37
1	Columna	F - 1	30	30	31	32	33	38	40	40	41	42	36
1	Columna	F - 2	30	33	33	35	35	35	36	36	38	40	35
1	Columna	F - 3	30	30	31	31	35	35	37	40	41	41	35
1	Columna	G - 1	31	31	31	32	34	36	39	40	41	42	36
1	Columna	G - 2	30	31	33	34	34	35	35	37	41	41	35
1	Columna	H - 1	36	37	38	38	38	40	40	40	40	40	39
1	Columna	H - 2	37	38	38	38	38	39	39	39	40	40	39
1	Columna	H - 3	35	35	35	36	37	38	39	40	40	40	38
1	Viga	A - 12	34	35	35	37	38	39	39	40	40	40	38
1	Viga	A - 23	34	35	35	36	36	36	36	37	38	40	36
1	Viga	A - 34	30	31	32	32	34	35	35	37	38	40	34
1	Viga	B - 01	29	31	31	32	33	35	36	38	39	41	35
1	Viga	B - 12	30	31	31	31	37	39	39	41	41	42	36
1	Viga	B - 34	29	29	30	31	35	38	38	40	40	40	35
1	Viga	F - 23	29	31	33	34	34	36	37	38	39	41	35

Tabla 85: Continuación de la tabla 84. (Elaboración propia)

Esclerometría en edificio

Fecha de ensayo de esclerometría:	Del 13 al 14 de agosto del 2018.
Material:	Concreto endurecido.
Resistencia a compresión especificada:	210 Kg/cm ²
Edad promedio del concreto:	11.47 años
Equipo:	Esclerómetro
Marca de equipo:	Zhejiang Tugong Instrument Co S/N 2578
Área de ensayo:	20cm x 20cm

1	Viga	F - 34	30	31	32	35	35	36	37	37	39	41	35
1	Viga	G - 23	32	33	36	37	38	39	39	41	42	42	38
1	Viga	H - 12	34	34	34	34	35	35	36	36	36	36	35
1	Viga	H - 23	35	37	38	38	38	39	40	40	40	41	39
1	Viga	1 - CD	30	32	34	36	36	38	39	39	40	40	36
1	Viga	1 - EF	30	35	35	36	36	36	37	37	38	40	36
1	Viga	3 - GH	28	31	32	33	33	34	35	36	37	39	34
2	Columna	A - 1	35	35	36	36	36	37	37	37	38	38	37
2	Columna	A - 2	34	34	34	34	35	35	35	35	36	38	35
2	Columna	A - 3	32	32	32	32	33	34	34	35	35	36	34
2	Columna	B - 1	32	35	35	36	36	37	41	41	42	42	38
2	Columna	B - 3	32	32	33	33	35	36	36	37	41	42	36
2	Columna	C - 2	34	37	37	38	40	40	40	41	42	42	39
2	Columna	C - 3	32	33	35	37	39	40	40	41	41	42	38
2	Columna	D - 1	35	35	36	36	36	37	38	39	40	40	37
2	Columna	D - 2	36	36	37	37	38	39	40	40	41	41	39
2	Columna	D - 3	35	36	36	37	38	38	39	40	40	40	38
2	Columna	E - 1	32	33	34	35	36	37	37	37	38	40	36
2	Columna	F - 1	30	31	32	32	33	33	34	34	35	37	33
2	Columna	G - 1	30	32	33	33	34	35	35	36	37	39	34
2	Columna	H - 1	30	30	31	32	32	37	38	38	39	40	35
2	Viga	A - 12	35	36	37	38	38	39	40	40	40	41	38
2	Viga	A - 23	35	37	37	38	38	38	38	38	40	40	38
2	Viga	D - 12	35	35	36	36	36	38	40	40	40	41	38
2	Viga	D - 23	37	38	38	39	40	40	40	41	41	41	40
2	Viga	1 - EF	31	31	32	33	34	36	37	38	39	39	35

Tabla 86: Continuación de la tabla 85. (Elaboración propia)

Esclerometría en edificio

Fecha de ensayo de esclerometría:	Del 13 al 14 de agosto del 2018.
Material:	Concreto endurecido.
Resistencia a compresión especificada:	210 Kg/cm ²
Edad promedio del concreto:	11.47 años
Equipo:	Esclerómetro
Marca de equipo:	Zhejiang Tugong Instrument Co S/N 2578
Área de ensayo:	20cm x 20cm

2	Viga	3 - BC	31	31	31	33	38	38	38	38	38	39	36
3	Columna	A - 1	30	32	32	33	33	34	35	35	35	36	34
3	Columna	A - 2	33	33	33	33	34	34	34	35	35	37	34
3	Columna	A - 3	30	30	30	30	30	30	30	31	31	33	31
3	Columna	B - 1	31	33	34	36	36	38	39	40	41	41	37
3	Columna	C - 1	30	32	32	33	33	34	34	37	39	40	34
3	Columna	C - 3	32	32	34	35	35	36	39	40	40	41	36
3	Columna	D - 1	31	32	32	33	34	34	35	35	37	37	34
3	Columna	D - 2	32	32	32	32	33	33	33	34	35	36	33
3	Columna	D - 3	32	32	33	33	33	35	36	36	37	38	35
3	Columna	E - 1	28	29	31	31	33	34	35	37	38	38	33
3	Columna	F - 1	28	29	29	31	32	32	34	37	37	37	33
3	Columna	F - 3	28	30	30	31	32	32	34	34	35	36	32
3	Viga	A - 12	30	34	35	35	36	36	37	38	40	42	36
3	Viga	A - 23	32	35	36	36	37	40	41	41	42	42	38
3	Viga	1 - BC	32	32	33	33	33	35	39	39	40	41	36
3	Viga	1 - EF	31	32	33	33	35	35	36	37	39	40	35
Nº promedio de impacto determinado por esclerometría =											36		
Resistencia a la compresión equivalente al Nº de impacto =											290 Kg/cm²		

La tabla siguiente muestra la resistencia a la compresión del concreto para análisis del edificio en evaluación, de los ensayos de esclerometría se obtuvo una resistencia de 290 Kg/cm², sin embargo a este valor se lo ha dividido entre 1.1939, por lo ya expuesto en el artículo “EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA DE ESTRUCTURAS EXISTENTES” del presente (página 49), del presente trabajo, resultando así 243 Kg/cm², sin embargo para el desarrollo del presente se emplea 240 Kg/cm².

Tabla 87: Resistencia a la compresión del concreto para análisis del edificio en estudio. (Elaboración propia)

Resistencia a la compresión del concreto	
Factor de error (+)	19.39%
Resistencia por esclerometría	290 Kg/cm ²
Resistencia a considerar por error de esclerometría	243 Kg/cm ²
Resistencia de análisis	240 Kg/cm ²

A continuación se presenta una tabla de correlación del número de impacto del esclerómetro, ángulo de impacto y resistencia a la compresión del concreto ensayado.

Tabla 88: Correlación del número de impacto, ángulo de impacto y resistencia a la compresión de concreto.

R	$\alpha - 90^\circ$	$\alpha - 45^\circ$	$\alpha - 0^\circ$	$\alpha + 45^\circ$	$\alpha + 90^\circ$
20	125	115			
21	135	125			
22	145	135	110		
23	160	145	120		
24	170	160	130		
25	180	170	140	100	
26	198	185	158	115	
27	210	200	165	130	105
28	220	210	180	140	120
29	238	220	190	150	138
30	250	238	210	170	145
31	260	250	220	180	160
32	280	265	238	190	170
33	290	280	250	210	190
34	310	290	260	220	200
35	320	310	280	238	218
36	340	320	290	250	230
37	350	340	310	265	245
38	370	350	320	280	260
39	380	370	340	300	280
40	400	380	350	310	295
41	410	400	370	330	310
42	425	415	380	345	325
43	440	430	400	360	340
44	460	450	420	380	360
45	470	460	430	395	375
46	490	480	450	410	390
47	500	495	465	430	410
48	520	510	480	445	430
49	540	525	500	460	445
50	550	540	515	480	460
51	570	560	530	500	480
52	580	570	550	515	500
53	600	590	565	530	520
54	Por encima 600	Por encima 600	580	550	530
55	Por encima 600	Por encima 600	600	570	550

3. APÉNDICE 3: Panel fotográfico de ensayos de esclerometría.

A continuación se presenta un pequeño panel fotográfico del proceso de los trabajos realizados a fin de realizar los ensayos de esclerometría que posteriormente sirvió para determinar la resistencia a la compresión promedio del concreto.



Fotografía 1: Retirando el tarrajeo de los elementos estructurales, para realizar ensayos de esclerometría.



Fotografía 2: Asesor y asesorado de tesis, en la columna A-3 del Primer nivel del edificio en estudio.



Fotografía 3: Equipo de ensayo: Esclerómetro.



Fotografía 4: Realizando ensayo de esclerometría de Viga A-12 del primer nivel del edificio en estudio.



Fotografía 5: Realizando ensayo de esclerometría en Columna A-1 del primer nivel del edificio en estudio.



Fotografía 6: Realizando ensayo de esclerometría en Columna A-2 del segundo nivel del edificio en estudio.

4. APÉNDICE 4: Diseño arriostres de acero estructural.

A continuación se presenta el diseño de los arriostres de acero estructural que servirán para rigidizar la estructura de pórticos de concreto armado del edificio en estudio.

Tabla 89: Diseño de arriostres metálicos del Eje 2-2: Primer, Segundo y Tercer nivel.

ITEM	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	CANTIDAD	CANTIDAD	UND
00'	Ubicación	Eje 2-1 ^{er} nivel	Eje 2-2 ^{do} nivel	Eje 2-3 ^{er} nivel	
00	Fuerzas actuantes				
00.01	Tensión máxima	55.54	56.33	24.89	Tnf
00.02	Compresión máxima	55.54	56.33	24.89	Tnf
01	Predimensionamiento				
01.01	Área bruta mínima $A_{g \text{ mín}}$	2.28	2.31	1.02	plg ²
01.01.01	Área bruta mínima $A_{g \text{ mín}}$	14.69	14.90	6.59	cm ²
01.01.02	Carga de tensión actuante T	55.54	56.33	24.89	Tnf
01.01.03	Esfuerzo mínimo de fluencia especificado F_y	2,520.00	2,520.00	2,520.00	Kg/cm ²
01.01.04	R_y	1.50	1.50	1.50	
01.02	Radio mínimo de giro $r_{\text{mín}} = KL/200$, $K=1$	0.91	0.81	1.19	plg
01.02.01	Longitud del miembro	4.62	4.13	6.06	m
01.03	Sección elegida	W8x31	W8x24	W8x24	
01.03.01	Propiedades de sección				
01.03.01.00	Módulo de elasticidad del acero	2,038,901.78	2,038,901.78	2,038,901.78	Kg/cm ²
01.03.01.01	Módulo de elasticidad al corte del acero	787,437.93	787,437.93	787,437.93	Kg/cm ²

01.03.01.02	A =	9.12	7.08	7.08	in. ²
01.03.01.03	d =	8.000	7.930	7.930	in.
01.03.01.04	tw =	0.285	0.245	0.245	in.
01.03.01.05	bf =	8.000	6.500	6.500	in.
01.03.01.06	tf =	0.435	0.400	0.400	in.
01.03.01.07	T =	5-3/4	6-1/8	6-1/8	in.
01.03.01.08	k =	0.8290	0.7940	0.7940	in.
01.03.01.09	k1 =	0.7500	0.5625	0.5625	in.
01.03.01.10	gage =	5-1/2	3-1/2	3-1/2	in.
01.03.01.11	rt =	2.180	1.760	1.760	in.
01.03.01.12	d/Af =	2.30	3.05	3.05	
01.03.01.13	Ix =	110.00	82.70	82.70	in. ⁴
01.03.01.14	Sx =	27.50	20.90	20.90	in. ³
01.03.01.15	rx =	3.470	3.420	3.420	in.
01.03.01.16	Iy =	37.10	18.30	18.30	in. ⁴
01.03.01.17	Sy =	9.27	5.63	5.63	in. ³
01.03.01.18	ry =	2.020	1.610	1.610	in.
01.03.01.19	Zx =	30.40	23.10	23.10	in. ³
01.03.01.20	Zy =	14.10	8.57	8.57	in. ³
01.03.01.21	J =	0.54	0.35	0.35	in. ⁴
01.03.01.22	Cw =	531	259	259	in. ⁶
01.03.01.23	a =	50.65	44.03	44.03	in.
01.03.01.24	Wno =	15.10	12.20	12.20	in. ²
01.03.01.25	Sw =	13.10	7.94	7.94	in. ⁴
01.03.01.26	Qf =	6.34	4.71	4.71	in. ³

01.03.01.27	$Q_w =$	15.00	11.30	11.30	in. ³
03	Razón de demanda capacidad de compresión	0.41	0.64	0.59	
03.01	¿El miembro elegido es apropiado?	Si	Si	Si	
03.02	Estados límites				
03.02.01	Resistencia a la tensión	222.41	172.66	172.66	Tnf
03.02.02	Resistencia en compresión 1	222.41	172.66	172.66	Tnf
03.02.03	Resistencia en compresión 2	134.03	88.27	41.85	Tnf
03.02.03.01	¿La sección elegida tiene el patín esbelto?	No: E3 y E4: FB y TB	No: E3 y E4: FB y TB	No: E3 y E4: FB y TB	
03.02.03.01.01	Relación ancho - espesor	8.87	7.82	7.82	
03.02.03.01.02	Relación límite de ancho - espesor	15.93	15.93	15.93	
03.02.03.02	¿La sección tiene el alma esbelta?	No: E3 y E4: FB y TB	No: E3 y E4: FB y TB	No: E3 y E4: FB y TB	
03.02.03.02.01	Relación ancho - espesor (alma)	25.02	29.10	29.10	
03.02.03.02.02	Relación límite de ancho - espesor (alma)	42.38	42.38	42.38	
03.02.03.03	Sección E3 del ANSI/AISC-360-10	134.03	88.27	41.85	Tnf
03.02.03.03.01	Esfuerzo elástico de pandeo por flexión F_e	2,481.89	1,972.95	916.37	Kg/cm ²
03.02.03.03.02	Esfuerzo crítico F_{cre}	1,998.22	1,695.23	803.65	Kg/cm ²
03.02.03.04	Sección E4 del ANSI/AISC-360-10	185.52	140.06	126.90	Tnf
03.02.03.04.01	Esfuerzo de flexo-torsión elástica de pandeo F_e	5,064.89	4,649.39	3,604.12	Kg/cm ²
03.02.03.04.02	Esfuerzo crítico F_{cre}	2,765.87	2,689.72	2,436.95	Kg/cm ²
03.02.03.05	Sección E7 del ANSI/AISC-360-10	77.69	57.14	39.47	
03.02.03.05.01	b/t	8.87	7.82	7.82	

03.02.03.05.02	kc	0.76	0.74	0.74	
03.02.03.05.03	Qs	1.00	1.00	1.00	
03.02.03.05.04	Qa	0.59	0.60	0.60	
03.02.03.05.05	Q	0.59	0.60	0.60	
03.02.03.05.06	f=Frc	1,998.22	1,695.23	803.65	Kg/cm ²
03.02.03.05.07	be (patín)	9.80	7.94	7.94	cm
03.02.03.05.08	be (alma)	18.11	18.11	18.11	cm
03.02.03.05.09	Ae	34.76	27.41	27.41	cm ²
03.02.03.05.10	Esfuerzo elástico y/o flexotorsional de pandeo Fe	2,481.89	1,972.95	916.37	Kg/cm ²
03.02.03.05.11	Esfuerzo crítico F _{cre}	1,158.24	1,097.25	757.97	Kg/cm ²

Tabla 90: Diseño de arriostres metálicos del Eje A-A: Primer y Segundo nivel, y del Eje B-B: Primer nivel.

ITEM	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	CANTIDAD	CANTIDAD	UND
00'	Ubicación	Eje A-1 ^{er} nivel	Eje A-2 ^{do} nivel	Eje B-1 ^{er} nivel	
00	Fuerzas actuantes				
00.01	Tensión máxima	54.37	50.37	44.26	Tnf
00.02	Compresión máxima	54.37	50.37	44.26	Tnf
01	Predimensionamiento				
01.01	Área bruta mínima A _{g mín}	2.23	2.07	1.81	plg ²
01.01.01	Área bruta mínima A _{g mín}	14.38	13.33	11.71	cm ²
01.01.02	Carga de tensión actuante T	54.37	50.37	44.26	Tnf

01.01.03	Esfuerzo mínimo de fluencia especificado F_y	2,520.00	2,520.00	2,520.00	Kg/cm ²
01.01.04	R_y	1.50	1.50	1.50	
01.02	Radio mínimo de giro $r_{\min} = KL/200$, $K=1$	1.04	0.95	1.04	plg
01.02.01	Longitud del miembro	5.27	4.85	5.27	m
01.03	Sección elegida	W8x31	W8x28	W8x28	
01.03.01	Propiedades de sección				
01.03.01.00	Módulo de elasticidad del acero	2,038,901.78	2,038,901.78	2,038,901.78	Kg/cm ²
01.03.01.01	Módulo de elasticidad al corte del acero	787,437.93	787,437.93	787,437.93	Kg/cm ²
01.03.01.02	$A =$	9.12	8.24	8.24	in. ²
01.03.01.03	$d =$	8.000	8.060	8.060	in.
01.03.01.04	$tw =$	0.285	0.285	0.285	in.
01.03.01.05	$bf =$	8.000	6.540	6.540	in.
01.03.01.06	$tf =$	0.435	0.465	0.465	in.
01.03.01.07	$T =$	5-3/4	6-1/8	6-1/8	in.
01.03.01.08	$k =$	0.8290	0.8590	0.8590	in.
01.03.01.09	$k1 =$	0.7500	0.6250	0.6250	in.
01.03.01.10	$gage =$	5-1/2	3-1/2	3-1/2	in.
01.03.01.11	$rt =$	2.180	1.770	1.770	in.
01.03.01.12	$d/Af =$	2.30	2.65	2.65	
01.03.01.13	$I_x =$	110.00	98.00	98.00	in. ⁴
01.03.01.14	$S_x =$	27.50	24.30	24.30	in. ³
01.03.01.15	$r_x =$	3.470	3.450	3.450	in.
01.03.01.16	$I_y =$	37.10	21.70	21.70	in. ⁴
01.03.01.17	$S_y =$	9.27	6.63	6.63	in. ³

01.03.01.18	$r_y =$	2.020	1.620	1.620	in.
01.03.01.19	$Z_x =$	30.40	27.20	27.20	in. ³
01.03.01.20	$Z_y =$	14.10	10.10	10.10	in. ³
01.03.01.21	$J =$	0.54	0.54	0.54	in. ⁴
01.03.01.22	$C_w =$	531	313	313	in. ⁶
01.03.01.23	$a =$	50.65	38.85	38.85	in.
01.03.01.24	$W_{no} =$	15.10	12.40	12.40	in. ²
01.03.01.25	$S_w =$	13.10	9.43	9.43	in. ⁴
01.03.01.26	$Q_f =$	6.34	5.52	5.52	in. ³
01.03.01.27	$Q_w =$	15.00	13.40	13.40	in. ³
03	Razón de demanda capacidad de compresión	0.49	0.65	0.68	
03.01	¿El miembro elegido es apropiado?	Si	Si	Si	
03.02	Estados límites				
03.02.01	Resistencia a la tensión	222.41	200.95	200.95	Tnf
03.02.02	Resistencia en compresión 1	222.41	200.95	200.95	Tnf
03.02.03	Resistencia en compresión 2	110.62	76.99	65.20	Tnf
03.02.03.01	¿La sección elegida tiene el patín esbelto?	No: E3 y E4: FB y TB	No: E3 y E4: FB y TB	No: E3 y E4: FB y TB	
03.02.03.01.01	Relación ancho - espesor	8.87	6.73	6.73	
03.02.03.01.02	Relación límite de ancho - espesor	15.93	15.93	15.93	
03.02.03.02	¿La sección tiene el alma esbelta?	No: E3 y E4: FB y TB	No: E3 y E4: FB y TB	No: E3 y E4: FB y TB	
03.02.03.02.01	Relación ancho - espesor (alma)	25.02	25.02	25.02	
03.02.03.02.02	Relación límite de ancho - espesor (alma)	42.38	42.38	42.38	
03.02.03.03	Sección E3 del ANSI/AISC-360-10	110.62	76.99	65.20	Tnf

03.02.03.03.01	Esfuerzo elástico de pandeo por flexión F_e	1,907.41	1,448.47	1,226.80	Kg/cm ²
03.02.03.03.02	Esfuerzo crítico F_{cre}	1,649.16	1,270.31	1,075.90	Kg/cm ²
03.02.03.04	Sección E4 del ANSI/AISC-360-10	179.17	166.69	164.24	Tnf
03.02.03.04.01	Esfuerzo de flexo-torsión elástica de pandeo F_e	4,556.67	4,975.83	4,754.96	Kg/cm ²
03.02.03.04.02	Esfuerzo crítico F_{cre}	2,671.16	2,750.45	2,710.12	Kg/cm ²
03.02.03.05	Sección E7 del ANSI/AISC-360-10	72.03	59.17	54.69	
03.02.03.05.01	b/t	8.87	6.73	6.73	
03.02.03.05.02	kc	0.76	0.76	0.76	
03.02.03.05.03	Qs	1.00	1.00	1.00	
03.02.03.05.04	Qa	0.59	0.60	0.60	
03.02.03.05.05	Q	0.59	0.60	0.60	
03.02.03.05.06	f=Frc	1,649.16	1,270.31	1,075.90	Kg/cm ²
03.02.03.05.07	be (patín)	9.80	7.94	7.94	Cm
03.02.03.05.08	be (alma)	18.11	18.11	18.11	cm
03.02.03.05.09	Ae	34.76	31.87	31.87	cm2
03.02.03.05.10	Esfuerzo elástico y/o flexotorsional de pandeo F_e	1,907.41	1,448.47	1,226.80	Kg/cm ²
03.02.03.05.11	Esfuerzo crítico F_{cre}	1,073.88	976.42	902.35	Kg/cm ²

Tabla 91: Diseño de arriostres metálicos del Eje C-C: Primer y Segundo nivel, del Eje D-D: Primer y Segundo nivel, del Eje E-E: Primer nivel y del Eje F-F: Primer nivel.

ITEM	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	CANTIDAD	CANTIDAD	UND
00'	Ubicación	Eje C-1 ^{er} nivel y Eje F-1 ^{er} nivel	Eje C-2 ^{do} nivel y Eje D-2 ^{do} nivel	Eje D-1 ^{er} nivel y Eje E-1 ^{er} nivel	
00	Fuerzas actuantes				
00.01	Tensión máxima	35.46	31.47	26.96	Tnf
00.02	Compresión máxima	35.46	31.47	26.96	Tnf
01	Predimensionamiento				
01.01	Área bruta mínima $A_{g\text{ mín}}$	1.45	1.29	1.11	plg ²
01.01.01	Área bruta mínima $A_{g\text{ mín}}$	9.38	8.32	7.13	cm ²
01.01.02	Carga de tensión actuante T	35.46	31.47	26.96	Tnf
01.01.03	Esfuerzo mínimo de fluencia especificado F_y	2,520.00	2,520.00	2,520.00	Kg/cm ²
01.01.04	R_y	1.50	1.50	1.50	
01.02	Radio mínimo de giro $r_{\text{mín}} = KL/200$, $K=1$	1.04	0.95	1.04	Plg
01.02.01	Longitud del miembro	5.27	4.85	5.27	m
01.03	Sección elegida	W8x24	W6x20	W6x20	
01.03.01	Propiedades de sección				
01.03.01.00	Módulo de elasticidad del acero	2,038,901.78	2,038,901.78	2,038,901.78	Kg/cm ²
01.03.01.01	Módulo de elasticidad al corte del acero	787,437.93	787,437.93	787,437.93	Kg/cm ²
01.03.01.02	A =	7.08	5.89	5.89	in. ²
01.03.01.03	d =	7.930	6.200	6.200	in.
01.03.01.04	tw =	0.245	0.260	0.260	in.

01.03.01.05	bf =	6.500	6.020	6.020	in.
01.03.01.06	tf =	0.400	0.365	0.365	in.
01.03.01.07	T =	6-1/8	4-1/2	4-1/2	in.
01.03.01.08	k =	0.7940	0.6640	0.6640	in.
01.03.01.09	k1 =	0.5625	0.5625	0.5625	in.
01.03.01.10	gage =	3-1/2	3-1/2	3-1/2	in.
01.03.01.11	rt =	1.760	1.640	1.640	in.
01.03.01.12	d/Af =	3.05	2.82	2.82	
01.03.01.13	Ix =	82.70	41.50	41.50	in. ⁴
01.03.01.14	Sx =	20.90	13.40	13.40	in. ³
01.03.01.15	rx =	3.420	2.660	2.660	in.
01.03.01.16	Iy =	18.30	13.30	13.30	in. ⁴
01.03.01.17	Sy =	5.63	4.41	4.41	in. ³
01.03.01.18	ry =	1.610	1.500	1.500	in.
01.03.01.19	Zx =	23.10	15.00	15.00	in. ³
01.03.01.20	Zy =	8.57	6.72	6.72	in. ³
01.03.01.21	J =	0.35	0.25	0.25	in. ⁴
01.03.01.22	Cw =	259	113	113	in. ⁶
01.03.01.23	a =	44.03	34.49	34.49	in.
01.03.01.24	Wno =	12.20	8.78	8.78	in. ²
01.03.01.25	Sw =	7.94	4.82	4.82	in. ⁴
01.03.01.26	Qf =	4.71	3.07	3.07	in. ³
01.03.01.27	Qw =	11.30	7.38	7.38	in. ³
03	Razón de demanda capacidad de compresión	0.64	0.67	0.67	

03.01	¿El miembro elegido es apropiado?	Si	Si	Si	
03.02	Estados límites				
03.02.01	Resistencia a la tensión	172.66	143.64	143.64	Tnf
03.02.02	Resistencia en compresión 1	172.66	143.64	143.64	Tnf
03.02.03	Resistencia en compresión 2	55.33	47.18	39.96	Tnf
03.02.03.01	¿La sección elegida tiene el patín esbelto?	No: E3 y E4: FB y TB	No: E3 y E4: FB y TB	No: E3 y E4: FB y TB	
03.02.03.01.01	Relación ancho - espesor	7.82	7.89	7.89	
03.02.03.01.02	Relación límite de ancho - espesor	15.93	15.93	15.93	
03.02.03.02	¿La sección tiene el alma esbelta?	No: E3 y E4: FB y TB	No: E3 y E4: FB y TB	No: E3 y E4: FB y TB	
03.02.03.02.01	Relación ancho - espesor (alma)	29.10	21.04	21.04	
03.02.03.02.02	Relación límite de ancho - espesor (alma)	42.38	42.38	42.38	
03.02.03.03	Sección E3 del ANSI/AISC-360-10	55.33	47.18	39.96	Tnf
03.02.03.03.01	Esfuerzo elástico de pandeo por flexión F_e	1,211.70	1,241.83	1,051.78	Kg/cm ²
03.02.03.03.02	Esfuerzo crítico F_{cre}	1,062.66	1,089.09	922.41	Kg/cm ²
03.02.03.04	Sección E4 del ANSI/AISC-360-10	131.14	116.72	115.20	Tnf
03.02.03.04.01	Esfuerzo de flexo-torsión elástica de pandeo F_e	3,896.29	4,672.94	4,498.77	Kg/cm ²
03.02.03.04.02	Esfuerzo crítico F_{cre}	2,518.51	2,694.34	2,659.25	Kg/cm ²
03.02.03.05	Sección E7 del ANSI/AISC-360-10	46.71	39.30	35.85	
03.02.03.05.01	b/t	7.82	7.89	7.89	
03.02.03.05.02	kc	0.74	0.76	0.76	
03.02.03.05.03	Qs	1.00	1.00	1.00	
03.02.03.05.04	Qa	0.60	0.60	0.60	

03.02.03.05.05	Q	0.60	0.60	0.60	
03.02.03.05.06	$f=F_{rc}$	1,062.66	1,089.09	922.41	Kg/cm ²
03.02.03.05.07	be (patín)	7.94	7.32	7.32	cm
03.02.03.05.08	be (alma)	18.11	13.89	13.89	cm
03.02.03.05.09	A _e	27.41	22.74	22.74	cm ²
03.02.03.05.10	Esfuerzo elástico y/o flexotorsional de pandeo F _e	1,211.70	1,241.83	1,051.78	Kg/cm ²
03.02.03.05.11	Esfuerzo crítico F _{cre}	896.95	907.12	827.52	Kg/cm ²

Tabla 92: Diseño de arriostres metálicos del Eje D-D: Segundo nivel y Eje F-F: Segundo nivel.

ITEM	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	CANTIDAD	UND
00'	Ubicación	Eje D-2 ^{do} nivel	Eje F-2 ^{do} nivel	
00	Fuerzas actuantes			
00.01	Tensión máxima	29.07	42.73	Tnf
00.02	Compresión máxima	29.07	42.73	Tnf
01	Predimensionamiento			
01.01	Área bruta mínima A _{g mín}	1.19	1.75	plg ²
01.01.01	Área bruta mínima A _{g mín}	7.69	11.30	cm ²
01.01.02	Carga de tensión actuante T	29.07	42.73	Tnf
01.01.03	Esfuerzo mínimo de fluencia especificado F _y	2,520.00	2,520.00	Kg/cm ²
01.01.04	R _y	1.50	1.50	
01.02	Radio mínimo de giro r _{mín} = KL/200, K=1	0.95	0.95	plg

01.02.01	Longitud del miembro	4.85	4.85	m
01.03	Sección elegida	W6x20	W8x24	
01.03.01	Propiedades de sección			
01.03.01.00	Módulo de elasticidad del acero	2,038,901.78	2,038,901.78	Kg/cm ²
01.03.01.01	Módulo de elasticidad al corte del acero	787,437.93	787,437.93	Kg/cm ²
01.03.01.02	A =	5.89	7.08	in. ²
01.03.01.03	d =	6.200	7.930	in.
01.03.01.04	tw =	0.260	0.245	in.
01.03.01.05	bf =	6.020	6.500	in.
01.03.01.06	tf =	0.365	0.400	in.
01.03.01.07	T =	4-1/2	6-1/8	in.
01.03.01.08	k =	0.6640	0.7940	in.
01.03.01.09	k1 =	0.5625	0.5625	in.
01.03.01.10	gage =	3-1/2	3-1/2	in.
01.03.01.11	rt =	1.640	1.760	in.
01.03.01.12	d/Af =	2.82	3.05	
01.03.01.13	Ix =	41.50	82.70	in. ⁴
01.03.01.14	Sx =	13.40	20.90	in. ³
01.03.01.15	rx =	2.660	3.420	in.
01.03.01.16	Iy =	13.30	18.30	in. ⁴
01.03.01.17	Sy =	4.41	5.63	in. ³
01.03.01.18	ry =	1.500	1.610	in.
01.03.01.19	Zx =	15.00	23.10	in. ³
01.03.01.20	Zy =	6.72	8.57	in. ³
01.03.01.21	J =	0.25	0.35	in. ⁴

01.03.01.22		Cw =	113	259	in. ⁶
01.03.01.23		a =	34.49	44.03	in.
01.03.01.24		Wno =	8.78	12.20	in. ²
01.03.01.25		Sw =	4.82	7.94	in. ⁴
01.03.01.26		Qf =	3.07	4.71	in. ³
01.03.01.27		Qw =	7.38	11.30	in. ³
03	Razón de demanda capacidad de compresión		0.62	0.65	
03.01	¿El miembro elegido es apropiado?		Si	Si	
03.02	Estados límites				
03.02.01	Resistencia a la tensión		143.64	172.66	Tnf
03.02.02	Resistencia en compresión 1		143.64	172.66	Tnf
03.02.03	Resistencia en compresión 2		47.18	65.33	Tnf
03.02.03.01	¿La sección elegida tiene el patín esbelto?		No: E3 y E4: FB y TB	No: E3 y E4: FB y TB	
03.02.03.01.01	Relación ancho - espesor		7.89	7.82	
03.02.03.01.02	Relación límite de ancho - espesor		15.93	15.93	
03.02.03.02	¿La sección tiene el alma esbelta?		No: E3 y E4: FB y TB	No: E3 y E4: FB y TB	
03.02.03.02.01	Relación ancho - espesor (alma)		21.04	29.10	
03.02.03.02.02	Relación límite de ancho - espesor (alma)		42.38	42.38	
03.02.03.03	Sección E3 del ANSI/AISC-360-10		47.18	65.33	Tnf
03.02.03.03.01	Esfuerzo elástico de pandeo por flexión F _e		1,241.83	1,430.64	Kg/cm ²
03.02.03.03.02	Esfuerzo crítico F _{cre}		1,089.09	1,254.68	Kg/cm ²
03.02.03.04	Sección E4 del ANSI/AISC-360-10		116.72	133.98	Tnf
03.02.03.04.01	Esfuerzo de flexo-torsión elástica de pandeo F _e		4,672.94	4,112.89	Kg/cm ²
03.02.03.04.02	Esfuerzo crítico F _{cre}		2,694.34	2,572.94	Kg/cm ²
03.02.03.05	Sección E7 del ANSI/AISC-360-10		39.30	50.59	

03.02.03.05.01	b/t		7.89	7.82	
03.02.03.05.02	kc		0.76	0.74	
03.02.03.05.03	Qs		1.00	1.00	
03.02.03.05.04	Qa		0.60	0.60	
03.02.03.05.05	Q		0.60	0.60	
03.02.03.05.06	f=Frc		1,089.09	1,254.68	Kg/cm ²
03.02.03.05.07	be (patín)		7.32	7.94	cm
03.02.03.05.08	be (alma)		13.89	18.11	cm
03.02.03.05.09	Ae		22.74	27.41	cm ²
03.02.03.05.10	Esfuerzo elástico y/o flexotorsional de pandeo F _e		1,241.83	1,430.64	Kg/cm ²
03.02.03.05.11	Esfuerzo crítico F _{cre}		907.12	971.60	Kg/cm ²

5. APÉNDICE 5: Diseño de conexiones de arriostres de acero estructural a los pórticos de concreto armado.

En seguida se presenta los cálculos realizados para determinar si las conexiones así propuestas son adecuadas y necesarias para el anclaje los arriostres de acero estructural a los pórticos de concreto armado del edificio existente, el mismo que está en evaluación el presente trabajo.

Tabla 93: Diseño de conexiones: Detalles del 1 al 8.

Item	Descripción	Detalle 1 y 2 Detalle 3 y 4 Detalle 5 y 6 Detalle 7 y 8				Und
		Cantidad	Cantidad	Cantidad	Cantidad	
00	Ubicación	Eje 2-1 ^{er} nivel, del Eje B al D y del E al H	Eje 2-1 ^{er} nivel, del Eje D al E	Eje 2-2 ^{do} nivel, del Eje B al D y del F al G	Eje 2-2 ^{do} nivel, del Eje E al F	
01	Sección	W8x31	W8x35	W8x24	W8x28	
01.01	A	9.12	10.30	7.08	8.24	in. ²
01.02	bf	8.00	8.02	6.50	6.54	in
01.03	tf	0.435	0.495	0.4	0.465	in
01.04	tw	0.29	0.31	0.25	0.29	in
01	Cálculo de cargas					
01.01	Tensión de riostra	64.26	73.47	55.94	64.30	Tnf
01.01.01	Tensión en los patines	24.52	28.32	20.54	23.73	Tnf
01.01.02	Tensión en el alma	15.22	16.84	14.85	16.84	Tnf
01.02	Compresión de riostra	74.86	88.60	55.55	63.90	Tnf
01.02.01	Compresión en los patines	28.57	34.15	20.40	23.58	Tnf
01.02.02	Número de ángulo en los patines	2.00	2.00	2.00	2.00	und

01.02.03	Compresión en el alma	17.73	20.30	14.75	16.73	Tnf
02	Diseño de ángulos en los patines R =D/C	0.73	0.89	0.70	0.72	
02.01	Sección de ángulo	L3x3x7/16	L3x3x7/16	L3x3x7/16	L3x3x7/16	
02.01.01	d =	3	3	3	3	in.
02.01.02	b =	3	3	3	3	in.
02.01.03	t =	0.4375	0.4375	0.4375	0.4375	in.
02.01.04	k =	0.8125	0.8125	0.8125	0.8125	in.
02.01.05	wt./ft. =	8.28	8.28	8.28	8.28	
02.01.06	A =	2.43	2.43	2.43	2.43	in. ²
02.01.07	Ix =	1.98	1.98	1.98	1.98	in. ⁴
02.01.08	Sx =	0.95	0.95	0.95	0.95	in. ³
02.01.09	rx =	0.903	0.903	0.903	0.903	in.
02.01.10	y =	0.907	0.907	0.907	0.907	in.
02.01.11	Iy =	1.98	1.98	1.98	1.98	in. ⁴
02.01.12	Sy =	0.95	0.95	0.95	0.95	in. ³
02.01.13	ry =	0.903	0.903	0.903	0.903	in.
02.01.14	x =	0.907	0.907	0.907	0.907	in.
02.01.15	rz =	0.580	0.580	0.580	0.580	in.
02.01.16	TAN(a) =	1.000	1.000	1.000	1.000	
02.01.17	J =	0.157	0.157	0.157	0.157	in. ⁴
02.01.18	Cw =	0.1	0.1	0.1	0.1	in. ⁶
02.01.19	a =	1.28	1.28	1.28	1.28	in.
02.01.20	ro(bar) =	1.61	1.61	1.61	1.61	in.
02.01.21	H =	0.632	0.632	0.632	0.632	
02.02	Características del ángulo					

02.02.01	Módulo de elasticidad del acero	2,038,901.78	2,038,901.78	2,038,901.78	2,038,901.78	Kg/cm ²
02.02.02	Módulo de elasticidad al corte del acero	787,437.93	787,437.93	787,437.93	787,437.93	Kg/cm ²
02.02.03	Esfuerzo mínimo de fluencia especificado F _y	2,520.00	2,520.00	2,520.00	2,520.00	Kg/cm ²
02.02.04	R _y	1.50	1.50	1.50	1.50	
02.03	Verificación por tensión R = D/C	0.65	0.67	0.70	0.72	
02.03.01	Límite de fluencia en la sección bruta R _y F _y A _g	59.26	59.26	59.26	59.26	Tnf
02.03.01.01	Relación demanda capacidad D/C	0.41	0.48	0.35	0.40	
02.03.02	Fractura por tensión en el área neta R _y F _y A _e	41.40	42.00	38.74	40.91	Tnf
02.03.02.01	Relación demanda capacidad D/C	0.59	0.67	0.53	0.58	
02.03.03	Pernería					
02.03.03.01	Número de filas de pernos	1.00	1.00	1.00	1.00	
02.03.03.02	Tipo de pernería	ASTM307	ASTM307	ASTM307	ASTM307	
02.03.03.03	Resistencia nominal a la tensión	45.00	45.00	45.00	45.00	Klb/plg ²
02.03.03.04	Resistencia nominal a la tensión	3,163.82	3,163.82	3,163.82	3,163.82	Kg/cm ²
02.03.03.05	Resistencia nominal al corte en conectores tipo aplastamiento	27.00	27.00	27.00	27.00	Klb/plg ²
02.03.03.06	Resistencia nominal al corte en conectores tipo aplastamiento	1,898.29	1,898.29	1,898.29	1,898.29	Kg/cm ²
02.03.03.07	Cortante actuante en la pernería = tensión en el ángulo	28.57	34.15	20.40	23.58	Tnf
02.03.03.08	Diámetro de perno elegido	1	1	1	1	in
02.03.03.09	Ancho de ranura corta	1 1/16	1 1/16	1 1/16	1 1/16	in
02.03.03.10	Longitud de ranura corta (perpendicular a la carga)	1 5/16	1 5/16	1 5/16	1 5/16	in
02.03.03.11	Área transversal de perno elegido	5.07	5.07	5.07	5.07	cm ²
02.03.03.12	φ (LRFD)	0.75	0.75	0.75	0.75	
02.03.03.13	Número de pernos calculados para resistir la tensión	3.96	4.73	2.83	3.27	und

02.03.03.14	Número de pernos elegidos para resistir la tensión	4.00	5.00	3.00	4.00	und
02.03.03.15	Área neta $A_n = A_g - \text{Área para agujeros}$	1.86	1.86	1.86	1.86	plg ²
02.03.03.16	Factor de retraso de cortante U	0.91	0.93	0.86	0.90	---
02.03.03.17	Área neta efectiva $A_e = A_n U$	1.70	1.72	1.59	1.68	plg ²
02.03.04	Resistencia del bloque de cortante $\phi R_n = 0.75R_n$	37.61	44.52	29.19	33.07	Tnf
02.03.04.01	Relación demanda capacidad D/C	0.65	0.64	0.70	0.72	
02.03.04.02	A_{gv} = área total sujeta a cortante	33.12	40.89	24.23	29.78	cm ²
02.03.04.03	A_{nv} = área neta sujeta a cortante	23.67	28.75	17.48	20.34	cm ²
02.03.04.04	A_{nt} = área neta sujeta a tensión	2.38	2.38	2.38	2.38	cm ²
02.03.04.05	Ubs	1.00	1.00	1.00	1.00	
02.03.04.06	Esfuerzo mínimo de tensión especificado F_u	3,024.00	3,024.00	3,024.00	3,024.00	Kg/cm ²
02.03.05	Verificación de las dimensiones del ángulo					
02.03.05.01	Número de tornillos empleados	4.00	5.00	3.00	4.00	und
02.03.05.02	Separación de centro a centro de los tornillos	7.62	7.62	7.62	7.62	cm
02.03.05.03	Separación de tornillos elegida	9.00	8.00	8.00	8.00	cm
02.03.05.04	Distancia mínima del centro del tornillos al borde, en cualquier dirección	3.18	3.18	3.18	3.18	cm
02.03.05.05	Distancia mínima del centro del tornillos al borde, en cualquier dirección, elegida	3.20	3.20	3.20	3.20	cm
02.03.05.07	Longitud mínima	0.33	0.38	0.22	0.30	m
02.03.05.08	Longitud del ángulo a considerar en el detallado	0.33	0.40	0.25	0.30	m
02.03.05.09	Ancho mínimo del ala	6.35	6.35	6.35	6.35	cm
02.03.05.10	¿El ala del ángulo cumple el ancho mínimo?	Si: 1.2	Si: 1.2	Si: 1.2	Si: 1.2	
02.04	Verificación por compresión $R = D/C$	0.73	0.89	0.50	0.59	
02.04.01	Sección E5 DEL ANSI/AISC-360-10					

02.04.01.01	Esbeltez efectiva del elemento KL/r	82.92	84.56	79.32	81.94	
02.04.02	Sección E3 del ANSI/AISC-360-10	39.34	38.51	41.19	39.85	Tnf
02.04.02.01	Esfuerzo elástico de pandeo por flexión F_e	2,926.58	2,814.50	3,198.01	2,997.07	Kg/cm ²
02.04.02.02	Esfuerzo crítico F_{cre}	2,201.46	2,154.57	2,304.82	2,229.63	Kg/cm ²
02.04.03	Sección E7 DEL ANSI/AISC-360-10	39.37	38.53	41.22	39.88	
02.04.03.01	b/t	6.86	6.86	6.86	6.86	
02.04.03.02	be	3	3	3	3	in
02.04.03.03	f	2,201.46	2,154.57	2,304.82	2,229.63	Kg/cm ²
02.04.03.04	Ae	2.43	2.43	2.43	2.43	in ²
02.04.03.05	Qs	1	1	1	1	
02.04.03.06	Qa	1.00	1.00	1.00	1.00	
02.04.03.07	Q	1.00	1.00	1.00	1.00	
02.04.03.08	Esfuerzo elástico de pandeo F_e	2,926.58	2,814.50	3,198.01	2,997.07	Kg/cm ²
02.04.03.09	Esfuerzo crítico F_{cre}	2,202.95	2,155.97	2,306.54	2,231.19	
03	Diseño de placas en el alma R = D/C	0.76	0.95	0.75	0.95	
03.01	Placa					
03.01.01	t =	1/2	1/2	1/2	1/2	in.
03.01.02	b =	2.76	2.76	2.76	2.76	in.
03.01.03	wt./ft. =	4.70	4.70	4.70	4.70	plf.
03.01.04	A =	1.380	1.380	1.380	1.380	in. ²
03.01.05	I _x =	0.029	0.029	0.029	0.029	in. ⁴
03.01.06	S _x =	0.115	0.115	0.115	0.115	in. ³
03.01.07	r _x =	0.144	0.144	0.144	0.144	in.
03.01.08	I _y =	0.876	0.876	0.876	0.876	in. ⁴
03.01.09	S _y =	0.635	0.635	0.635	0.635	in. ³

03.01.10		$r_y =$	0.797	0.797	0.797	0.797	in.
03.01.11		$J =$	0.905	0.905	0.905	0.905	in. ⁴
03.02	Características de la plancha de acero						
03.02.01	Módulo de elasticidad del acero		2,038,901.78	2,038,901.78	2,038,901.78	2,038,901.78	Kg/cm ²
03.02.02	Módulo de elasticidad al corte del acero		787,437.93	787,437.93	787,437.93	787,437.93	Kg/cm ²
03.02.03	Esfuerzo mínimo de fluencia especificado F_y		2,520.00	2,520.00	2,520.00	2,520.00	Kg/cm ²
03.02.04	R_y		1.50	1.50	1.50	1.50	
03.03	Verificación por tensión $R = D/C$		0.76	0.95	0.75	0.95	
03.03.01	Límite de fluencia en la sección bruta $R_y F_y A_g$		33.65	33.65	33.65	33.65	Tnf
03.03.01.01	Relación demanda capacidad D/C		0.45	0.50	0.44	0.50	
03.03.02	Fractura por tensión en el área neta $R_y F_y A_e$		19.94	17.65	19.94	17.65	Tnf
03.03.02.01	Relación demanda capacidad D/C		0.76	0.95	0.75	0.95	
03.03.03	Pernería						
03.03.03.01	Número de filas de pernos		1.00	1.00	1.00	1.00	
03.03.03.02	Tipo de pernería		ASTM307	ASTM307	ASTM307	ASTM307	
03.03.03.03	Resistencia nominal a la tensión		45.00	45.00	45.00	45.00	Klb/plg ²
03.03.03.04	Resistencia nominal a la tensión		3,163.82	3,163.82	3,163.82	3,163.82	Kg/cm ²
03.03.03.05	Resistencia nominal al corte en conectores tipo aplastamiento		27.00	27.00	27.00	27.00	Klb/plg ²
03.03.03.06	Resistencia nominal al corte en conectores tipo aplastamiento		1,898.29	1,898.29	1,898.29	1,898.29	Kg/cm ²
03.03.03.07	Cortante actuante en la pernería = tensión en la placa		15.22	16.84	14.85	16.84	Tnf
03.03.03.08	Diámetro de perno elegido		7/8	1	7/8	1	in
03.03.03.09	Ancho de ranura corta		15/16	1 1/16	15/16	1 1/16	in
03.03.03.10	Longitud de ranura corta (perpendicular a la carga)		1 1/8	1 5/16	1 1/8	1 5/16	in
03.03.03.11	Área transversal de perno elegido		3.88	5.07	3.88	5.07	cm ²

03.03.03.12	ϕ (LRFD)	0.75	0.75	0.75	0.75	
03.03.03.13	Número de pernos calculados para resistir la tensión	2.76	2.33	2.69	2.33	und
03.03.03.14	Número de pernos elegidos para resistir la tensión	3.00	3.00	3.00	3.00	und
03.03.03.15	Área neta $A_n = A_g - \text{Área para agujeros}$	0.82	0.72	0.82	0.72	plg ²
03.03.03.16	Factor de retraso de cortante U	1.00	1.00	1.00	1.00	---
03.03.03.17	Área neta efectiva $A_e = A_n U$	0.82	0.72	0.82	0.72	plg ²
03.03.04	Resistencia del bloque de cortante $\phi R_n = 0.75 R_n$	34.17	29.81	35.04	33.27	Tnf
03.03.04.01	Relación demanda capacidad D/C	0.45	0.56	0.42	0.51	
03.03.04.02	A_{gv} = área total sujeta a cortante	26.67	24.77	27.31	27.31	cm ²
03.03.04.03	A_{nv} = área neta sujeta a cortante	20.72	18.02	21.35	20.56	cm ²
03.03.04.04	A_{nt} = área neta sujeta a tensión	2.64	2.33	2.64	2.33	cm ²
03.03.04.05	Ubs	1.00	1.00	1.00	1.00	
03.03.04.06	Esfuerzo mínimo de tensión especificado F_u	3,024.00	3,024.00	3,024.00	3,024.00	Kg/cm ²
03.03.05	Verificación de las dimensiones del ángulo					
03.03.05.01	Número de tornillos empleados	3.00	3.00	3.00	3.00	und
03.03.05.02	Separación de centro a centro de los tornillos	6.67	7.62	6.67	7.62	cm
03.03.05.03	Separación de tornillos elegida	9.00	8.00	8.00	8.00	cm
03.03.05.04	Distancia mínima del centro del tornillos al borde, en cualquier dirección	2.86	3.18	2.86	3.18	cm
03.03.05.05	Distancia mínima del centro del tornillos al borde, en cualquier dirección, elegida	3.00	3.50	3.50	3.50	cm
03.03.05.06	Longitud mínima	0.24	0.23	0.23	0.23	m
03.03.05.07	Longitud del ángulo a considerar en el detallado	0.24	0.23	0.25	0.25	m
03.03.05.08	Ancho mínimo de la placa	5.72	6.35	5.72	6.35	cm
03.03.05.10	¿El ancho de la placa cumple el ancho mínimo?	Si: 1.23	Si: 1.1	Si: 1.23	Si: 1.1	

03.04	Verificación por compresión $R = D/C$	0.65	0.72	0.52	0.59	
03.04.01	Sección E3 del ANSI/AISC-360-10	27.39	28.16	28.16	28.16	Tnf
03.04.01.01	Esbeltez efectiva del elemento KL/r	65.46	62.74	62.74	62.74	
03.04.01.02	Esfuerzo elástico de pandeo por flexión F_e	4,695.69	5,112.89	5,112.89	5,112.89	Kg/cm ²
03.04.01.03	Esfuerzo crítico F_{cre}	2,698.76	2,773.99	2,773.99	2,773.99	Kg/cm ²
04	Diseño de la conexión en el arriostre $R = D/C$	0.95	0.94	0.94	0.88	
04.01	Sección de arriostre	W8x31	W8x35	W8x24	W8x28	
04.02	Características del perfil					
04.02.01	Módulo de elasticidad del acero	2,038,901.78	2,038,901.78	2,038,901.78	2,038,901.78	Kg/cm ²
04.02.02	Módulo de elasticidad al corte del acero	787,437.93	787,437.93	787,437.93	787,437.93	Kg/cm ²
04.02.03	Esfuerzo mínimo de fluencia especificado F_y	2,520.00	2,520.00	2,520.00	2,520.00	Kg/cm ²
04.02.04	R_y	1.50	1.50	1.50	1.50	
04.03	Verificación por tensión $R = D/C$	0.95	0.94	0.94	0.88	
04.03.01	Límite de fluencia en la sección bruta $R_y F_y A_g$	222.41	251.19	172.66	200.95	Tnf
04.03.01.01	Relación demanda capacidad D/C	0.29	0.29	0.32	0.32	
04.03.02	Fractura por tensión en el área neta $R_y F_y A_e$	162.04	180.59	125.19	144.49	Tnf
04.03.02.01	Relación demanda capacidad D/C	0.40	0.41	0.45	0.45	
04.03.03	Pernería					
04.03.03.01	Número de filas de pernos	1.00	1.00	1.00	1.00	
04.03.03.02	Tipo de pernería	ASTM307	ASTM307	ASTM307	ASTM307	
04.03.03.03	Resistencia nominal a la tensión	45.00	45.00	45.00	45.00	Klb/plg ²
04.03.03.04	Resistencia nominal a la tensión	3,163.82	3,163.82	3,163.82	3,163.82	Kg/cm ²
04.03.03.05	Resistencia nominal al corte en conectores tipo aplastamiento	27.00	27.00	27.00	27.00	Klb/plg ²
04.03.03.06	Resistencia nominal al corte en conectores tipo aplastamiento	1,898.29	1,898.29	1,898.29	1,898.29	Kg/cm ²

04.03.03.07	Cortante actuante en la pernería = tensión en el ángulo	65.46	62.74	62.74	62.74	Tnf
04.03.03.08	Diámetro de perno elegido	1	1	1	1	in
04.03.03.09	Ancho de ranura corta	1 1/16	1 1/16	1 1/16	1 1/16	in
04.03.03.10	Longitud de ranura corta (perpendicular a la carga)	1 5/16	1 5/16	1 5/16	1 5/16	in
04.03.03.11	Área transversal de perno elegido	5.07	5.07	5.07	5.07	cm ²
04.03.03.12	φ (LRFD)	0.75	0.75	0.75	0.75	
04.03.03.13	Número de pernos elegidos para resistir la tensión	11.00	13.00	9.00	11.00	und
04.03.03.14	Área neta $A_n = A_g - \text{Área para agujeros} + s^2/4g$ *min(tf,tw)	7.66	8.59	5.75	6.65	plg ²
	Sección crítica de falla 1	7.66	8.59	5.75	6.65	plg ²
	Área bruta A_g	9.12	10.30	7.08	8.24	plg ²
	Patín: Área para agujeros	1.14	1.30	1.05	1.22	plg ²
	N° de agujeros en una sección perpendicular a la carga	2.00	2.00	2.00	2.00	
	Ancho de agujero	1 5/16	1 5/16	1 5/16	1 5/16	plg
	Espesor de patín	0.44	0.50	0.40	0.47	plg
	Alma: Área para agujeros	0.32	0.41	0.28	0.37	plg ²
	N° de agujeros en una sección perpendicular a la carga	1.00	1.00	1.00	1.00	
	Ancho de agujero	1 1/8	1 5/16	1 1/8	1 5/16	plg
	Espesor del alma	0.29	0.31	0.25	0.29	plg
	N° de diagonales de la ubicación de los agujeros	2.00	2.00	2.00	2.00	---
	Paso g	6.86	6.83	6.24	6.16	plg
	Gramil s	0.08	0.12	0.12	0.12	plg
	Sección crítica de falla 2	7.98	9.00	6.03	7.02	plg ²
	Área bruta A_g	9.12	10.30	7.08	8.24	plg
	Patín: Área para agujeros	1.14	1.30	1.05	1.22	plg ²

	<i>N° de agujeros en una sección perpendicular a la carga</i>	2.00	2.00	2.00	2.00	
	<i>Ancho de agujero</i>	1 5/16	1 5/16	1 5/16	1 5/16	plg
	<i>Espesor de patín</i>	0.44	0.50	0.40	0.47	plg
	<i>Alma: Área para agujeros</i>	-	-	-	-	plg ²
	<i>N° de agujeros en una sección perpendicular a la carga</i>	-	-	-	-	
	<i>Ancho de agujero</i>	1 1/8	1 5/16	1 1/8	1 5/16	plg
	<i>Espesor del alma</i>	0.29	0.31	0.25	0.29	plg
	<i>N° de diagonales de la ubicación de los agujeros</i>	-	-	-	-	---
	<i>Paso g</i>	11.72	11.83	10.19	10.32	plg
	<i>Gramil s</i>	-	-	-	-	plg
	Sección crítica de falla 3	7.85	8.79	5.93	6.85	plg ²
	<i>Área bruta A_g</i>	9.12	10.30	7.08	8.24	plg
	<i>Patín: Área para agujeros</i>	1.14	1.30	1.05	1.22	plg ²
	<i>N° de agujeros en una sección perpendicular a la carga</i>	2.00	2.00	2.00	2.00	
	<i>Ancho de agujero</i>	1 5/16	1 5/16	1 5/16	1 5/16	plg
	<i>Espesor de patín</i>	0.44	0.50	0.40	0.47	plg
	<i>Alma: Área para agujeros</i>	0.32	0.41	0.28	0.37	plg ²
	<i>N° de agujeros en una sección perpendicular a la carga</i>	1.00	1.00	1.00	1.00	
	<i>Ancho de agujero</i>	1 1/8	1 5/16	1 1/8	1 5/16	plg
	<i>Espesor del alma</i>	0.29	0.31	0.25	0.29	plg
	<i>N° de diagonales de la ubicación de los agujeros</i>	2.00	2.00	2.00	2.00	---
	<i>Paso g</i>	6.86	6.83	6.24	6.16	plg
	<i>Gramil s</i>	3.46	3.27	3.27	3.27	plg
	Sección crítica de falla 4	8.12	9.06	6.17	7.14	plg ²
	<i>Área bruta A_g</i>	9.12	10.30	7.08	8.24	plg

	<i>Patín: Área para agujeros</i>	1.14	1.30	1.05	1.22	plg ²
	<i>N° de agujeros en una sección perpendicular a la carga</i>	2.00	2.00	2.00	2.00	
	<i>Ancho de agujero</i>	1 5/16	1 5/16	1 5/16	1 5/16	plg
	<i>Espesor de patín</i>	0.44	0.50	0.40	0.47	plg
	<i>Alma: Área para agujeros</i>	0.32	0.41	0.28	0.37	plg ²
	<i>N° de agujeros en una sección perpendicular a la carga</i>	1.00	1.00	1.00	1.00	
	<i>Ancho de agujero</i>	1 1/8	1 5/16	1 1/8	1 5/16	plg
	<i>Espesor del alma</i>	0.29	0.31	0.25	0.29	plg
	<i>N° de diagonales de la ubicación de los agujeros</i>	2.00	2.00	2.00	2.00	---
	<i>Paso g</i>	6.86	6.83	6.24	6.16	plg
	<i>Gramil s</i>	5.39	5.10	5.10	5.10	plg
	Sección crítica de falla 5	8.92	9.83	6.85	7.93	plg ²
	<i>Área bruta A_g</i>	9.12	10.30	7.08	8.24	plg
	<i>Patín: Área para agujeros</i>	1.14	1.30	1.05	1.22	plg ²
	<i>N° de agujeros en una sección perpendicular a la carga</i>	2.00	2.00	2.00	2.00	
	<i>Ancho de agujero</i>	1 5/16	1 5/16	1 5/16	1 5/16	plg
	<i>Espesor de patín</i>	0.44	0.50	0.40	0.47	plg
	<i>Alma: Área para agujeros</i>	0.32	0.41	0.28	0.37	plg ²
	<i>N° de agujeros en una sección perpendicular a la carga</i>	1.00	1.00	1.00	1.00	
	<i>Ancho de agujero</i>	1 1/8	1 5/16	1 1/8	1 5/16	plg
	<i>Espesor del alma</i>	0.29	0.31	0.25	0.29	plg
	<i>N° de diagonales de la ubicación de los agujeros</i>	2.00	2.00	2.00	2.00	---
	<i>Paso g</i>	6.86	6.83	6.24	6.16	plg
	<i>Gramil s</i>	8.94	8.25	8.25	8.25	plg
04.03.03.15	Factor de retraso de cortante U	0.87	0.86	0.89	0.89	---

04.03.03.16	Área neta efectiva $A_e=A_nU$	6.64	7.41	5.13	5.92	plg ²
04.03.04	Resistencia del bloque de cortante $\phi R_n = 0.75R_n$	78.62	93.95	59.01	72.45	Tnf
04.03.04.01	Relación demanda capacidad D/C	0.95	0.94	0.94	0.88	
04.03.05	Del alma	33.01	34.71	28.67	33.49	Tnf
04.03.05.01	A_{gv} = área total sujeta a cortante	15.20	15.35	13.38	15.56	cm ²
04.03.05.02	A_{nv} = área neta sujeta a cortante	13.48	13.23	11.90	13.61	cm ²
04.03.05.03	A_{nt} = área neta sujeta a tensión	6.95	7.62	5.95	6.98	cm ²
04.03.05.04	Ubs	1.00	1.00	1.00	1.00	
04.03.05.05	Esfuerzo mínimo de tensión especificado F_u	3,024.00	3,024.00	3,024.00	3,024.00	Kg/cm ²
04.03.06	De los patines	45.61	59.24	30.34	38.97	Tnf
04.03.06.01	A_{gv} = área total sujeta a cortante	32.93	46.27	22.15	31.65	cm ²
04.03.06.02	A_{nv} = área neta sujeta a cortante	22.49	31.00	15.29	20.50	cm ²
04.03.06.03	A_{nt} = área neta sujeta a tensión	6.62	7.52	4.20	4.88	cm ²
04.03.06.04	Ubs	1.00	1.00	1.00	1.00	
04.03.06.05	Esfuerzo mínimo de tensión especificado F_u	3,024.00	3,024.00	3,024.00	3,024.00	Kg/cm ²
03	Diseño de placa para esquina de arriostre $R = D/C$	0.72	0.68	0.85	0.83	
03.01	Placa					
03.01.01	t =	7/8	7/8	7/8	7/8	in.
03.01.02	b =	14.00	14.12	13.93	14.06	in.
03.01.03	wt./ft. =	41.68	42.04	41.48	41.86	
03.01.04	A =	12.250	12.355	12.189	12.303	in. ²
03.01.05	I _x =	0.782	0.788	0.778	0.785	in. ⁴
03.01.06	S _x =	1.786	1.802	1.778	1.794	in. ³
03.01.07	r _x =	0.253	0.253	0.253	0.253	in.
03.01.08	I _y =	200.083	205.273	197.097	202.667	in. ⁴

03.01.09	Sy =	28.583	29.075	28.298	28.829	in. ³
03.01.10	ry =	4.041	4.076	4.021	4.059	in.
03.01.11	J =	200.865	206.061	197.875	203.452	in. ⁴
03.02	Características del ángulo					
03.02.01	Módulo de elasticidad del acero	2,038,901.78	2,038,901.78	2,038,901.78	2,038,901.78	Kg/cm ²
03.02.02	Módulo de elasticidad al corte del acero	787,437.93	787,437.93	787,437.93	787,437.93	Kg/cm ²
03.02.03	Esfuerzo mínimo de fluencia especificado F _y	2,520.00	2,520.00	2,520.00	2,520.00	Kg/cm ²
03.02.04	R _y	1.50	1.50	1.50	1.50	
03.03	Verificación por tensión R = D/C	0.72	0.68	0.85	0.83	
03.03.01	Límite de fluencia en la sección bruta R _y F _y A _g	298.74	301.30	297.25	300.02	Tnf
03.03.01.01	Relación demanda capacidad D/C	0.22	0.24	0.19	0.21	
03.03.02	Fractura por tensión en el área neta R _y F _y A _e	201.57	183.27	214.08	196.00	Tnf
03.03.02.01	Relación demanda capacidad D/C	0.32	0.40	0.26	0.33	
03.03.03.15	Área neta A _n = A _g - Área para agujeros	8.27	7.52	8.78	8.04	plg ²
03.03.03.16	Factor de retraso de cortante U	1.00	1.00	1.00	1.00	---
03.03.03.17	Área neta efectiva A _e =A _n U	8.27	7.52	8.78	8.04	plg ²
03.03.04	Resistencia del bloque de cortante φR _n = 0.75R _n	88.72	107.45	66.16	77.20	Tnf
03.03.04.01	Relación demanda capacidad D/C	0.72	0.68	0.85	0.83	
03.03.04.02	A _{gv} = área total sujeta a cortante	75.08	94.84	52.50	66.61	cm ²
03.03.04.03	A _{nv} = área neta sujeta a cortante	54.09	67.85	37.50	45.62	cm ²
03.03.04.04	A _{nt} = área neta sujeta a tensión	6.67	6.67	6.67	6.67	cm ²
03.03.04.05	U _{bs}	1.00	1.00	1.00	1.00	
03.03.04.06	Esfuerzo mínimo de tensión especificado F _u	3,024.00	3,024.00	3,024.00	3,024.00	Kg/cm ²
03.04	Verificación por compresión R = D/C	0.28	0.33	0.21	0.24	
03.04.01	Sección E3 del ANSI/AISC-360-10, 1.14F _{cre} A _g /1.1	266.55	268.83	265.21	267.69	Tnf

03.04.01.01	Longitud de la placa	28.00	28.00	28.00	28.00	cm
03.04.01.02	Esbeltez efectiva del elemento KL/r	43.64	43.64	43.64	43.64	
03.04.01.03	Esfuerzo elástico de pandeo por flexión F_e	10,565.31	10,565.31	10,565.31	10,565.31	Kg/cm^2
03.04.01.04	Esfuerzo crítico F_{cre}	3,254.30	3,254.30	3,254.30	3,254.30	Kg/cm^2

Tabla 94: Diseño de conexiones: Detalles del 9 al 14.

Detalle 9 y 10 Detalle 11 y 12 Detalle 13 y 14

Item	Descripción	Cantidad	Cantidad	Cantidad	Und
00	Ubicación	Eje 2-3 ^{er} nivel	Eje A, B y H-1 ^{er} nivel	Eje A-2 ^{do} nivel	
01	Sección	W8x24	W8x31	W8x28	
01.01	A	7.08	9.12	8.24	in.^2
01.02	bf	6.50	8.00	6.54	in
01.03	tf	0.4	0.435	0.465	in
01.04	tw	0.25	0.29	0.29	in
01	Cálculo de cargas				
01.01	Tensión de riostra	25.59	53.19	60.49	Tnf
01.01.01	Tensión en los patines	9.40	20.30	22.32	Tnf
01.01.02	Tensión en el alma	6.80	12.60	15.84	Tnf
01.02	Compresión de riostra	25.40	60.11	54.42	Tnf
01.02.01	Compresión en los patines	9.33	22.94	20.08	Tnf
01.02.02	Número de ángulo en los patines	2.00	2.00	2.00	und

01.02.03	Compresión en el alma		6.74	14.24	14.25	Tnf
02	Diseño de ángulos en los patines R =D/C		0.50	0.61	0.61	
02.01	Sección de ángulo	L3x3x7/16	L3x3x7/16	L3x3x7/16		
02.01.01		d =	3	3	3	in.
02.01.02		b =	3	3	3	in.
02.01.03		t =	0.4375	0.4375	0.4375	in.
02.01.04		k =	0.8125	0.8125	0.8125	in.
02.01.05		wt./ft. =	8.28	8.28	8.28	
02.01.06		A =	2.43	2.43	2.43	in. ²
02.01.07		Ix =	1.98	1.98	1.98	in. ⁴
02.01.08		Sx =	0.95	0.95	0.95	in. ³
02.01.09		rx =	0.903	0.903	0.903	in.
02.01.10		y =	0.907	0.907	0.907	in.
02.01.11		Iy =	1.98	1.98	1.98	in. ⁴
02.01.12		Sy =	0.95	0.95	0.95	in. ³
02.01.13		ry =	0.903	0.903	0.903	in.
02.01.14		x =	0.907	0.907	0.907	in.
02.01.15		rz =	0.580	0.580	0.580	in.
02.01.16		TAN(a) =	1.000	1.000	1.000	
02.01.17		J =	0.157	0.157	0.157	in. ⁴
02.01.18		Cw =	0.1	0.1	0.1	in. ⁶
02.01.19		a =	1.28	1.28	1.28	in.
02.01.20		ro(bar) =	1.61	1.61	1.61	in.
02.01.21		H =	0.632	0.632	0.632	
02.02	Características del ángulo					

02.02.01	Módulo de elasticidad del acero	2,038,901.78	2,038,901.78	2,038,901.78	Kg/cm ²
02.02.02	Módulo de elasticidad al corte del acero	787,437.93	787,437.93	787,437.93	Kg/cm ²
02.02.03	Esfuerzo mínimo de fluencia especificado F _y	2,520.00	2,520.00	2,520.00	Kg/cm ²
02.02.04	R _y	1.50	1.50	1.50	
02.03	Verificación por tensión R = D/C	0.50	0.61	0.61	
02.03.01	Límite de fluencia en la sección bruta R _y F _y A _g	59.26	59.26	59.26	Tnf
02.03.01.01	Relación demanda capacidad D/C	0.16	0.34	0.38	
02.03.02	Fractura por tensión en el área neta R _y F _y A _e	31.70	40.91	38.74	Tnf
02.03.02.01	Relación demanda capacidad D/C	0.30	0.50	0.58	
02.03.03	Pernería				
02.03.03.01	Número de filas de pernos	1.00	1.00	1.00	
02.03.03.02	Tipo de pernería	ASTM307	ASTM307	ASTM307	
02.03.03.03	Resistencia nominal a la tensión	45.00	45.00	45.00	Klb/plg ²
02.03.03.04	Resistencia nominal a la tensión	3,163.82	3,163.82	3,163.82	Kg/cm ²
02.03.03.05	Resistencia nominal al corte en conectores tipo aplastamiento	27.00	27.00	27.00	Klb/plg ²
02.03.03.06	Resistencia nominal al corte en conectores tipo aplastamiento	1,898.29	1,898.29	1,898.29	Kg/cm ²
02.03.03.07	Cortante actuante en la pernería = tensión en el ángulo	9.33	22.94	20.08	Tnf
02.03.03.08	Diámetro de perno elegido	7/8	1	1	in
02.03.03.09	Ancho de ranura corta	15/16	1 1/16	1 1/16	in
02.03.03.10	Longitud de ranura corta (perpendicular a la carga)	1 1/8	1 5/16	1 5/16	in
02.03.03.11	Área transversal de perno elegido	3.88	5.07	5.07	cm ²
02.03.03.12	φ (LRFD)	0.75	0.75	0.75	
02.03.03.13	Número de pernos calculados para resistir la tensión	1.69	3.18	2.78	und
02.03.03.14	Número de pernos elegidos para resistir la tensión	2.00	4.00	3.00	und
02.03.03.15	Área neta A _n = A _g - Área para agujeros	1.94	1.86	1.86	plg ²

02.03.03.16	Factor de retraso de cortante U	0.67	0.90	0.86	---
02.03.03.17	Área neta efectiva $A_e=A_nU$	1.30	1.68	1.59	plg ²
02.03.04	Resistencia del bloque de cortante $\phi R_n = 0.75R_n$	18.98	33.07	36.75	Tnf
02.03.04.01	Relación demanda capacidad D/C	0.50	0.61	0.61	
02.03.04.02	A_{gv} = área total sujeta a cortante	13.11	29.78	29.78	cm ²
02.03.04.03	A_{nv} = área neta sujeta a cortante	9.54	20.34	23.03	cm ²
02.03.04.04	A_{nt} = área neta sujeta a tensión	2.65	2.38	2.38	cm ²
02.03.04.05	Ubs	1.00	1.00	1.00	
02.03.04.06	Esfuerzo mínimo de tensión especificado F_u	3,024.00	3,024.00	3,024.00	Kg/cm ²
02.03.05	Verificación de las dimensiones del ángulo				
02.03.05.01	Número de tornillos empleados	2.00	4.00	3.00	und
02.03.05.02	Separación de centro a centro de los tornillos	6.67	7.62	7.62	cm
02.03.05.03	Separación de tornillos elegida	7.00	8.00	8.00	cm
02.03.05.04	Distancia mínima del centro del tornillos al borde, en cualquier dirección	2.86	3.18	3.18	cm
02.03.05.05	Distancia mínima del centro del tornillos al borde, en cualquier dirección, elegida	3.20	3.20	3.20	cm
02.03.05.07	Longitud mínima	0.13	0.30	0.22	m
02.03.05.08	Longitud del ángulo a considerar en el detallado	0.15	0.30	0.30	m
02.03.05.09	Ancho mínimo del ala	5.72	6.35	6.35	cm
02.03.05.10	¿El ala del ángulo cumple el ancho mínimo?	Si: 1.33	Si: 1.2	Si: 1.2	
02.04	Verificación por compresión $R = D/C$	0.22	0.58	0.49	
02.04.01	Sección E5 DEL ANSI/AISC-360-10				
02.04.01.01	Esbeltez efectiva del elemento KL/r	76.38	81.94	79.32	
02.04.02	Sección E3 del ANSI/AISC-360-10	42.70	39.85	41.19	Tnf

02.04.02.01	Esfuerzo elástico de pandeo por flexión F_e	3,449.19	2,997.07	3,198.01	Kg/cm ²
02.04.02.02	Esfuerzo crítico F_{cre}	2,389.37	2,229.63	2,304.82	Kg/cm ²
02.04.03	Sección E7 DEL ANSI/AISC-360-10	42.74	39.88	41.22	
02.04.03.01	b/t	6.86	6.86	6.86	
02.04.03.02	be	3	3	3	in
02.04.03.03	f	2,389.37	2,229.63	2,304.82	Kg/cm ²
02.04.03.04	Ae	2.43	2.43	2.43	in ²
02.04.03.05	Qs	1	1	1	
02.04.03.06	Qa	1.00	1.00	1.00	
02.04.03.07	Q	1.00	1.00	1.00	
02.04.03.08	Esfuerzo elástico de pandeo F_e	3,449.19	2,997.07	3,198.01	Kg/cm ²
02.04.03.09	Esfuerzo crítico F_{cre}	2,391.28	2,231.19	2,306.54	
03	Diseño de placas en el alma $R = D/C$	0.32	0.71	0.79	
03.01	Placa				
03.01.01	t =	1/2	1/2	1/2	in.
03.01.02	b =	2.76	2.76	2.76	in.
03.01.03	wt./ft. =	4.70	4.70	4.70	plf.
03.01.04	A =	1.380	1.380	1.380	in. ²
03.01.05	Ix =	0.029	0.029	0.029	in. ⁴
03.01.06	Sx =	0.115	0.115	0.115	in. ³
03.01.07	rx =	0.144	0.144	0.144	in.
03.01.08	Iy =	0.876	0.876	0.876	in. ⁴
03.01.09	Sy =	0.635	0.635	0.635	in. ³
03.01.10	ry =	0.797	0.797	0.797	in.
03.01.11	J =	0.905	0.905	0.905	in. ⁴

03.02	Características de la plancha de acero				
03.02.01	Módulo de elasticidad del acero	2,038,901.78	2,038,901.78	2,038,901.78	Kg/cm ²
03.02.02	Módulo de elasticidad al corte del acero	787,437.93	787,437.93	787,437.93	Kg/cm ²
03.02.03	Esfuerzo mínimo de fluencia especificado F _y	2,520.00	2,520.00	2,520.00	Kg/cm ²
03.02.04	R _y	1.50	1.50	1.50	
03.03	Verificación por tensión R = D/C	0.32	0.71	0.79	
03.03.01	Límite de fluencia en la sección bruta R _y F _y A _g	33.65	33.65	33.65	Tnf
03.03.01.01	Relación demanda capacidad D/C	0.20	0.37	0.47	
03.03.02	Fractura por tensión en el área neta R _y F _y A _e	21.46	17.65	19.94	Tnf
03.03.02.01	Relación demanda capacidad D/C	0.32	0.71	0.79	
03.03.03	Pernería				
03.03.03.01	Número de filas de pernos	1.00	1.00	1.00	
03.03.03.02	Tipo de pernería	ASTM307	ASTM307	ASTM307	
03.03.03.03	Resistencia nominal a la tensión	45.00	45.00	45.00	Klb/plg ²
03.03.03.04	Resistencia nominal a la tensión	3,163.82	3,163.82	3,163.82	Kg/cm ²
03.03.03.05	Resistencia nominal al corte en conectores tipo aplastamiento	27.00	27.00	27.00	Klb/plg ²
03.03.03.06	Resistencia nominal al corte en conectores tipo aplastamiento	1,898.29	1,898.29	1,898.29	Kg/cm ²
03.03.03.07	Cortante actuante en la pernería = tensión en la placa	6.80	12.60	15.84	Tnf
03.03.03.08	Diámetro de perno elegido	3/4	1	7/8	in
03.03.03.09	Ancho de ranura corta	13/16	1 1/16	15/16	in
03.03.03.10	Longitud de ranura corta (perpendicular a la carga)	1	1 5/16	1 1/8	in
03.03.03.11	Área transversal de perno elegido	2.85	5.07	3.88	cm ²
03.03.03.12	φ (LRFD)	0.75	0.75	0.75	
03.03.03.13	Número de pernos calculados para resistir la tensión	1.67	1.75	2.87	und
03.03.03.14	Número de pernos elegidos para resistir la tensión	2.00	2.00	3.00	und

03.03.03.15	Área neta $A_n = A_g - \text{Área para agujeros}$	0.88	0.72	0.82	plg ²
03.03.03.16	Factor de retraso de cortante U	1.00	1.00	1.00	---
03.03.03.17	Área neta efectiva $A_e = A_n U$	0.88	0.72	0.82	plg ²
03.03.04	Resistencia del bloque de cortante $\phi R_n = 0.75R_n$	22.10	20.52	27.26	Tnf
03.03.04.01	Relación demanda capacidad D/C	0.31	0.61	0.58	
03.03.04.02	A_{gv} = área total sujeta a cortante	14.61	15.24	21.59	cm ²
03.03.04.03	A_{nv} = área neta sujeta a cortante	11.51	11.19	15.64	cm ²
03.03.04.04	A_{nt} = área neta sujeta a tensión	2.84	2.33	2.64	cm ²
03.03.04.05	U _{bs}	1.00	1.00	1.00	
03.03.04.06	Esfuerzo mínimo de tensión especificado F_u	3,024.00	3,024.00	3,024.00	Kg/cm ²
03.03.05	Verificación de las dimensiones del ángulo				
03.03.05.01	Número de tornillos empleados	2.00	2.00	3.00	und
03.03.05.02	Separación de centro a centro de los tornillos	5.72	7.62	6.67	cm
03.03.05.03	Separación de tornillos elegida	7.00	8.00	7.00	cm
03.03.05.04	Distancia mínima del centro del tornillos al borde, en cualquier dirección	2.54	3.18	2.86	cm
03.03.05.05	Distancia mínima del centro del tornillos al borde, en cualquier dirección, elegida	3.50	4.00	3.00	cm
03.03.05.06	Longitud mínima	0.14	0.16	0.20	m
03.03.05.07	Longitud del ángulo a considerar en el detallado	0.15	0.16	0.20	m
03.03.05.08	Ancho mínimo de la placa	5.08	6.35	5.72	cm
03.03.05.10	¿El ancho de la placa cumple el ancho mínimo?	Si: 1.38	Si: 1.1	Si: 1.23	
03.04	Verificación por compresión $R = D/C$	0.20	0.43	0.47	
03.04.01	Sección E3 del ANSI/AISC-360-10	34.21	33.03	30.36	Tnf
03.04.01.01	Esbeltez efectiva del elemento KL/r	38.19	43.64	54.55	

03.04.01.02	Esfuerzo elástico de pandeo por flexión F_e	13,799.59	10,565.31	6,761.80	Kg/cm ²
03.04.01.03	Esfuerzo crítico F_{cre}	3,370.54	3,254.30	2,991.41	Kg/cm ²
04	Diseño de la conexión en el arriostre $R = D/C$	0.60	0.91	0.74	
04.01	Sección de arriostre	W8x24	W8x31	W8x28	
04.02	Características del perfil				
04.02.01	Módulo de elasticidad del acero	2,038,901.78	2,038,901.78	2,038,901.78	Kg/cm ²
04.02.02	Módulo de elasticidad al corte del acero	787,437.93	787,437.93	787,437.93	Kg/cm ²
04.02.03	Esfuerzo mínimo de fluencia especificado F_y	2,520.00	2,520.00	2,520.00	Kg/cm ²
04.02.04	R_y	1.50	1.50	1.50	
04.03	Verificación por tensión $R = D/C$	0.60	0.91	0.74	
04.03.01	Límite de fluencia en la sección bruta $R_y F_y A_g$	172.66	222.41	200.95	Tnf
04.03.01.01	Relación demanda capacidad D/C	0.15	0.24	0.30	
04.03.02	Fractura por tensión en el área neta $R_y F_y A_e$	118.70	148.67	141.22	Tnf
04.03.02.01	Relación demanda capacidad D/C	0.22	0.36	0.43	
04.03.03	Pernería				
04.03.03.01	Número de filas de pernos	1.00	1.00	1.00	
04.03.03.02	Tipo de pernería	ASTM307	ASTM307	ASTM307	
04.03.03.03	Resistencia nominal a la tensión	45.00	45.00	45.00	Klb/plg ²
04.03.03.04	Resistencia nominal a la tensión	3,163.82	3,163.82	3,163.82	Kg/cm ²
04.03.03.05	Resistencia nominal al corte en conectores tipo aplastamiento	27.00	27.00	27.00	Klb/plg ²
04.03.03.06	Resistencia nominal al corte en conectores tipo aplastamiento	1,898.29	1,898.29	1,898.29	Kg/cm ²
04.03.03.07	Cortante actuante en la pernería = tensión en el ángulo	38.19	43.64	54.55	Tnf
04.03.03.08	Diámetro de perno elegido	7/8	1	1	in
04.03.03.09	Ancho de ranura corta	15/16	1 1/16	1 1/16	in
04.03.03.10	Longitud de ranura corta (perpendicular a la carga)	1 1/8	1 5/16	1 5/16	in

04.03.03.11	Área transversal de perno elegido	3.88	5.07	5.07	cm ²
04.03.03.12	φ (LRFD)	0.75	0.75	0.75	
04.03.03.13	Número de pernos elegidos para resistir la tensión	6.00	10.00	9.00	und
04.03.03.14	Área neta $A_n = A_g - \text{Área para agujeros} + s^2/4g * \min(t_f, t_w)$	5.94	7.61	6.70	plg ²
	Sección crítica de falla 1	5.94	7.61	6.70	plg ²
	Área bruta A_g	7.08	9.12	8.24	plg ²
	Patín: Área para agujeros	0.90	1.14	1.22	plg ²
	Nº de agujeros en una sección perpendicular a la carga	2.00	2.00	2.00	
	Ancho de agujero	1 1/8	1 5/16	1 5/16	plg
	Espesor de patín	0.40	0.44	0.47	plg
	Alma: Área para agujeros	0.25	0.37	0.32	plg ²
	Nº de agujeros en una sección perpendicular a la carga	1.00	1.00	1.00	
	Ancho de agujero	1	1 5/16	1 1/8	plg
	Espesor del alma	0.25	0.29	0.29	plg
	Nº de diagonales de la ubicación de los agujeros	2.00	2.00	2.00	---
	Paso g	6.24	6.86	6.16	plg
	Gramil s	0.12	0.31	0.08	plg
	Sección crítica de falla 2	6.18	7.98	7.02	plg ²
	Área bruta A_g	7.08	9.12	8.24	plg
	Patín: Área para agujeros	0.90	1.14	1.22	plg ²
	Nº de agujeros en una sección perpendicular a la carga	2.00	2.00	2.00	
	Ancho de agujero	1 1/8	1 5/16	1 5/16	plg
	Espesor de patín	0.40	0.44	0.47	plg
	Alma: Área para agujeros	-	-	-	plg ²
	Nº de agujeros en una sección perpendicular a la carga	-	-	-	

	<i>Ancho de agujero</i>	<i>1</i>	<i>1 5/16</i>	<i>1 1/8</i>	plg
	<i>Espesor del alma</i>	<i>0.25</i>	<i>0.29</i>	<i>0.29</i>	plg
	<i>N° de diagonales de la ubicación de los agujeros</i>	<i>-</i>	<i>-</i>	<i>-</i>	---
	<i>Paso g</i>	<i>10.19</i>	<i>11.72</i>	<i>10.32</i>	plg
	<i>Gramil s</i>	<i>-</i>	<i>-</i>	<i>-</i>	plg
	Sección crítica de falla 3	6.07	7.79	6.83	plg ²
	<i>Área bruta A_g</i>	<i>7.08</i>	<i>9.12</i>	<i>8.24</i>	plg
	<i>Patín: Área para agujeros</i>	<i>0.90</i>	<i>1.14</i>	<i>1.22</i>	plg ²
	<i>N° de agujeros en una sección perpendicular a la carga</i>	<i>2.00</i>	<i>2.00</i>	<i>2.00</i>	
	<i>Ancho de agujero</i>	<i>1 1/8</i>	<i>1 5/16</i>	<i>1 5/16</i>	plg
	<i>Espesor de patín</i>	<i>0.40</i>	<i>0.44</i>	<i>0.47</i>	plg
	<i>Alma: Área para agujeros</i>	<i>0.25</i>	<i>0.37</i>	<i>0.32</i>	plg ²
	<i>N° de agujeros en una sección perpendicular a la carga</i>	<i>1.00</i>	<i>1.00</i>	<i>1.00</i>	
	<i>Ancho de agujero</i>	<i>1</i>	<i>1 5/16</i>	<i>1 1/8</i>	plg
	<i>Espesor del alma</i>	<i>0.25</i>	<i>0.29</i>	<i>0.29</i>	plg
	<i>N° de diagonales de la ubicación de los agujeros</i>	<i>2.00</i>	<i>2.00</i>	<i>2.00</i>	---
	<i>Paso g</i>	<i>6.24</i>	<i>6.86</i>	<i>6.16</i>	plg
	<i>Gramil s</i>	<i>2.87</i>	<i>3.46</i>	<i>2.68</i>	plg
	Sección crítica de falla 4	6.29	8.03	7.13	plg ²
	<i>Área bruta A_g</i>	<i>7.08</i>	<i>9.12</i>	<i>8.24</i>	plg
	<i>Patín: Área para agujeros</i>	<i>0.90</i>	<i>1.14</i>	<i>1.22</i>	plg ²
	<i>N° de agujeros en una sección perpendicular a la carga</i>	<i>2.00</i>	<i>2.00</i>	<i>2.00</i>	
	<i>Ancho de agujero</i>	<i>1 1/8</i>	<i>1 5/16</i>	<i>1 5/16</i>	plg
	<i>Espesor de patín</i>	<i>0.40</i>	<i>0.44</i>	<i>0.47</i>	plg
	<i>Alma: Área para agujeros</i>	<i>0.25</i>	<i>0.37</i>	<i>0.32</i>	plg ²

	<i>N° de agujeros en una sección perpendicular a la carga</i>	1.00	1.00	1.00	
	<i>Ancho de agujero</i>	1	1 5/16	1 1/8	plg
	<i>Espesor del alma</i>	0.25	0.29	0.29	plg
	<i>N° de diagonales de la ubicación de los agujeros</i>	2.00	2.00	2.00	---
	<i>Paso g</i>	6.24	6.86	6.16	plg
	<i>Gramil s</i>	4.70	5.20	4.80	plg
	Sección crítica de falla 5	6.83	8.71	7.83	plg ²
	<i>Área bruta A_g</i>	7.08	9.12	8.24	plg
	<i>Patín: Área para agujeros</i>	0.90	1.14	1.22	plg ²
	<i>N° de agujeros en una sección perpendicular a la carga</i>	2.00	2.00	2.00	
	<i>Ancho de agujero</i>	1 1/8	1 5/16	1 5/16	plg
	<i>Espesor de patín</i>	0.40	0.44	0.47	plg
	<i>Alma: Área para agujeros</i>	0.25	0.37	0.32	plg ²
	<i>N° de agujeros en una sección perpendicular a la carga</i>	1.00	1.00	1.00	
	<i>Ancho de agujero</i>	1	1 5/16	1 1/8	plg
	<i>Espesor del alma</i>	0.25	0.29	0.29	plg
	<i>N° de diagonales de la ubicación de los agujeros</i>	2.00	2.00	2.00	---
	<i>Paso g</i>	6.24	6.86	6.16	plg
	<i>Gramil s</i>	7.46	8.35	7.76	plg
04.03.03.15	Factor de retraso de cortante U	0.82	0.80	0.86	---
04.03.03.16	Área neta efectiva A _e =A _n U	4.87	6.10	5.79	plg ²
04.03.04	Resistencia del bloque de cortante $\phi R_n = 0.75R_n$	42.39	66.03	73.10	Tnf
04.03.04.01	Relación demanda capacidad D/C	0.60	0.91	0.74	
04.03.05	Del alma	21.49	24.94	29.79	Tnf
04.03.05.01	A _{gv} = área total sujeta a cortante	7.16	8.69	12.31	cm ²

04.03.05.02	A_{nv} = área neta sujeta a cortante	5.87	6.73	10.58	cm ²
04.03.05.03	A_{nt} = área neta sujeta a tensión	5.95	6.95	6.98	cm ²
04.03.05.04	Ubs	1.00	1.00	1.00	
04.03.05.05	Esfuerzo mínimo de tensión especificado F_u	3,024.00	3,024.00	3,024.00	Kg/cm ²
04.03.06	De los patines	20.90	41.10	43.30	Tnf
04.03.06.01	A_{gv} = área total sujeta a cortante	11.99	29.61	31.65	cm ²
04.03.06.02	A_{nv} = área neta sujeta a cortante	8.36	19.17	23.68	cm ²
04.03.06.03	A_{nt} = área neta sujeta a tensión	4.20	6.62	4.88	cm ²
04.03.06.04	Ubs	1.00	1.00	1.00	
04.03.06.05	Esfuerzo mínimo de tensión especificado F_u	3,024.00	3,024.00	3,024.00	Kg/cm ²
03	Diseño de placa para esquina de arriostre $R = D/C$	0.69	0.69	0.71	
03.01	Placa				
03.01.01	t =	7/8	7/8	7/8	in.
03.01.02	b =	13.93	14.00	14.06	in.
03.01.03	wt./ft. =	41.48	41.68	41.86	plf.
03.01.04	A =	12.189	12.250	12.303	in. ²
03.01.05	I_x =	0.778	0.782	0.785	in. ⁴
03.01.06	S_x =	1.778	1.786	1.794	in. ³
03.01.07	rx =	0.253	0.253	0.253	in.
03.01.08	I_y =	197.097	200.083	202.667	in. ⁴
03.01.09	S_y =	28.298	28.583	28.829	in. ³
03.01.10	ry =	4.021	4.041	4.059	in.
03.01.11	J =	197.875	200.865	203.452	in. ⁴
03.02	Características del ángulo				
03.02.01	Módulo de elasticidad del acero	2,038,901.78	2,038,901.78	2,038,901.78	Kg/cm ²

03.02.02	Módulo de elasticidad al corte del acero	787,437.93	787,437.93	787,437.93	Kg/cm ²
03.02.03	Esfuerzo mínimo de fluencia especificado F_y	2,520.00	2,520.00	2,520.00	Kg/cm ²
03.02.04	R_y	1.50	1.50	1.50	
03.03	Verificación por tensión $R = D/C$	0.69	0.69	0.71	
03.03.01	Límite de fluencia en la sección bruta $R_y F_y A_g$	297.25	298.74	300.02	Tnf
03.03.01.01	Relación demanda capacidad D/C	0.09	0.18	0.20	
03.03.02	Fractura por tensión en el área neta $R_y F_y A_e$	248.85	210.72	216.86	Tnf
03.03.02.01	Relación demanda capacidad D/C	0.10	0.25	0.28	
03.03.03.15	Área neta $A_n = A_g - \text{Área para agujeros}$	10.20	8.64	8.89	plg ²
03.03.03.16	Factor de retraso de cortante U	1.00	1.00	1.00	---
03.03.03.17	Área neta efectiva $A_e = A_n U$	10.20	8.64	8.89	plg ²
03.03.04	Resistencia del bloque de cortante $\phi R_n = 0.75 R_n$	37.35	77.20	85.36	Tnf
03.03.04.01	Relación demanda capacidad D/C	0.69	0.69	0.71	
03.03.04.02	A_{gv} = área total sujeta a cortante	24.27	66.61	66.61	cm ²
03.03.04.03	A_{nv} = área neta sujeta a cortante	16.34	45.62	51.62	cm ²
03.03.04.04	A_{nt} = área neta sujeta a tensión	6.67	6.67	6.67	cm ²
03.03.04.05	Ubs	1.00	1.00	1.00	
03.03.04.06	Esfuerzo mínimo de tensión especificado F_u	3,024.00	3,024.00	3,024.00	Kg/cm ²
03.04	Verificación por compresión $R = D/C$	0.10	0.23	0.20	
03.04.01	Sección E3 del ANSI/AISC-360-10, $1.14 F_{cre} A_g / 1.1$	265.21	266.55	267.69	Tnf
03.04.01.01	Longitud de la placa	28.00	28.00	28.00	cm
03.04.01.02	Esbeltez efectiva del elemento KL/r	43.64	43.64	43.64	
03.04.01.03	Esfuerzo elástico de pandeo por flexión F_e	10,565.31	10,565.31	10,565.31	Kg/cm ²
03.04.01.04	Esfuerzo crítico F_{cre}	3,254.30	3,254.30	3,254.30	Kg/cm ²

6. APÉNDICE 6: Diseño de anclaje de elementos de acero estructural a los de concreto armado:

En seguida se presenta los cálculos realizados para el diseño del anclaje de los elementos de acero estructural a los de concreto armado del edificio existente, el mismo que está en evaluación el presente trabajo.

Tabla 95: Diseño de anclajes de los elementos de acero estructural a los de concreto armado. Detalles 1, 2, 3, 4 y 5.

Item	Descripción	Cantidad	Cantidad	Cantidad	Cantidad	Cantidad	Und
01	Detalle	Detalle 1	Detalle 2	Detalle 3	Detalle 4	Detalle 5	
01.01	Ubicación	Viga-colum.	Viga	Viga-colum.	Viga	Viga-colum.	
01.02	Ángulo de inclinación del arriostre, con respecto a la horizontal	57.48	57.48	57.48	57.48	51.88	°
02	Sección de arriostres	W8x31	W8x31	W8x35	W8x35	W8x24	
03	Tensión	64.26	64.26	73.47	73.47	55.94	Tnf
04	Compresión	74.86	74.86	88.60	88.60	55.55	Tnf
05	Dimensiones varias						
05.01	Perpendiculares a la columna						
05.01.01	ec (de la cara de la columna a su C.G.)	0.15	-	0.15	-	0.15	m
05.01.02	α (a la cara de la columna)	0.25	-	0.28	-	0.26	m
05.02	Perpendiculares a la viga						
05.02.01	eb (de la cara de la viga su C.G.)	0.25	-	0.25	-	0.25	m
05.02.02	β (a la cara de la viga)	0.38	-	0.43	-	0.28	m
05.03	r	0.75		0.80		0.67	m
06	Cálculo de fuerzas para diseño						

06.01	Fuerzas en la cara de la columna						
06.01.01	Huc (axial)	15.05	-	16.52	-	12.52	Tnf
06.01.02	Vuc (cortante)	38.12	-	47.35	-	23.38	Tnf
06.02	Fuerzas transmitida en la cara de la viga						
06.02.01	Vub (Axial)	25.08	-	27.53	-	20.87	Tnf
06.02.02	Hub (cortante)	25.08	74.79	30.83	87.13	21.71	Tnf
07	Anclaje en la cara de la columna	Hilti	-	Hilti	-	Hilti	
07.01	Resistencia por extraccion en el concreto de un anclaje individual	M10-tfix-5/8 Anc. De A° al Carbono	-	M10-tfix-5/8 Anc. De A° al Carbono	-	M10-tfix-5/8 Anc. De A° al Carbono	
07.01.01	$\phi N_n = \phi N_{cb}$ (resistencia nominal a tracción)	6,405.00	-	6,405.00	-	6,405.00	lb
07.01.02	ϕV_n (resistencia nominal a cortante)	14,375.00	-	14,375.00	-	14,375.00	lb
07.01.04	hef = profundidad de empotramiento	3.90	-	3.90	-	3.90	plg
07.02	Resistencia del anclaje (por carga sísmica)	M10-tfix-5/8 Anc. De A° al Carbono	-	M10-tfix-5/8 Anc. De A° al Carbono	-	M10-tfix-5/8 Anc. De A° al Carbono	
07.02.01	ϕN_{sa} (resistencia a tracción)	7,830.00	-	7,830.00	-	7,830.00	lb
07.02.02	ϕV_{sa} (resistencia al cortante sísmico)	3,655.00	-	3,655.00	-	3,655.00	lb
07.03	Interacción de tracción y cortante - Predimensionamiento						
07.01.01	$V_{ua}/(\phi V_n) \leq 0.2$	2.87	-	3.57	-	1.76	
07.01.01.01	Vua (Fuerza cortante mayorada aplicada a un anclaje o grupo de anclajes)	38.12	-	47.35	-	23.38	Tnf

07.01.01.02	ϕV_n (resistencia nominal a cortante)	1.66	-	1.66	-	1.66	Tnf
07.01.01.03	Número de pernos	8.00	-	8.00	-	8.00	und
07.01.02	$N_{ua}/(\phi N_n) \leq 0.2$	0.86	-	0.95	-	0.72	
07.01.02.01	N_{ua} (Fuerza mayorada de tracción aplicada a un anclaje o grupo de anclajes)	15.05	-	16.52	-	12.52	Tnf
07.01.02.02	ϕN_n (resistencia nominal a tracción)	2.18	-	2.18	-	2.18	Tnf
07.01.02.03	Número de pernos	8.00	-	8.00	-	8.00	und
07.01.03	$V_{ua}/(\phi V_n) > 0.2$ y $N_{ua}/(\phi N_n) > 0.2$, entonces: $N_{ua}/(\phi N_n) + V_{ua}/(\phi V_n) \leq 1.2$	3.74	-	4.52	-	2.48	
07.04	Diseño del grupo de anclajes - por tensión						
07.04.01	$\phi N_{sa} = \phi$ Resistencia del acero en tensión (i)	6.90	-	6.90	-	6.90	Tnf
	Relación demanda/capacidad	0.27	-	0.30	-	0.23	
07.04.01.01	ϕ anclaje	10.00	-	10.00	-	10.00	mm
07.04.01.02	$A_{se,N}$ (Área transv. efectiva del anclaje)	0.79	-	0.79	-	0.79	cm ²
07.04.01.03	f_{ya} (esf. fluencia del anclaje)	92,800.00	-	92,800.00	-	92,800.00	lb/plg ²
07.04.01.04	$f_{uta} = \min(1.9f_{ya}, 125000 \text{ lb/plg}^2)$	8,788.21	-	8,788.21	-	8,788.21	Kg/cm ²
07.04.01.05	ϕ (carga sísmica)	0.75	-	0.75	-	0.75	
07.04.01.06	Número de anclajes	8.00	-	8.00	-	8.00	
07.04.02	$0.75 * \phi N_{cbg} = 0.75 * \phi$ Resistencia al arrancamiento del concreto en tracción de un grupo de anclajes (g)	12.49	-	12.49	-	9.47	Tnf
	Relación demanda/capacidad	1.20	-	1.32	-	1.32	
07.04.02.01	A_{Nc}	5,178.63	-	5,178.63	-	3,924.55	cm ²

07.04.02.01.01	$1.5h_{ef}$	14.86	-	14.86	-	14.86	cm
07.04.02.01.02	c_{a1} (distancia al borde)	15.00	-	15.00	-	15.00	cm
07.04.02.01.03	Espaciamiento transversal de anclajes	30.00	-	30.00	-	30.00	cm
07.04.02.01.04	s =Espaciamiento longitudinal de anclajes	19.00	-	19.00	-	12.00	cm
07.04.02.02	A_{Nco}	883.16	-	883.16	-	883.16	cm ²
07.04.02.03	$\Psi_{ec,N}$	1.00	-	1.00	-	1.00	
07.04.02.03.01	e'_N (excentricidad de carga)	-	-	-	-	-	cm
07.04.02.04	$\Psi_{ed,N}$	1.00	-	1.00	-	1.00	
07.04.02.05	$\Psi_{c,N}$	1.40	-	1.40	-	1.40	
07.04.02.06	$\Psi_{cp,N}$	1.00	-	1.00	-	1.00	
07.04.02.07	N_b	2,704.84	-	2,704.84	-	2,704.84	Kg/cm ²
07.04.02.07.01	k_c	7.00	-	7.00	-	7.00	
07.04.02.07.02	λ_a	0.80	-	0.80	-	0.80	
07.04.02.07.03	λ	1.00	-	1.00	-	1.00	
07.04.02.07.04	f'_c	240.00	-	240.00	-	240.00	Kg/cm ²
07.04.02.08	ϕ (carga sísmica)	0.75	-	0.75	-	0.75	
07.04.03	$0.75*\phi N_{pn}=0.75*\phi$ Resistencia a la extracción por deslizamiento en tracción (i)	3.39	-	3.39	-	3.39	Tnf
	Relación demanda/capacidad	0.55	-	0.61	-	0.46	
07.04.03.01	$\Psi_{c,P}$	1.00	-	1.00	-	1.00	
07.04.03.02	N_P	6.03	-	6.03	-	6.03	Tnf
07.04.03.03	ϕ cabeza de anclaje	20.00	-	20.00	-	20.00	mm

07.04.03.04	A_{brg}	3.14	-	3.14	-	3.14	cm ²
07.04.03.05	f'_c	240.00	-	240.00	-	240.00	Kg/cm ²
07.04.03.06	ϕ (carga sísmica)	0.75	-	0.75	-	0.75	
07.04.04	$0.75*\phi N_{sbg}=0.75*\phi$ Resistencia al desprendimiento lateral del concreto en tracción (g)	9.52	-	9.52	-	8.91	Tnf
	Relación demanda/capacidad	1.58	-	1.73	-	1.41	
07.04.04.01	N_{sb}	13.98	-	13.98	-	13.98	Tnf
07.04.04.01.01	c_{a1} (distancia al borde)	15.00	-	15.00	-	15.00	cm
07.04.04.01.02	A_{brg}	3.14	-	3.14	-	3.14	cm ²
07.04.04.01.03	λ_a	0.80	-	0.80	-	0.80	
07.04.04.01.04	f'_c	240.00	-	240.00	-	240.00	Kg/cm ²
07.04.04.02	N_{sbg}	16.93	-	16.93	-	15.84	Tnf
07.04.04.02.01	s=Espaciamiento longitudinal de anclajes	19.00	-	19.00	-	12.00	cm
07.04.02.03	ϕ (carga sísmica)	0.75	-	0.75	-	0.75	
07.04.05	$0.75*\phi N_{ag}=0.75*\phi$ Resistencia de adherencia de anclaje adherido en tracción (g)	1.35	-	1.35	-	1.00	Tnf
	Relación demanda/capacidad	11.15	-	12.24	-	12.52	
07.04.05.01	A_{Na}	4,390.34	-	4,390.34	-	3,253.80	cm ²
07.04.05.02	A_{Na0}	581.82	-	581.82	-	581.82	cm ²
07.04.05.02.01	c_{Na}	12.06	-	12.06	-	12.06	cm

07.04.05.02.02	d_{bit} (diámetro exterior del anclaje)	20.00	-	20.00	-	20.00	mm
07.04.05.02.03	τ_{uncr} (esfuerzo de adherencia característico del concreto)	1,000.00	-	1,000.00	-	1,000.00	lb/plg2
07.04.05.02.04	Factor para zonas sísmicas para τ_{uncr}	0.40	-	0.40	-	0.40	
07.04.05.03	$\Psi_{ec,Na}$	1.00	-	1.00	-	1.00	
07.04.05.04	$\Psi_{ed,Na}$	1.00	-	1.00	-	1.00	
07.04.05.05	$\Psi_{cp,Na}$	0.38	-	0.38	-	0.38	
07.04.05.05.01	c_{ac}	39.62	-	39.62	-	39.62	cm
07.04.05.06	N_{ba}	0.84	-	0.84	-	0.84	Tnf
07.04.05.06.01	λ_a	0.80	-	0.80	-	0.80	
07.04.05.06.02	τ_{cr} (esfuerzo de adherencia característico del concreto en presencia o ausencia de fisuras)	300.00	-	300.00	-	300.00	lb/plg2
07.04.05.02.04	Factor para zonas sísmicas para τ_{cr}	0.80	-	0.80	-	0.80	
07.04.05.07	ϕ (carga sísmica)	0.75	-	0.75	-	0.75	
07.05	Diseño del grupo de anclajes - por cortante	2.61	-	3.25	-	1.61	
07.05.01	ϕV_{sa} =Resistencia del acero del anclaje sometido a cortante (i)	12.68	-	12.68	-	12.68	Tnf
	Relación demanda/capacidad	0.38	-	0.47	-	0.23	
07.05.02	ϕV_{cg} = ϕ Resistencia al arrancamiento del concreto por cortante (g)	14.58	-	14.58	-	14.49	Tnf
	Relación demanda/capacidad	2.61	-	3.25	-	1.61	

07.05.02.01	A_{Vc}	13,500.00	-	13,500.00	-	13,500.00	cm2
	c_{a1} (distancia al borde)	300.00	-	300.00	-	300.00	cm
	h_a	15.00	-	15.00	-	15.00	cm
07.05.02.02	A_{Vco}	405,000.00	-	405,000.00	-	405,000.00	cm2
07.05.02.03	$\psi_{ec,V}$	1.00	-	1.00	-	1.00	
07.05.02.04	$\psi_{ed,V}$	0.71	-	0.71	-	0.71	
	c_{a1} (distancia al borde)	300.00	-	300.00	-	300.00	cm
	c_{a2} (distancia al borde)	19.00	-	19.00	-	12.00	cm
07.05.02.05	$\psi_{c,V}$	1.00	-	1.00	-	1.00	
07.05.02.06	$\psi_{h,V}$	1.00	-	1.00	-	1.00	
07.05.02.07	V_b	944.43	-	944.43	-	944.43	Tnf
	ℓ_e	3.90	-	3.90	-	3.90	plg
	d_a	0.79	-	0.79	-	0.79	plg
	λ_a	0.80	-	0.80	-	0.80	
	ϕ (carga sísmica)	0.65	-	0.65	-	0.65	
07.05.03	$\phi V_{cpg} = \phi$ Resistencia al desprendimiento del concreto por cabeceo del anclaje por cortante (g)	44.41	-	44.41	-	33.66	Tnf
	Relación demanda/capacidad	0.86	-	1.07	-	0.69	
07.05.03.01	k_{pc}	2.00	-	2.00	-	2.00	
07.05.03.02	N_{cpg}	22.20	-	22.20	-	16.83	Tnf
07	Anclaje en la cara de la viga	Hilti		Hilti		Hilti	

07.01	Resistencia por extraccion en el concreto de un anclaje individual	M10-tfix-5/8 Anc. De A° al Carbono					
07.01.01	$\phi N_n = \phi N_{cb}$ (resistencia nominal a tracción)	6,405.00	6,405.00	6,405.00	6,405.00	6,405.00	lb
07.01.02	ϕV_n (resistencia nominal a cortante)	14,375.00	14,375.00	14,375.00	14,375.00	14,375.00	lb
07.01.04	hef = profundidad de empotramiento	3.90	3.90	3.90	3.90	3.90	plg
07.02	Resistencia del anclaje (por carga sísmica)	M10-tfix-5/8 Anc. De A° al Carbono					
07.02.01	ϕN_{sa} (resistencia a tracción)	7,830.00	7,830.00	7,830.00	7,830.00	7,830.00	lb
07.02.02	ϕV_{sa} (resistencia al cortante sísmico)	3,655.00	3,655.00	3,655.00	3,655.00	3,655.00	lb
07.03	Interacción de tracción y cortante - Predimensionamiento						
07.01.01	$V_{ua}/(\phi V_n) \leq 0.2$	1.89	1.74	1.86	1.88	1.64	
07.01.01.01	V_{ua} (Fuerza cortante mayorada aplicada a un anclaje o grupo de anclajes)	25.08	74.79	30.83	87.13	21.71	Tnf
07.01.01.02	ϕV_n (resistencia nominal a cortante)	1.66	1.66	1.66	1.66	1.66	Tnf
07.01.01.03	Número de pernos	8.00	26.00	10.00	28.00	8.00	und
07.01.02	$N_{ua}/(\phi N_n) \leq 0.2$	1.44	-	1.26	-	1.20	
07.01.02.01	N_{ua} (Fuerza mayorada de tracción aplicada a un anclaje o grupo de anclajes)	25.08	-	27.53	-	20.87	Tnf
07.01.02.02	ϕN_n (resistencia nominal a tracción)	2.18	2.18	2.18	2.18	2.18	Tnf
07.01.02.03	Número de pernos	8.00	26.00	10.00	28.00	8.00	und

07.01.03	$V_{ua}/(\phi V_n) > 0.2$ y $N_{ua}/(\phi N_n) > 0.2$, entonces: $N_{ua}/(\phi N_n) + V_{ua}/(\phi V_n) \leq 1.2$	3.33	1.74	3.12	1.88	2.83	
07.04	Diseño del grupo de anclajes - por tensión						
07.04.01	$\phi N_{sa} = \phi$ Resistencia del acero en tensión (i)	9.94	9.94	9.94	9.94	9.94	Tnf
	Relación demanda/capacidad	0.32	-	0.28	-	0.26	
07.04.01.01	ϕ anclaje	12.00	12.00	12.00	12.00	12.00	mm
07.04.01.02	$A_{se,N}$ (Área transv. efectiva del anclaje)	1.13	1.13	1.13	1.13	1.13	cm ²
07.04.01.03	f_{ya} (esf. fluencia del anclaje)	92,800.00	92,800.00	92,800.00	92,800.00	92,800.00	lb/plg ²
07.04.01.04	$f_{uta} = \min(1.9f_{ya}, 125000 \text{ lb/plg}^2)$	8,788.21	8,788.21	8,788.21	8,788.21	8,788.21	Kg/cm ²
07.04.01.05	ϕ (carga sísmica)	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	
07.04.01.06	Número de anclajes	8.00	26.00	10.00	28.00	8.00	
07.04.02	$0.75 * \phi N_{cbg} = 0.75 * \phi$ Resistencia al arrancamiento del concreto en tracción de un grupo de anclajes (g)	2.53	8.45	2.47	9.02	2.89	Tnf
	Relación demanda/capacidad	9.91	-	11.13	-	7.23	
07.04.02.01	A_{Nc}	1,867.95	4,117.25	2,242.95	4,392.25	1,642.95	cm ²
07.04.02.01.01	$1.5h_{ef}$	14.86	14.86	14.86	14.86	14.86	cm
07.04.02.01.02	c_{al} (distancia al borde)	6.25	7.50	6.25	7.50	6.25	cm
07.04.02.01.03	Espaciamiento transversal de anclajes	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	cm
07.04.02.01.04	s = Espaciamiento longitudinal de anclajes	15.00	10.00	15.00	10.00	12.00	cm
07.04.02.02	A_{Nco}	883.16	883.16	883.16	883.16	883.16	cm ²
07.04.02.03	$\Psi_{ec,N}$	0.68	1.00	0.55	1.00	0.88	

07.04.02.03.01	e'_N (excentricidad de carga)	7.00	-	12.00	-	2.00	cm
07.04.02.04	$\Psi_{ed,N}$	0.83	0.85	0.83	0.85	0.83	
07.04.02.05	$\Psi_{c,N}$	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	
07.04.02.06	$\Psi_{cp,N}$	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
07.04.02.07	N_b	2,704.84	2,704.84	2,704.84	2,704.84	2,704.84	Kg/cm2
07.04.02.07.01	k_c	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	
07.04.02.07.02	λ_a	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	
07.04.02.07.03	λ	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
07.04.02.07.04	f'_c	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00	Kg/cm2
07.04.02.08	ϕ (carga sísmica)	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	
07.04.03	$0.75*\phi N_{pn}=0.75*\phi$ Resistencia a la extracción por deslizamiento en tracción (i)	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	Tnf
	Relación demanda/capacidad	0.92	-	0.81	-	0.77	
07.04.03.01	$\Psi_{c,P}$	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
07.04.03.02	N_p	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03	Tnf
07.04.03.03	ϕ cabeza de anclaje	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	mm
07.04.03.04	A_{brg}	3.14	3.14	3.14	3.14	3.14	cm2
07.04.03.05	f'_c	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00	Kg/cm2
07.04.03.06	ϕ (carga sísmica)	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	
07.04.04	$0.75*\phi N_{sbg}=0.75*\phi$ Resistencia al desprendimiento lateral del concreto en tracción (g)	4.59	4.81	4.59	4.81	4.32	Tnf
	Relación demanda/capacidad	5.47	-	6.00	-	4.83	

07.04.04.01	N_{sb}	5.82	6.99	5.82	6.99	5.82	Tnf
07.04.04.01.01	c_{a1} (distancia al borde)	6.25	7.50	6.25	7.50	6.25	cm
07.04.04.01.02	A_{brg}	3.14	3.14	3.14	3.14	3.14	cm ²
07.04.04.01.03	λ_a	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	
07.04.04.01.04	f'_c	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00	Kg/cm ²
07.04.04.02	N_{sbg}	8.15	8.54	8.15	8.54	7.69	Tnf
07.04.04.02.01	s=Espaciamiento longitudinal de anclajes	15.00	10.00	15.00	10.00	12.00	cm
07.04.02.03	ϕ (carga sísmica)	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	
07.04.05	$0.75*\phi N_{ag}=0.75*\phi$ Resistencia de adherencia de anclaje adherido en tracción (g)	0.23	0.87	0.22	0.93	0.27	Tnf
	Relación demanda/capacidad	108.44	-	123.48	-	76.54	
07.04.05.01	A_{Na}	1,728.02	3,963.32	2,103.02	4,238.32	1,503.02	cm ²
07.04.05.02	A_{Na0}	581.82	581.82	581.82	581.82	581.82	cm ²
07.04.05.02.01	c_{Na}	12.06	12.06	12.06	12.06	12.06	cm
07.04.05.02.02	d_{bit} (diámetro exterior del anclaje)	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	mm
07.04.05.02.03	τ_{uncr} (esfuerzo de adherencia característico del concreto)	1,000.00	1,000.00	1,000.00	1,000.00	1,000.00	lb/plg ²
07.04.05.02.04	Factor para zonas sísmicas para τ_{uncr}	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	
07.04.05.03	$\Psi_{ec,Na}$	0.63	1.00	0.50	1.00	0.86	
07.04.05.04	$\Psi_{ed,Na}$	0.86	0.89	0.86	0.89	0.86	
07.04.05.05	$\Psi_{cp,Na}$	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	

07.04.05.05.01	c_{ac}	39.62	39.62	39.62	39.62	39.62	cm
07.04.05.06	N_{ba}	0.84	0.84	0.84	0.84	0.84	Tnf
07.04.05.06.01	λ_a	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	
07.04.05.06.02	τ_{cr} (esfuerzo de adherencia característico del concreto en presencia o ausencia de fisuras)	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00	lb/plg2
07.04.05.02.04	Factor para zonas sísmicas para τ_{cr}	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	
07.04.05.07	ϕ (carga sísmica)	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	
07.05	Diseño del grupo de anclajes - por cortante	2.79	5.13	3.51	5.97	2.12	
07.05.01	ϕV_{sa} =Resistencia del acero del anclaje sometido a cortante (i)	12.68	41.20	15.85	44.37	12.68	Tnf
	Relación demanda/capacidad	0.25	0.07	0.19	0.07	0.21	
07.05.02	ϕV_{cg} = ϕ Resistencia al arrancamiento del concreto por cortante (g)	14.58	14.58	14.58	14.58	14.58	Tnf
	Relación demanda/capacidad	1.72	5.13	2.11	5.97	1.49	
07.05.02.01	A_{vc}	13,500.00	13,500.00	13,500.00	13,500.00	13,500.00	cm2
	c_{a1} (distancia al borde)	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00	cm
	h_a	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	cm
07.05.02.02	A_{vco}	405,000.00	405,000.00	405,000.00	405,000.00	405,000.00	cm2
07.05.02.03	$\Psi_{ec,V}$	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
07.05.02.04	$\Psi_{ed,V}$	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	
	c_{a1} (distancia al borde)	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00	cm

	c_{a2} (distancia al borde)	19.00	19.00	19.00	19.00	19.00	cm
07.05.02.05	$\Psi_{c,v}$	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
07.05.02.06	$\Psi_{h,v}$	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
07.05.02.07	V_b	944.43	944.43	944.43	944.43	944.43	Tnf
	ℓ_e	3.90	3.90	3.90	3.90	3.90	plg
	d_a	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79	plg
	λ_a	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	
	ϕ (carga sísmica)	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	
07.05.03	$\phi V_{cpg} = \phi$ Resistencia al desprendimiento del concreto por cabeceo del anclaje por cortante (g)	9.00	30.06	8.79	32.07	10.26	Tnf
	Relación demanda/capacidad	2.79	2.49	3.51	2.72	2.12	
07.05.03.01	k_{pc}	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	
07.05.03.02	N_{cpg}	4.50	15.03	4.40	16.03	5.13	Tnf

Tabla 96: Diseño de anclajes de los elementos de acero estructural a los de concreto armado. Detalles 6, 7, 8, 9 y 10.

Item	Descripción	Cantidad	Cantidad	Cantidad	Cantidad	Cantidad	Und
01	Detalle	Detalle 6	Detalle 7	Detalle 8	Detalle 9	Detalle 10	
01.01	Ubicación	Viga	Viga-colum.	Viga	Viga-colum.	Viga	
01.02	Ángulo de inclinación del arriostre, con respecto a la horizontal	51.88	51.88	51.88	65.13	65.13	°

02	Sección de arriostres	W8x24	W8x28	W8x28	W8x24	W8x24	
03	Tensión	55.94	64.30	64.30	25.59	25.59	Tnf
04	Compresión	55.55	63.90	63.90	25.40	25.40	Tnf
05	Dimensiones varias						
05.01	Perpendiculares a la columna						
05.01.01	ec (de la cara de la columna a su C.G.)	-	0.15	-	0.15	-	m
05.01.02	α (a la cara de la columna)	-	0.29	-	0.16	-	m
05.02	Perpendiculares a la viga						
05.02.01	eb (de la cara de la viga su C.G.)	-	0.25	-	0.25	-	m
05.02.02	β (a la cara de la viga)	-	0.31	-	0.42	-	m
05.03	r		0.71		0.74		m
06	Cálculo de fuerzas para diseño						
06.01	Fuerzas en la cara de la columna						
06.01.01	Huc (axial)	-	13.54	-	5.20	-	Tnf
06.01.02	Vuc (cortante)	-	27.99	-	14.56	-	Tnf
06.02	Fuerzas transmitida en la cara de la viga						
06.02.01	Vub (Axial)	0.31	22.57	0.31	8.67	0.17	Tnf
06.02.02	Hub (cortante)	68.82	26.18	79.14	5.55	21.44	Tnf
07	Anclaje en la cara de la columna	-	Hilti	-	Hilti	-	
07.01	Resistencia por extraccion en el concreto de un anclaje individual	-	M10-tfix-5/8 Anc. De A° al Carbono	-	M10-tfix-5/8 Anc. De A° al Carbono	-	
07.01.01	$\phi N_n = \phi N_{cb}$ (resistencia nominal a tracción)	-	6,405.00	-	6,405.00	-	lb
07.01.02	ϕV_n (resistencia nominal a cortante)	-	14,375.00	-	14,375.00	-	lb

07.01.04	hef = profundidad de empotramiento	-	3.90	-	3.90	-	plg
07.02	Resistencia del anclaje (por carga sísmica)	-	M10-tfix-5/8 Anc. De A° al Carbono	-	M10-tfix-5/8 Anc. De A° al Carbono	-	
07.02.01	ϕN_{sa} (resistencia a tracción)	-	7,830.00	-	7,830.00	-	lb
07.02.02	ϕV_{sa} (resistencia al cortante sísmico)	-	3,655.00	-	3,655.00	-	lb
07.03	Interacción de tracción y cortante - Predimensionamiento						
07.01.01	$V_{ua}/(\phi V_n) \leq 0.2$	-	2.11	-	0.88	-	
07.01.01.01	V_{ua} (Fuerza cortante mayorada aplicada a un anclaje o grupo de anclajes)	-	27.99	-	14.56	-	Tnf
07.01.01.02	ϕV_n (resistencia nominal a cortante)	-	1.66	-	1.66	-	Tnf
07.01.01.03	Número de pernos	-	8.00	-	10.00	-	und
07.01.02	$N_{ua}/(\phi N_n) \leq 0.2$	-	0.78	-	0.24	-	
07.01.02.01	N_{ua} (Fuerza mayorada de tracción aplicada a un anclaje o grupo de anclajes)	-	13.54	-	5.20	-	Tnf
07.01.02.02	ϕN_n (resistencia nominal a tracción)	-	2.18	-	2.18	-	Tnf
07.01.02.03	Número de pernos	-	8.00	-	10.00	-	und
07.01.03	$V_{ua}/(\phi V_n) > 0.2$ y $N_{ua}/(\phi N_n) > 0.2$, entonces: $N_{ua}/(\phi N_n) + V_{ua}/(\phi V_n) \leq 1.2$	-	2.89	-	1.12	-	
07.04	Diseño del grupo de anclajes - por tensión						
07.04.01	$\phi N_{sa} = \phi$ Resistencia del acero en tensión (i)	-	6.90	-	6.90	-	Tnf
	Relación demanda/capacidad	-	0.25	-	0.08	-	

07.04.01.01	ϕ anclaje	-	10.00	-	10.00	-	mm
07.04.01.02	$A_{se,N}$ (Área transv. efectiva del anclaje)	-	0.79	-	0.79	-	cm ²
07.04.01.03	f_{ya} (esf. fluencia del anclaje)	-	92,800.00	-	92,800.00	-	lb/plg ²
07.04.01.04	$f_{uta} = \min(1.9f_{ya}, 125000 \text{ lb/plg}^2)$	-	8,788.21	-	8,788.21	-	Kg/cm ²
07.04.01.05	ϕ (carga sísmica)	-	0.75	-	0.75	-	
07.04.01.06	Número de anclajes	-	8.00	-	10.00	-	
07.04.02	$0.75*\phi N_{cbg}=0.75*\phi$ Resistencia al arrancamiento del concreto en tracción de un grupo de anclajes (g)	-	10.08	-	11.39	-	Tnf
	Relación demanda/capacidad	-	1.34	-	0.46	-	
07.04.02.01	A_{Nc}	-	4,462.01	-	5,357.78	-	cm ²
07.04.02.01.01	$1.5h_{ef}$	-	14.86	-	14.86	-	cm
07.04.02.01.02	c_{a1} (distancia al borde)	-	15.00	-	15.00	-	cm
07.04.02.01.03	Espaciamiento transversal de anclajes	-	30.00	-	30.00	-	cm
07.04.02.01.04	s =Espaciamiento longitudinal de anclajes	-	15.00	-	15.00	-	cm
07.04.02.02	A_{Nco}	-	883.16	-	883.16	-	cm ²
07.04.02.03	$\Psi_{ec,N}$	-	0.94	-	0.88	-	
07.04.02.03.01	e'_N (excentricidad de carga)	-	1.00	-	2.00	-	cm
07.04.02.04	$\Psi_{ed,N}$	-	1.00	-	1.00	-	
07.04.02.05	$\Psi_{c,N}$	-	1.40	-	1.40	-	
07.04.02.06	$\Psi_{cp,N}$	-	1.00	-	1.00	-	
07.04.02.07	N_b	-	2,704.84	-	2,704.84	-	Kg/cm ²
07.04.02.07.01	k_c	-	7.00	-	7.00	-	

07.04.02.07.02	λ_a	-	0.80	-	0.80	-	
07.04.02.07.03	λ	-	1.00	-	1.00	-	
07.04.02.07.04	f'_c	-	240.00	-	240.00	-	Kg/cm2
07.04.02.08	ϕ (carga sísmica)	-	0.75	-	0.75	-	
07.04.03	$0.75*\phi N_{pn}=0.75*\phi$ Resistencia a la extracción por deslizamiento en tracción (i)	-	3.39	-	3.39	-	Tnf
	Relación demanda/capacidad	-	0.50	-	0.15	-	
07.04.03.01	$\psi_{c,P}$	-	1.00	-	1.00	-	
07.04.03.02	N_p	-	6.03	-	6.03	-	Tnf
07.04.03.03	ϕ cabeza de anclaje	-	20.00	-	20.00	-	mm
07.04.03.04	A_{brg}	-	3.14	-	3.14	-	cm2
07.04.03.05	f'_c	-	240.00	-	240.00	-	Kg/cm2
07.04.03.06	ϕ (carga sísmica)	-	0.75	-	0.75	-	
07.04.04	$0.75*\phi N_{sbg}=0.75*\phi$ Resistencia al desprendimiento lateral del concreto en tracción (g)	-	9.17	-	9.17	-	Tnf
	Relación demanda/capacidad	-	1.48	-	0.57	-	
07.04.04.01	N_{sb}	-	13.98	-	13.98	-	Tnf
07.04.04.01.01	c_{a1} (distancia al borde)	-	15.00	-	15.00	-	cm
07.04.04.01.02	A_{brg}	-	3.14	-	3.14	-	cm2
07.04.04.01.03	λ_a	-	0.80	-	0.80	-	
07.04.04.01.04	f'_c	-	240.00	-	240.00	-	Kg/cm2

07.04.04.02	N_{sbg}	-	16.31	-	16.31	-	Tnf
07.04.04.02.01	s=Espaciamiento longitudinal de anclajes	-	15.00	-	15.00	-	cm
07.04.02.03	ϕ (carga sísmica)	-	0.75	-	0.75	-	
07.04.05	$0.75*\phi N_{ag}=0.75*\phi$ Resistencia de adherencia de anclaje adherido en tracción (g)	-	1.06	-	1.20	-	Tnf
	Relación demanda/capacidad	-	12.75	-	4.33	-	
07.04.05.01	A_{Na}	-	3,740.89	-	4,552.70	-	cm ²
07.04.05.02	A_{Na0}	-	581.82	-	581.82	-	cm ²
07.04.05.02.01	C_{Na}	-	12.06	-	12.06	-	cm
07.04.05.02.02	d_{bit} (diámetro exterior del anclaje)	-	20.00	-	20.00	-	mm
07.04.05.02.03	τ_{uncr} (esfuerzo de adherencia característico del concreto)	-	1,000.00	-	1,000.00	-	lb/plg ²
07.04.05.02.04	Factor para zonas sísmicas para τ_{uncr}	-	0.40	-	0.40	-	
07.04.05.03	$\Psi_{ec,Na}$	-	0.92	-	0.86	-	
07.04.05.04	$\Psi_{ed,Na}$	-	1.00	-	1.00	-	
07.04.05.05	$\Psi_{cp,Na}$	-	0.38	-	0.38	-	
07.04.05.05.01	C_{ac}	-	39.62	-	39.62	-	cm
07.04.05.06	N_{ba}	-	0.84	-	0.84	-	Tnf
07.04.05.06.01	λ_a	-	0.80	-	0.80	-	

07.04.05.06.02	τ_{cr} (esfuerzo de adherencia característico del concreto en presencia o ausencia de fisuras)	-	300.00	-	300.00	-	lb/plg2
07.04.05.02.04	Factor para zonas sísmicas para τ_{cr}	-	0.80	-	0.80	-	
07.04.05.07	ϕ (carga sísmica)	-	0.75	-	0.75	-	
07.05	Diseño del grupo de anclajes - por cortante	-	1.93	-	1.00	-	
07.05.01	ϕV_{sa} =Resistencia del acero del anclaje sometido a cortante (i)	-	12.68	-	15.85	-	Tnf
	Relación demanda/capacidad	-	0.28	-	0.09	-	
07.05.02	$\phi V_{cg}=\phi$ Resistencia al arrancamiento del concreto por cortante (g)	-	14.53	-	14.53	-	Tnf
	Relación demanda/capacidad	-	1.93	-	1.00	-	
07.05.02.01	A_{vc}	-	13,500.00	-	13,500.00	-	cm2
	c_{a1} (distancia al borde)	-	300.00	-	300.00	-	cm
	h_a	-	15.00	-	15.00	-	cm
07.05.02.02	A_{vco}	-	405,000.00	-	405,000.00	-	cm2
07.05.02.03	$\Psi_{ec,v}$	-	1.00	-	1.00	-	
07.05.02.04	$\Psi_{ed,v}$	-	0.71	-	0.71	-	
	c_{a1} (distancia al borde)	-	300.00	-	300.00	-	cm
	c_{a2} (distancia al borde)	-	15.00	-	15.00	-	cm
07.05.02.05	$\Psi_{c,v}$	-	1.00	-	1.00	-	
07.05.02.06	$\Psi_{h,v}$	-	1.00	-	1.00	-	

07.05.02.07	V_b	-	944.43	-	944.43	-	Tnf
	l_e	-	3.90	-	3.90	-	plg
	d_a	-	0.79	-	0.79	-	plg
	λ_a	-	0.80	-	0.80	-	
	ϕ (carga sísmica)	-	0.65	-	0.65	-	
07.05.03	$\phi V_{cpg} = \phi$ Resistencia al desprendimiento del concreto por cabeceo del anclaje por cortante (g)	-	35.85	-	40.50	-	Tnf
	Relación demanda/capacidad	-	0.78	-	0.36	-	
07.05.03.01	k_{pc}	-	2.00	-	2.00	-	
07.05.03.02	N_{cpg}	-	17.93	-	20.25	-	Tnf
07	Anclaje en la cara de la viga		Hilti		Hilti		
07.01	Resistencia por extracción en el concreto de un anclaje individual	M10-tfix-5/8 Anc. De A° al Carbono					
07.01.01	$\phi N_n = \phi N_{cb}$ (resistencia nominal a tracción)	6,405.00	6,405.00	6,405.00	6,405.00	6,405.00	lb
07.01.02	ϕV_n (resistencia nominal a cortante)	14,375.00	14,375.00	14,375.00	14,375.00	14,375.00	lb
07.01.04	hef = profundidad de empotramiento	3.90	3.90	3.90	3.90	3.90	plg
07.02	Resistencia del anclaje (por carga sísmica)	M10-tfix-5/8 Anc. De A° al Carbono					
07.02.01	ϕN_{sa} (resistencia a tracción)	7,830.00	7,830.00	7,830.00	7,830.00	7,830.00	lb

07.02.02	ϕV_{sa} (resistencia al cortante sísmico)	3,655.00	3,655.00	3,655.00	3,655.00	3,655.00	lb
07.03	Interacción de tracción y cortante - Predimensionamiento						
07.01.01	$V_{ua}/(\phi V_n) \leq 0.2$	1.60	1.97	1.84	0.42	0.65	
07.01.01.01	V_{ua} (Fuerza cortante mayorada aplicada a un anclaje o grupo de anclajes)	68.82	26.18	79.14	5.55	21.44	Tnf
07.01.01.02	ϕV_n (resistencia nominal a cortante)	1.66	1.66	1.66	1.66	1.66	Tnf
07.01.01.03	Número de pernos	26.00	8.00	26.00	8.00	20.00	und
07.01.02	$N_{ua}/(\phi N_n) \leq 0.2$	0.01	1.29	0.01	0.50	0.00	
07.01.02.01	N_{ua} (Fuerza mayorada de tracción aplicada a un anclaje o grupo de anclajes)	0.31	22.57	0.31	8.67	0.17	Tnf
07.01.02.02	ϕN_n (resistencia nominal a tracción)	2.18	2.18	2.18	2.18	2.18	Tnf
07.01.02.03	Número de pernos	26.00	8.00	26.00	8.00	20.00	und
07.01.03	$V_{ua}/(\phi V_n) > 0.2$ y $N_{ua}/(\phi N_n) > 0.2$, entonces: $N_{ua}/(\phi N_n) + V_{ua}/(\phi V_n) \leq 1.2$	1.60	3.27	1.84	0.92	0.65	
07.04	Diseño del grupo de anclajes - por tensión						
07.04.01	$\phi N_{sa} = \phi$ Resistencia del acero en tensión (i)	9.94	9.94	9.94	9.94	9.94	Tnf
	Relación demanda/capacidad	0.00	0.28	0.00	0.11	0.00	
07.04.01.01	ϕ anclaje	12.00	12.00	12.00	12.00	12.00	mm
07.04.01.02	$A_{se,N}$ (Área transv. efectiva del anclaje)	1.13	1.13	1.13	1.13	1.13	cm2
07.04.01.03	f_{ya} (esf. fluencia del anclaje)	92,800.00	92,800.00	92,800.00	92,800.00	92,800.00	lb/plg2
07.04.01.04	$f_{uta} = \min(1.9f_{ya}, 125000 \text{ lb/plg}^2)$	8,788.21	8,788.21	8,788.21	8,788.21	8,788.21	Kg/cm2
07.04.01.05	ϕ (carga sísmica)	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	

07.04.01.06	Número de anclajes	26.00	8.00	26.00	8.00	20.00	
07.04.02	$0.75 \cdot \phi N_{cbg} = 0.75 \cdot \phi$ Resistencia al arrancamiento del concreto en tracción de un grupo de anclajes (g)	7.46	3.28	7.46	3.28	2.87	Tnf
	Relación demanda/capacidad	0.04	6.88	0.04	2.64	0.06	
07.04.02.01	A_{Nc}	3,742.95	1,867.95	3,742.95	1,867.95	2,992.95	cm ²
07.04.02.01.01	$1.5h_{ef}$	14.86	14.86	14.86	14.86	14.86	cm
07.04.02.01.02	c_{al} (distancia al borde)	6.25	6.25	6.25	6.25	6.25	cm
07.04.02.01.03	Espaciamiento transversal de anclajes	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	cm
07.04.02.01.04	$s =$ Espaciamiento longitudinal de anclajes	10.00	15.00	10.00	15.00	10.00	cm
07.04.02.02	A_{Nco}	883.16	883.16	883.16	883.16	883.16	cm ²
07.04.02.03	$\Psi_{ec,N}$	1.00	0.88	1.00	0.88	0.48	
07.04.02.03.01	e'_N (excentricidad de carga)	-	2.00	-	2.00	16.00	cm
07.04.02.04	$\Psi_{ed,N}$	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83	
07.04.02.05	$\Psi_{c,N}$	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	
07.04.02.06	$\Psi_{cp,N}$	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
07.04.02.07	N_b	2,704.84	2,704.84	2,704.84	2,704.84	2,704.84	Kg/cm ²
07.04.02.07.01	k_c	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	
07.04.02.07.02	λ_a	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	
07.04.02.07.03	λ	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
07.04.02.07.04	f'_c	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00	Kg/cm ²
07.04.02.08	ϕ (carga sísmica)	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	

07.04.03	$0.75*\phi N_{pn}=0.75*\phi$ Resistencia a la extracción por deslizamiento en tracción (i)	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	Tnf
	Relación demanda/capacidad	0.00	0.83	0.00	0.32	0.00	
07.04.03.01	$\Psi_{c,P}$	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
07.04.03.02	N_P	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03	Tnf
07.04.03.03	ϕ cabeza de anclaje	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	mm
07.04.03.04	A_{brg}	3.14	3.14	3.14	3.14	3.14	cm ²
07.04.03.05	f'_c	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00	Kg/cm ²
07.04.03.06	ϕ (carga sísmica)	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	
07.04.04	$0.75*\phi N_{sbg}=0.75*\phi$ Resistencia al desprendimiento lateral del concreto en tracción (g)	4.15	4.59	4.15	4.59	4.15	Tnf
	Relación demanda/capacidad	0.07	4.92	0.08	1.89	0.04	
07.04.04.01	N_{sb}	5.82	5.82	5.82	5.82	5.82	Tnf
07.04.04.01.01	c_{a1} (distancia al borde)	6.25	6.25	6.25	6.25	6.25	cm
07.04.04.01.02	A_{brg}	3.14	3.14	3.14	3.14	3.14	cm ²
07.04.04.01.03	λ_a	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	
07.04.04.01.04	f'_c	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00	Kg/cm ²
07.04.04.02	N_{sbg}	7.38	8.15	7.38	8.15	7.38	Tnf
07.04.04.02.01	s=Espaciamiento longitudinal de anclajes	10.00	15.00	10.00	15.00	10.00	cm
07.04.02.03	ϕ (carga sísmica)	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	

07.04.05	$0.75 \cdot \phi N_{ag} = 0.75 \cdot \phi$ Resistencia de adherencia de anclaje adherido en tracción (g)	0.76	0.31	0.76	0.31	0.26	Tnf
	Relación demanda/capacidad	0.40	72.00	0.41	27.64	0.66	
07.04.05.01	A_{Na}	3,603.02	1,728.02	3,603.02	1,728.02	2,853.02	cm2
07.04.05.02	A_{Na0}	581.82	581.82	581.82	581.82	581.82	cm2
07.04.05.02.01	c_{Na}	12.06	12.06	12.06	12.06	12.06	cm
07.04.05.02.02	d_{bit} (diámetro exterior del anclaje)	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	mm
07.04.05.02.03	τ_{un-cr} (esfuerzo de adherencia característico del concreto)	1,000.00	1,000.00	1,000.00	1,000.00	1,000.00	lb/plg2
07.04.05.02.04	Factor para zonas sísmicas para τ_{un-cr}	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	
07.04.05.03	$\Psi_{ec,Na}$	1.00	0.86	1.00	0.86	0.43	
07.04.05.04	$\Psi_{ed,Na}$	0.86	0.86	0.86	0.86	0.86	
07.04.05.05	$\Psi_{cp,Na}$	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	
07.04.05.05.01	c_{ac}	39.62	39.62	39.62	39.62	39.62	cm
07.04.05.06	N_{ba}	0.84	0.84	0.84	0.84	0.84	Tnf
07.04.05.06.01	λ_a	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	
07.04.05.06.02	τ_{cr} (esfuerzo de adherencia característico del concreto en presencia o ausencia de fisuras)	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00	lb/plg2
07.04.05.02.04	Factor para zonas sísmicas para τ_{cr}	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	
07.04.05.07	ϕ (carga sísmica)	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	

07.05	Diseño del grupo de anclajes - por cortante	4.72	2.24	5.43	0.48	2.10	
07.05.01	ϕV_{sa} =Resistencia del acero del anclaje sometido a cortante (i)	41.20	12.68	41.20	12.68	31.70	Tnf
	Relación demanda/capacidad	0.06	0.26	0.07	0.05	0.03	
07.05.02	$\phi V_{cg}=\phi$ Resistencia al arrancamiento del concreto por cortante (g)	14.58	14.58	14.58	14.58	14.58	Tnf
	Relación demanda/capacidad	4.72	1.80	5.43	0.38	1.47	
07.05.02.01	A_{Vc}	13,500.00	13,500.00	13,500.00	13,500.00	13,500.00	cm2
	c_{a1} (distancia al borde)	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00	cm
	h_a	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	cm
07.05.02.02	A_{Vco}	405,000.00	405,000.00	405,000.00	405,000.00	405,000.00	cm2
07.05.02.03	$\Psi_{ec,V}$	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
07.05.02.04	$\Psi_{ed,V}$	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	
	c_{a1} (distancia al borde)	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00	cm
	c_{a2} (distancia al borde)	19.00	19.00	19.00	19.00	19.00	cm
07.05.02.05	$\Psi_{c,V}$	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
07.05.02.06	$\Psi_{h,V}$	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
07.05.02.07	V_b	944.43	944.43	944.43	944.43	944.43	Tnf
	ℓ_e	3.90	3.90	3.90	3.90	3.90	plg
	d_a	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79	plg
	λ_a	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	
	ϕ (carga sísmica)	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	

07.05.03	$\phi V_{cpg} = \phi$ Resistencia al desprendimiento del concreto por cabeceo del anclaje por cortante (g)	26.52	11.66	26.52	11.66	10.21	Tnf
	Relación demanda/capacidad	2.60	2.24	2.98	0.48	2.10	
07.05.03.01	k_{pc}	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	
07.05.03.02	N_{cpg}	13.26	5.83	13.26	5.83	5.11	Tnf

7. APÉNDICE 7: Planos.

A continuación se adjunta los planos de las ubicaciones de los arriostres en el edificio en estudio, así como los detalles de sus conexiones a cada uno de los pórticos.