



**UNIVERSIDAD ESTATAL
PENÍNSULA DE SANTA ELENA
FACULTAD DE CIENCIAS DE LA INGENIERÍA
CARRERA INGENIERÍA CIVIL**

“ESTUDIO COMPARATIVO DE LOS DISEÑOS SÍSMICOS, DE UNA ESTRUCTURA DE PÓRTICOS DÚCTILES RESISTENTES A FLEXIÓN DE ACERO, USANDO LAS ESPECIFICACIONES NEC-2015, ASCE 7-16 DE LA ASOCIACIÓN ESTADOUNIDENSE DE INGENIEROS CIVILES; Y AISC DEL INSTITUTO ESTADOUNIDENSE DE CONSTRUCCIONES DE ACERO.”

PROYECTO DE INVESTIGACIÓN

Previo a la obtención del título de:

INGENIERO CIVIL

AUTORES:

ALARCÓN RAMÍREZ JIMMY HERNÁN

MUÑIZ ORRALA BYRON GREGORIO

TUTOR:

ING. ARGUDO RODRÍGUEZ JAIME FERNANDO, PH.D.

La Libertad, Ecuador

2019

CERTIFICACIÓN

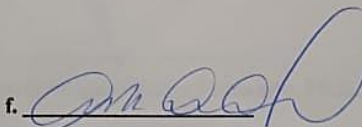
Certificamos que el presente trabajo de titulación, fue realizado en su totalidad por **Alarcón Ramírez Jimmy Hernán – Muñiz Orrala Byron Gregorio**, como requerimiento para la obtención del título de **Ingeniero Civil**.

TUTOR

f. 

Ing. Argudo Rodríguez Jaime Fernando, Ph.D.

DIRECTORA DE LA CARRERA

f. 

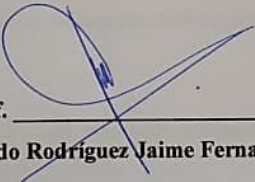
Arq. Rubira Gómez Gilda, Msc.

La Libertad, a los 2 días del mes de Agosto del año 2019

APROBACIÓN DEL TUTOR

En mi calidad de Tutor del Trabajo de Titulación, modalidad Proyecto de Investigación “ESTUDIO COMPARATIVO DE LOS DISEÑOS SÍSMICOS, DE UNA ESTRUCTURA DE PÓRTICOS DÚCTILES RESISTENTES A FLEXIÓN DE ACERO, USANDO LAS ESPECIFICACIONES NEC-2015, ASCE 7-16 DE LA ASOCIACIÓN ESTADOUNIDENSE DE INGENIEROS CIVILES; Y AISC DEL INSTITUTO ESTADOUNIDENSE DE CONSTRUCCIONES DE ACERO”, elaborado por los Señores ALARCÓN RAMÍREZ JIMMY HERNÁN – MUÑIZ ORRALA BYRON GREGORIO, egresados de la Carrera de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias de la Ingeniería de la Universidad Estatal Península de Santa Elena, previo a la obtención del título de Ingenieros Civiles, me permito declarar que luego de haberla dirigido, estudiado y revisado, la apruebo en su totalidad.

TUTOR



f. _____

Ing. Argudo Rodriguez Jaime Fernando, Ph.D.

La Libertad, a los 2 dias del mes de Agosto del año 2019

DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD

Nosotros, **Alarcón Ramírez Jimmy Hernán.**

Muñiz Orrala Byron Gregorio.

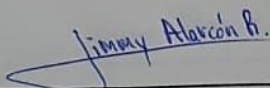
DECLARAMOS QUE:

El Trabajo de Titulación, “**Estudio comparativo de los diseños sísmicos, de una estructura de pórticos dúctiles resistentes a flexión de acero, usando las especificaciones NEC-2015, ASCE 7-16 de la Asociación Estadounidense de Ingenieros Civiles; y AISC del Instituto Estadounidense de Construcciones de Acero**”, previo a la obtención del título de **Ingeniero Civil**, ha sido desarrollado respetando derechos intelectuales de terceros conforme las citas que constan en el documento, cuyas fuentes se incorporan en las referencias o bibliografías. Consecuentemente este trabajo es de nuestra total autoría.

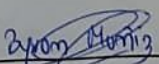
En virtud de esta declaración, nos responsabilizamos del contenido, veracidad y alcance del Trabajo de Titulación referido.

La Libertad, a los 2 días del mes de Agosto del año 2019

LOS AUTORES

f.  _____

Alarcón Ramírez Jimmy Hernán.

f.  _____

Muñiz Orrala Byron Gregorio.

AUTORIZACIÓN

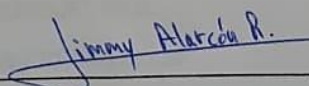
Nosotros, **Alarcón Ramírez Jimmy Hernán.**

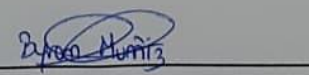
Muñiz Orrala Byron Gregorio.

Autorizamos a la Universidad Península de Santa Elena a la **publicación** en la biblioteca de la institución del Trabajo de Titulación, “**Estudio comparativo de los diseños sísmicos, de una estructura de pórticos dúctiles resistentes a flexión de acero, usando las especificaciones NEC-2015, ASCE 7-16 de la Asociación Estadounidense de Ingenieros Civiles; y AISC del Instituto Estadounidense de Construcciones de Acero**”, cuyo contenido, ideas y criterios son de nuestra exclusiva responsabilidad y total autoría.

La Libertad, a los 2 días del mes de Agosto del año 2019

LOS AUTORES

f. 
Alarcón Ramírez Jimmy Hernán.

f. 
Muñiz Orrala Byron Gregorio.



UNIVERSIDAD ESTATAL PENÍNSULA DE SANTA ELENA
Creación: Ley No. 110 R.O. No. 366 (Suplemento) 1998-07-22

La Libertad, 05 de Junio del 2019

CERTIFICADO ANTIPLAGIO

001-JFAR-2019

En calidad de tutor del trabajo de titulación denominado "ESTUDIO COMPARATIVO DE LOS DISEÑOS SÍSMICOS, DE UNA ESTRUCTURA DE PÓRTICOS DÚCTILES RESISTENTES A FLEXIÓN DE ACERO, USANDO LAS ESPECIFICACIONES NEC-2015, ASCE 7-16 DE LA ASOCIACIÓN ESTADOUNIDENSE DE INGENIEROS CIVILES; Y AISC DEL INSTITUTO ESTADOUNIDENSE DE CONSTRUCCIONES DE ACERO.", elaborado por los estudiantes ALARCÓN RAMÍREZ JIMMY HERNÁN Y MUÑIZ ORRALA BYRON GREGORIO, egresados de la CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL, de la Facultad de CIENCIAS DE LA INGENIERÍA de la Universidad Estatal Península de Santa Elena, previo a la obtención del título de INGENIERO CIVIL, me permito declarar que una vez analizado en el sistema antiplagio URKUND, luego de haber cumplido los requerimientos exigidos de valoración, el presente proyecto ejecutado, se encuentra con 6% de la valoración permitida, por consiguiente se procede a emitir el presente informe.

Adjunto reporte de similitud.

Atentamente,

ING. JAIME FERNANDO ARGUDO RODRIGUEZ, PH.D.

REGISTRO SENESCYT: 7035R-12-5519 / 7035R-12-5438

TUTOR



Reporte Urkund.

URKUND

Documento [Tesis Estructura de Acero \(ALARCON - MUÑOZ\).docx \(D53485930\)](#)

Presentado 2019-06-05 14:04 (-05:00)

Presentado por jimmyalarcon_1992@hotmail.com

Recibido jargudo.upse@analysis.orkund.com

6% de estas 74 páginas, se componen de texto presente en 16 fuentes.

Fuentes de similitud.

★ PROBAR LA NUEVA BETA DE URKUND JAIME F ARGUDO (jargudo)

Lista de fuentes Bloques

<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	FLORES_CIRO_TRABAJO_TITULACION_ESTRUCTURAS_NOVIEMBRE_2016.pdf	<input checked="" type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	http://repositorio.uta.edu.ec/bitstream/123456789/7441/1/Tesis%20788%20-%20Parra%20M...	<input checked="" type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/>		Fuentes alternativas	
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	PROYECTO DE TITULACION KAREN BAQUEDANO VALLEJO.doc	<input checked="" type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	PROYECTO DE TITULACION KAREN BAQUEDANO VALLEJO.pdf	<input checked="" type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	http://repositorio.ug.edu.ec/bitstream/redug/15567/1/BAQUEDANO_KAREN_TRABAJO_TITUL...	<input checked="" type="checkbox"/>

AGRADECIMIENTO

A Dios, por darme la fortaleza cada día para cumplir mis propósitos o metas.

A mi madre, Bertha Ramírez, por enseñarme desde niño que todo lo que una persona se propone puede lograrlo con sacrificio y perseverancia.

A mi padre, Hugo Alarcón, por el apoyo, la paciencia y consejos entregados.

Y a mis hermanos Silvana y Alberto, por depositar su confianza en mí.

A mis amigos y compañeros de universidad que siempre estuvieron alentándome para culminar esta etapa de mi vida.

A todos los ingenieros que conforman la carrera de Ingeniería Civil de la U.P.S.E. por transmitir sus experiencias y conocimientos en estos años de carrera universitaria.

Y de manera especial agradezco al Ing. Jaime Argudo por darnos a conocer su gran trayectoria como profesional, motivarnos a seguir adelante con nuestras metas y el tiempo brindado en el desarrollo de este trabajo de titulación.

Jimmy Hernán Alarcón Ramírez

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios, que me ha brindado la fuerza y sabiduría para seguir adelante y poder llegar a cumplir una meta muy importante en mi vida. A mis padres Segundo Muñiz Choez y Patricia Orrala Villón que con su esfuerzo y trabajo he podido culminar mis estudios universitarios, contando con el apoyo de ellos en todo momento, lo cual ha sido muy importante.

Al ingeniero Jaime Argudo PH.D, quién ha brindado tiempo y conocimiento para que este trabajo pueda ser culminado con éxito.

Byron Gregorio Muñiz Orrala

DEDICATORIA

Quiero dedicar el logro alcanzado a Dios por ser mi guía en estos años de carrera universitaria, a mis padres por su apoyo incondicional para cumplir este objetivo y amigos profesionales por sus consejos para culminar esta etapa de mi vida.

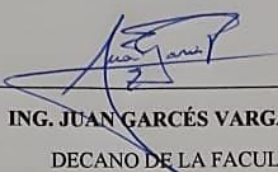
Jimmy Hernán Alarcón Ramírez

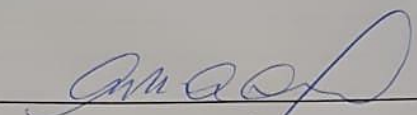
DEDICATORIA

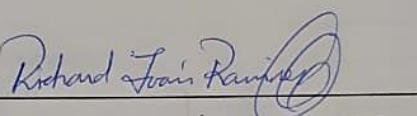
Dedico el trabajo a Dios, a mi familia y todas las personas que me han ayudado en este camino para seguir adelante y poder cumplir este objetivo en mi vida.

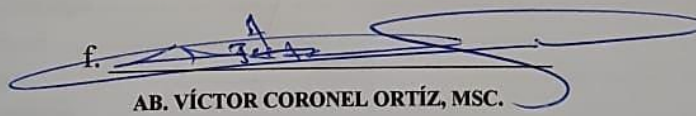
Byron Gregorio Muñiz Orrala

TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN

f. 
ING. JUAN GARCÉS VARGAS, MSC.
DECANO DE LA FACULTAD

f. 
ARQ. GILDA RUBIRA GÓMEZ, MSC.
DIRECTORA DE CARRERA

f. 
ING. RICHARD RAMÍREZ PALMA, MSC.
COORDINADOR O DOCENTE DEL ÁREA

f. 
AB. VÍCTOR CORONEL ORTÍZ, MSC.
SECRETARIO GENERAL

ÍNDICE GENERAL

AGRADECIMIENTO	VII
AGRADECIMIENTO	VIII
DEDICATORIA	IX
DEDICATORIA	X
TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN.....	¡Error! Marcador no definido.
ÍNDICE GENERAL	XI
ÍNDICE DE TABLAS.....	XVI
ÍNDICE DE GRÁFICOS.....	XVIII
RESUMEN	XX
CAPÍTULO 1	1
INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 Antecedente.....	1
1.2. Objetivos de la investigación.	3
1.2.1. Objetivo general.....	3
1.2.2. Objetivos específicos.....	3
1.3. Planteamiento del problema.	3
1.4. Justificación.....	4
1.5. Metodología.....	5
1.6. Alcance.....	5
CAPÍTULO 2	6
MARCO TEÓRICO	6
2.1. Fundamentación teórica.....	6
2.1.1. Diseño de estructuras de acero en EEUU.	6
2.1.2. Diseño de estructura de acero en Ecuador.....	8
2.2. Análisis lineal de estructura de acero.	10
2.3. Análisis no-lineal de una estructura de acero.....	13
2.3.1. Definición.	14
2.3.2. Capacidad y Demanda.....	14
2.3.3. Consideraciones para el análisis Pushover.	16
CAPÍTULO 3	18
MARCO METODOLÓGICO	18
3.1. Especificaciones ASCE 7-16.....	18

3.1.1. Clasificación de edificios y otras estructuras, categorización del peligro.....	18
3.1.2. Combinaciones de cargas.....	19
3.1.3. Cargas muertas.	20
3.1.4. Cargas vivas.....	20
3.1.5. Sitios de fallas.....	21
3.1.6. Coeficientes de sitio.....	22
3.1.7. Parámetros de aceleración espectral de diseño.....	23
3.1.8. Espectro de respuesta de diseño.....	24
3.1.9. Categoría de diseño sísmico.....	25
3.1.10. Requisitos de diseño sísmico para estructuras de construcción.	25
3.1.11. Peso sísmico efectivo.....	26
3.1.12. Cortante basal de diseño.....	26
3.1.13. Distribución horizontal de fuerzas.....	29
3.1.14. Momentos torsionales y torsión accidental en ASCE 7-16.....	29
3.1.15. Determinación de la deriva de piso.....	32
3.1.16. Efectos P-Delta.....	34
3.2 Fundamentos del ANSI/AISC 360-16.....	36
3.2.1. Requisitos de diseño.....	36
3.2.2. Diseño de miembros en compresión.....	38
3.2.3. Diseño de miembros en flexión.....	40
3.2.4. Diseño de miembros en corte.....	43
3.2.5. Diseño de conexiones.....	44
3.3. Fundamentos del ANSI/AISC 341-10.....	45
3.3.1. Materiales.....	45
3.3.2. Requisitos generales de diseño.....	46
3.3.3. Sistemas pórticos especiales a momento (SMF).....	49
3.3.4. Conexiones en pórticos especiales de momento (SMF).....	51
3.4. Fundamentos ANSI/AISC 358-10.....	55
3.4.1. Tipos de Conexiones Precalificadas.....	55
3.4.2. Diseño de sección de viga reducida (RBS).....	55
3.4.3 Diseño de ala soldada sin refuerzo y alma soldada (WUF-W).....	65
3.5. Fundamentos Cargas No Sísmicas (NEC-SE-CG).....	71
3.5.1. Definición.....	71
3.5.2. Combinaciones de cargas.....	71
3.5.3. Cargas muertas y Cargas Vivas.....	71
3.5.4. Cargas de viento y granizo.....	71

3.6. Fundamentos Peligro Sísmico (NEC-SE-DS).....	72
3.6.1. Definición.	72
3.6.2. Zonificación sísmica y factor de zona (Z).	72
3.6.3. Coeficientes de perfil de suelo F_a , F_d y F_s	73
3.6.4. Espectro elástico de aceleración horizontal de diseño.....	74
3.6.5. Cortante basal de diseño (V).....	76
3.6.6. Control de la deriva de piso (Derivas Inelásticas Δ).	84
3.6.7. Distribución horizontal del cortante.	85
3.6.8. Momentos torsionales horizontales y torsión accidental.....	85
3.6.9. Efectos de segundo orden P- Δ e índice de estabilidad Q_i	85
3.7. Fundamentos para el diseño de Estructuras de Acero (NEC-SE-AC).	87
3.7.1. Definición.	87
3.7.2. Diseño basado en factores de carga y resistencia (DFCR).	87
3.7.3. Especificaciones para los materiales.....	87
3.7.4. Diseño de miembros.	87
3.7.5. Diseño de conexiones, juntas y sujetadores.	87
3.7.6. Pórticos especiales a momento (PEM).	88
3.7.7. Conexiones precalificadas para pórticos especiales a momento.	91
3.7.8. Conexión con viga de sección reducida.	91
CAPÍTULO 4	92
ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN CON ESTRUCTURA DE ACERO.....	92
4.1. Especificaciones generales de la edificación.....	92
4.2. Pre-dimensionamiento de los elementos estructurales de acero.....	94
4.2.1. Cálculo de carga muerta.	94
4.2.2. Especificación de la carga viva.	96
4.2.3. Diseño del sistema de losa.....	97
4.2.4. Diseño de nervio (N).	98
4.2.5. Diseño de viga secundaria (VS).....	100
4.2.6. Pre-dimensionamiento de viga principal (VP).	102
4.2.7. Pre-dimensionamiento de las columnas.....	105
4.3. Análisis de la estructura para pre-diseño.	109
4.3.1. Carga sobrepuesta de cada pórtico.	109
4.3.2. Centro de masa y centro de rigidez de la estructura.....	113
4.3.3. Cortante basal de pre-diseño de la estructura.	116
4.3.4. Análisis lineal del pre-diseño según especificaciones ASCE 7-16.	123
4.3.5. Análisis lineal del pre-diseño según especificaciones NEC-15.	127

4.3.6. Pre-diseño de la estructura.....	131
4.4. Análisis con dimensiones finales para los elementos.....	136
4.4.1. Cortante basal del diseño.....	136
4.4.2. Diseño definitivo de la estructura.....	139
4.4.3. Diseño de sección de viga reducida.....	139
4.4.4. Diseño de Ala soldada sin refuerzo y alma soldada (WUF-W) para diseño NEC-15.	144
4.5. Verificación del desempeño sísmico de la estructura.....	148
4.5.1. Comportamiento No Lineal del diseño ASCE 7-16.....	148
4.5.2. Comportamiento No Lineal del diseño NEC-15.....	152
CAPÍTULO 5.....	155
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	155
5.1. Conclusiones.....	155
5.2. Recomendaciones.....	158
REFERENCIAS.....	163
ANEXOS.....	166

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Tipos de aceros más usados y sus aplicaciones.	9
Tabla 2: Categoría de riesgo de edificios y otras estructuras para inundaciones, vientos, nieve, terremotos y cargas de hielo.	18
Tabla 3: Factores de importancia por categoría de riesgo de edificios y otras -estructuras para cargas de nieve, hielo y terremotos.	19
Tabla 4: Pesos unitarios de materiales de construcción.	20
Tabla 5: Mínimo de cargas vivas uniformemente distribuidas y cargas concentradas.	21
Tabla 6: Coeficiente de sitio de periodo cortó F_a	22
Tabla 7: Coeficiente de sitio de largo plazo F_v	23
Tabla 8: Categoría de diseño sísmico basada en el parámetro de aceleración de respuesta de corto período.	25
Tabla 9: Categoría de diseño sísmico basada en el parámetro de aceleración de respuesta del período de 1 s.	25
Tabla 10: Coeficientes de diseño y factores para el sistema estructural de este estudio.	26
Tabla 11: Valores de los parámetros del período aproximado C_t y x	28
Tabla 12: Irregularidades estructurales horizontales de tipo torsional.	31
Tabla 13: Deriva permisible de piso.	32
Tabla 14: Razones Ancho-Espesor: Elementos en Compresión. Miembros sujetos a compresión axial.	37
Tabla 15: Razones Ancho-Espesor: Elementos en Compresión. Miembros sometidos a Flexión.	38
Tabla 16 : Factores de ajustes por imperfecciones en ancho efectivo c_1 y c_2	40
Tabla 17 : Valores de R_y para acero y Materiales de refuerzo de acero.	46
Tabla 18: Propiedades de clasificación de metales de relleno para soldaduras de sistemas resistentes a la fuerza sísmica.	46
Tabla 19: Limitación de las relaciones de ancho a espesor para elementos de compresión para miembros altamente dúctiles.	47
Tabla 20: Limitación de las relaciones de ancho a espesor para elementos de compresión para miembros altamente dúctiles.	48
Tabla 21: Conexiones de Momento Precalificado.	55
Tabla 22: Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.	73
Tabla 23: Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto (F_a)	73
Tabla 24: Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca (F_d).	73
Tabla 25: Comportamiento inelástico del subsuelo (F_s).	73
Tabla 26: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.	77
Tabla 27: Coeficiente C_t y α	78
Tabla 28: Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles.	78
Tabla 29: Configuraciones estructurales no recomendadas.	79
Tabla 30: Coeficientes de irregularidad en planta.	80
Tabla 31: Configuraciones estructurales recomendadas.	82
Tabla 32: Coeficientes de irregularidad en elevación.	83
Tabla 33: Coeficiente K.	84
Tabla 34: Valores de Δ_M máximo permisible, expresados como fracción de la altura de piso.	85
Tabla 35: Carga muerta de losa tipo (Piso 1-7).	96
Tabla 36: Carga muerta de losa tipo (Piso 8).	96

Tabla 37: Cuadro de capacidades de Carga Novalosa 55.	97
Tabla 38: Cargas sobreimpuestas en pórticos $VP_{x1} - VP_{x6}$ para piso 1-7.	110
Tabla 39: Cargas sobreimpuestas en pórticos $VP_{x1} - VP_{x6}$ para piso 8.	111
Tabla 40: Cargas sobreimpuestas en pórticos $VP_{yA} - VP_{yF}$ para piso 1-7.	112
Tabla 41: Cargas sobreimpuestas en pórticos $VP_{yA} - VP_{yF}$ para piso 8.	112
Tabla 42: Cargas de servicios en cada eje en dirección X.	113
Tabla 43: Cargas de servicios en cada eje en dirección Y.	114
Tabla 44: Centro de rigidez del pre-diseño (ASCE 7-16).	114
Tabla 45: Centro de rigidez del pre-diseño (NEC-15).	115
Tabla 46: Peso total de cada piso (NEC-15).	118
Tabla 47: Distribución de fuerzas Horizontales (NEC-15).	118
Tabla 48: Peso por piso (ASCE7-16).	121
Tabla 49: Distribución fuerzas horizontales (ASCE7-16).	122
Tabla 50: Derivas inelásticas con sismo en dirección X (ASCE7-16).	125
Tabla 51: Derivas inelásticas con sismo en dirección Y (ASCE7-16).	126
Tabla 52: Control por irregularidad torsional con sismo en dirección X (ASCE7-16).	126
Tabla 53: Control por irregularidad torsional con sismo en dirección Y (ASCE7-16).	126
Tabla 54: Control índice de estabilidad con sismo en dirección X (ASCE7-16).	127
Tabla 55: Control índice de estabilidad con sismo en dirección Y (ASCE7-16).	127
Tabla 56: Derivas inelásticas con sismo en dirección X (NEC-15).	128
Tabla 57: Derivas inelásticas con sismo en dirección Y (NEC-15).	129
Tabla 58: Irregularidad torsional con sismo en dirección X (NEC-15).	129
Tabla 59: Irregularidad torsional con sismo en dirección Y (NEC-15).	129
Tabla 60: Índice de estabilidad con sismo en dirección X (NEC-15).	130
Tabla 61: Índice de estabilidad con sismo en dirección Y (NEC-15).	130
Tabla 62: Peso por piso final (ASCE7-16).	136
Tabla 63: Distribución fuerzas horizontales finales (ASCE7-16).	137
Tabla 64: Peso por piso final (NEC-15).	138
Tabla 65: Distribución fuerzas horizontales finales (NEC-15).	138
Tabla 66: Patrón de carga (ASCE7-16).	148
Tabla 67: Resultados de la gráfica capacidad vs desplazamiento (ASCE7-16).	150
Tabla 68: Patrón de carga (NEC-15).	152
Tabla 69: Resultados de la gráfica capacidad vs desplazamiento (NEC-15).	153

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 1: Perfiles W.	7
Gráfico 2: Relación fuerza-desplazamiento.	12
Gráfico 3: Ciclos de Histéresis.	13
Gráfico 4: Estático No Lineal.	14
Gráfico 5: Curva de capacidad.	15
Gráfico 6: Representación bilineal de la capacidad espectro.	15
Gráfico 7: Rótulas plásticas.	17
Gráfico 8: Espectro de respuesta de diseño.	23
Gráfico 9: Factor de amplificación torsional A_x	31
Gráfico 10: Determinación de la deriva de piso.	33
Gráfico 11: Conexión con placas de continuidad.	53
Gráfico 12: Conexión de sección de viga reducida.	57
Gráfico 13: Diagrama de cuerpo libre entre el centro de RBS y la cara de la columna.	62
Gráfico 14: Detalles generales de la conexión del ala de la viga a la columna.	68
Gráfico 15: Detalles en la parte superior e inferior de la conexión de corte de placa.	69
Gráfico 16: Zona sísmica y valor del factor de zona z	72
Gráfico 17: Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.	74
Gráfico 18: Pórticos especiales a momento.	88
Gráfico 19: Ángulo de deriva de entrepiso.	89
Gráfico 20: Elevación del edificio.	92
Gráfico 21: Planta de la edificación modelo.	93
Gráfico 22: Steel Deck a usarse en la edificación modelo.	94
Gráfico 23: Área tributaria de nervios.	98
Gráfico 24: Perfil de Nervio.	99
Gráfico 25: Área tributaria de Viga Secundaria.	100
Gráfico 26: Perfil de Viga Secundaria.	101
Gráfico 27: Área tributaria de viga principal.	102
Gráfico 28: Perfil de Viga principal.	105
Gráfico 29: Área tributaria de columna.	106
Gráfico 30: Perfiles de columnas.	107
Gráfico 31: Perfiles de columna tubulares.	108
Gráfico 32: Cargas sobreimpuestas en pórticos $VP_{x1} - VP_{x3}$	109
Gráfico 33: Cargas sobreimpuestas en pórticos $VP_{x4} - VP_{x6}$	110
Gráfico 34: Cargas sobreimpuestas en pórticos $VP_{yA} - VP_{yC}$	111
Gráfico 35: Cargas sobreimpuestas en pórticos $VP_{yD} - VP_{yF}$	111
Gráfico 36: Ubicación final de columnas de perfil W.	115
Gráfico 37: Espectro de diseño para Santa Elena de suelo tipo C.	117
Gráfico 38: Comparación de Espectros de diseño Santa Elena - El Centro (California).	120
Gráfico 39: Modelo Etabs (Estructura no definida).	123
Gráfico 40: Deformada del edificio con sismo en dirección X (ASCE7-16).	125
Gráfico 41: Deformada del edificio con sismo en dirección X (NEC-15).	128
Gráfico 42: Columna tubular cuadrada con placas interiores.	134
Gráfico 43: Detalle de diagrama de cuerpo libre.	140
Gráfico 44: Conexión de sección viga reducida – Vista lateral.	143
Gráfico 45: Detalle de diagrama de cuerpo libre.	145

Gráfico 46: Conexión precalificada (WUF-W) – Vista lateral.	147
Gráfico 47: Curva Pushover (ASCE7-16).	149
Gráfico 48: Rótula plástica en etapa 9 (ASCE7-16).	151
Gráfico 49: Curva Pushover (NEC-15).	152
Gráfico 50: Rótula plástica en etapa 9 (NEC-15).	154
Gráfico 51: Headed Studs in Steel Deck System.	158
Gráfico 52: Sección HSS con placas internas - hormigón.	158
Gráfico 53: Sección HSS con placas internas (Construcción Ecuador).	159
Gráfico 54: Pórticos especiales con arriostramiento en X en cada entrepiso (Construcción Ecuador).	160
Gráfico 55: Pórticos especiales con arriostramiento simple (Construcción Ecuador).	160
Gráfico 56: Conexión viga - columna (Construcción Ecuador).	161
Gráfico 57: Conexión viga – columna soldada (Construcción Ecuador).	162

“ESTUDIO COMPARATIVO DE LOS DISEÑOS SÍSMICOS, DE UNA ESTRUCTURA DE PÓRTICOS DÚCTILES RESISTENTES A FLEXIÓN DE ACERO, USANDO LAS ESPECIFICACIONES NEC-2015, ASCE 7-16 DE LA ASOCIACIÓN ESTADOUNIDENSE DE INGENIEROS CIVILES; Y AISC DEL INSTITUTO ESTADOUNIDENSE DE CONSTRUCCIONES DE ACERO.”

Autor: Alarcón Ramírez Jimmy Hernán.

Autor: Muñiz Orrala Byron Gregorio.

Tutor: Ing. Jaime Fernando Argudo Rodríguez, PH.D.

RESUMEN

En el presente trabajo de titulación se presentan los diseños sísmicos de un edificio con pórticos de acero estructural de ocho pisos ubicado en la Provincia de Santa Elena con base a las especificaciones de las normas estadounidenses, ASCE7-16, AISC 360-16, AISC 341-10, AISC 358-10, y las especificaciones de la NEC SE DS (Peligro sísmico – Diseño Sismo Resistente), NEC SE CG (Cargas no sísmicas), NEC SE AC (Estructuras de acero) de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15, mediante el método de Diseño de Factores de Carga y Resistencia (LRFD).

Se realizan modelos matemáticos para el análisis de tipo lineal elástico (Análisis Estático Equivalente) y no lineal a carga estática incremental (Tipo Pushover) que permitirá obtener resultados del desempeño de la estructura ante eventos sísmicos en base de las normas especificadas e identificar las fortalezas y debilidades que posee la normativa ecuatoriana en el diseño de estructuras de acero, los resultados serán de utilidad para que en estudios posteriores se puedan proponer reformas y actualizaciones a la norma ecuatoriana de la construcción (NEC-15).

Palabras Claves: Diseño sísmico de estructura de acero, ASCE 7-16, AISC 358-10, AISC 360-16, AISC 341-10, NEC-15, sistema de pórticos especiales a momento, Análisis Estático Lineal, Análisis No Lineal (Pushover).

ABSTRACT

The seismic design of eight story building is presented in this graduation paper. The building is designed with a special moment resistant frame system (SMRF) and is located in Santa Elena province. Seismic design is based on specifications from U.S. codes: ASCE7-16, AISC 360-16, AISC 341 -10, AISC 358-10, and specifications from Ecuadorian codes: NEC SE DS (Seismic Hazard - Earthquake Resistant Design), NEC SE CG (Non-Seismic Loads), NEC SE AC (Steel Structures). The Load and Resistance Factor Design (LRFD) method is used for both code standards.

Mathematical models are carried out for linear elastic analysis (Static Analysis) and nonlinear, analysis using the (Method Pushover). Seismic performance design based of structures is conducted using U.S. and Ecuadorian code provisions and design are compared to identify strengths and weaknesses in the Ecuadorian code specifications for steel structures. Results will be useful future studies which can propose reforms and updates to the Ecuadorian code (NEC-15).

Code Words: Seismic designs of steel structure, ASCE 7-16, AISC 358-10, AISC 360-16, AISC 341-10, NEC-15, special moment frames system, Linear Static Analysis, Non-Linear Analysis (Pushover).

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedente.

Desde hace mucho tiempo atrás y en la actualidad, las normativas o reglamentos de diseño de estructuras ante eventos sísmicos se han realizado con la filosofía de que la estructura debe resistir sismos leves sin daños, sismos moderados con daños estructurales pequeños y sismos severos con daños estructurales moderados, evitando el colapso de la edificación.

Para lograr este objetivo, los ingenieros estructurales han desarrollado cambios en los sistemas estructurales, materiales y técnicas de construcción, para obtener un comportamiento dúctil en las estructuras.

Durante el terremoto suscitado en Ecuador el 16 de abril del 2016 en la ciudad de Pedernales, provincia de Manabí, con una magnitud de $M_w = 7.8$ en la escala de Momento Sísmico de Hanks y Kanamori, muchas edificaciones de dos o más pisos fueron afectadas, algunas de ellas sufrieron daños severos e incluso existieron estructuras colapsadas provocando la muerte de muchas personas.

Las estructuras menos afectadas por el sismo fueron edificaciones de acero en comparación con las edificaciones construidas con concreto, debido a que no existían en las áreas de mayor intensidad sísmica muchas edificaciones de ese tipo y la construcción de ellas resulta en estructuras más flexibles que aparentemente fueron menos solicitadas por el sismo. Adicionalmente, estas estructuras tienen menos masa que las estructuras de hormigón o mampostería, dando como resultado que tengan que soportar menos fuerza sísmica. Luego de esta buena experiencia, se observa hoy por hoy, una tendencia a incrementar la construcción con acero, lamentablemente con mucho desapego respecto del cumplimiento de las normas sísmicas vigentes nacionalmente e internacionalmente.

En Ecuador la mayor parte de edificaciones son de hormigón armado, por su buen desempeño estructural históricamente preferido de este material, aunque en los últimos años se ha incrementado el número de edificios de acero de uso comercial.

Por la frecuente actividad sísmica que se presenta en nuestro país, se sabe que el acero es uno de los materiales dúctiles por naturaleza y por ende estas estructuras bien diseñadas son muy competentes para desarrollar un comportamiento dúctil para edificios de menos de 30 metros de altura, las estructuras preferidas con este material son los pórticos, los que se definen con elementos vigas y columnas conectadas con nodos de ángulo de 90°, formando conexiones que dan integridad y seguridad al ensamblaje. Es fundamental, que el diseño use conexiones precalificadas por una normativa sísmica.

La construcción con este material es arquitectónicamente muy versátil y los pórticos de acero poseen gran ventaja con relación a los pórticos de hormigón armado. Este se debe a que es posible lograr gran amplitud de espacio dentro del edificio, con luces de mayor dimensión, además, son estructuras que debido a su ductilidad disipan grandes cantidades de energía producida por las fuerzas de un sismo.

Entre los aspectos que demuestran desventaja se tiene, que las estructuras con este material pueden ser muy flexibles y experimentar mucho daño de tipo no-estructural y grandes derivas que afecten su desempeño; en un caso extremo, incluso su estabilidad lateral a grandes deformaciones resulta afectada. Para que la construcción con acero de pórticos de muchos pisos, tenga buen desempeño durante terremotos, se requiere que se proyecten con normas y códigos de diseño, los que especifican los parámetros límites de su correcto diseño y el tipo de desempeño estructural que deben cumplir ante eventos sísmicos de diferente nivel de intensidad.

El concepto fundamental para un buen desempeño sísmico de una estructura se basa en que las rótulas plásticas se formen en las vigas y no en las columnas o en la conexión viga-columna. Al diseñarse con límites para las deformaciones inelásticas máximas, revisar que los desplazamientos de la estructura no excedan límites permisibles, se controla el desempeño sísmico, se mejora el desempeño con adecuada rigidez elástica y detalles dúctiles para un buen comportamiento inelástico con lo que se controla, además reduce el potencial de daño de la estructura.

1.2. Objetivos de la investigación.

1.2.1. Objetivo general.

Realizar los diseños sísmicos de una estructura compleja de acero mediante análisis elástico e inelástico y comparar su desempeño sísmico conforme las especificaciones NEC-15 y ASCE 7-16.

1.2.2. Objetivos específicos.

- Hacer el diseño de la estructura, utilizando criterios básicos aprendidos en la Carrera de Ingeniería Civil y las normas nacionales e internacionales vigentes.
- Evaluar el desempeño sísmico de una estructura de acero diseñada con las normativas americanas ASCE 7-16, AISC 360-16, AISC 341-10 y AISC 358-10.
- Evaluar el desempeño sísmico de una estructura de acero diseñada con la normativa ecuatoriana NEC-15.
- Obtener conclusiones y recomendaciones a partir de un estudio comparativo de los análisis y diseños obtenidos usando las normas correspondientes.
- Hacer recomendaciones para estudios futuros de comparación costo/beneficio de la construcción sismo-resistente de acero versus hormigón armado y de aquella diseñada con normas estadounidenses y normas nacionales versus aquellas que no se diseñan apegadas a las normas.

1.3. Planteamiento del problema.

La mayoría de las estructuras colapsadas luego del terremoto suscitado en Pedernales el 16 de abril del 2016 no tenían un diseño sísmico competente, muchas de ellas se originaron en la informalidad de las construcciones, matizada por carencia de dirección técnica profesional y exceso de consideraciones económicas. Algunas estructuras con pobre desempeño sísmico, en su principio fueron diseñadas en función de una carga menor, la que fue aumentada en el tiempo, provocando así debilidad en sus columnas por el aumento de carga. En su mayoría, en las estructuras que sufrían este problema se habían agregado pisos nuevos, sin consideraciones de reforzamiento y revisión del diseño original. Según el censo realizado en el 2010 por parte INEC (Instituto Nacional

de Estadística y Censos), no exclusivamente en la provincia de Manabí, sino a nivel nacional existían 4.6 millones de viviendas construidas de manera informal, sin diseño y supervisión técnica calificada, las que estarían en peligro de un desastre ante la acción de un sismo con características destructivas.

Otro motivo del colapso de estructuras se debió a que se encontraban asentados en suelos inestables a sismos u otro tipo de efectos como amplificación de las intensidades sísmicas in situ, lo que pudo coincidir con la falta de estudios geotécnicos suficientes y adecuados para realizar una estructura de gran altura sobre una cimentación deformable y suelo con posibilidad de perder resistencia ante el evento de un terremoto. Durante el terremoto de Pedernales 2016, se pudo notar que las estructuras no estuvieron diseñadas para soportar las cargas originadas en un terremoto de Intensidad Mercalli MMI = VIII, demostrándose que es necesario mejorar la práctica constructiva sismo-resistente en el Ecuador.

1.4. Justificación.

Debido a que el Ecuador se encuentra en zona de peligro sísmico generado por el cinturón de fuego del Pacífico, donde la actividad sísmica es muy significativa, las edificaciones están expuestas a sufrir daños severos en su estructura, cuando no son sísmicamente bien diseñadas.

Cuando la intensidad de los sismos es igual o mayor a MMI = VIII, con el colapso de una estructura puede ocurrir el deceso irreparable de personas, pérdidas económicas y se requiere de tiempo para recuperar el daño de materiales. Por este motivo, es importante tener responsabilidad y estudiar el correcto diseño estructural de una edificación sismo-resistente. En el Ecuador las normativas utilizadas están basadas en las normas norteamericanas, sin embargo, hay ciertos criterios que han sido modificados y otros que no están claros, provocando dudas por parte del diseñador que utiliza las normas locales.

El estudio comparativo realizado con las especificaciones norteamericanas y ecuatoriana brinda información necesaria sobre el comportamiento de las estructuras en un sismo, para que posteriormente se identifiquen con claridad las diferencias en la forma del diseño en el Ecuador y los resultados de diseñar conforme las normas de los Estados Unidos.

Los resultados de este Trabajo de Titulación permitirán identificar las fortalezas y debilidades que posee la normativa ecuatoriana en el diseño de estructuras de acero y los resultados serán de utilidad para que estudios posteriores puedan proponer reformas y actualizaciones a la norma ecuatoriana de la construcción NEC-15.

1.5. Metodología.

Los diseños serán analizados con las combinaciones de carga de las normas NEC-15 y ASCE 7-16, usando modelos matemáticos de tipo lineal elástico (Análisis Estático Equivalente) y no lineal a carga estática incremental (Tipo Pushover) para posteriormente diseñarla usando los criterios de desempeño sísmico de la norma NEC-15, ASCE 7-16 y AISC para cuatro niveles de amenaza sísmica caracterizada por sismos frecuentes, ocasionales, raros y muy raros.

1.6. Alcance.

Se diseñará y analizará un modelo matemático tridimensional de una estructura de acero de 8 pisos siguiendo las normas americanas AISC, ASCE y la normativa ecuatoriana NEC-15 mediante el programa de análisis computacional ETABS (Análisis lineal) y SAP2000 (Análisis no-lineal), donde se podrá observar el comportamiento de esta estructura ante las fuerzas de sismos de diferente intensidad, logrando así estudiar si el modelo elaborado tiene buen desempeño limitando daño y previniendo colapso, además el campo del estudio de diseño no queda condicionado solo a los Estados Unidos sino que también es aplicable al Ecuador o a cualquier país del mundo donde las normas locales sean iguales o similares a las especificaciones estadounidenses.

CAPÍTULO 2

MARCO TEÓRICO

2.1. Fundamentación teórica.

2.1.1. Diseño de estructuras de acero en EEUU.

Los primeros perfiles estructurales de acero hechos en Estados Unidos en 1819, fueron ángulos de hierro laminados. Las vigas I se laminaron por primera vez en ese país en 1884 y la primera estructura reticular (el edificio de la Home Insurance Company de Chicago) fue montada en ese año. Durante esos primeros años, diversas laminadoras fabricaron sus propios perfiles y publicaron catálogos con las dimensiones, pesos y otras propiedades de esas secciones. En 1986, la Association of American Steel Manufacturers (Asociación Americana de Fabricantes de Acero; actualmente llamada Instituto Americano del Hierro y el Acero, AISI) hizo los primeros esfuerzos para estandarizar los perfiles. En la actualidad casi todos los perfiles estructurales se encuentran estandarizados, aunque sus dimensiones exactas pueden variar un poco de laminadora a laminadora. (Angulo Pozo, 2009)

El acero estructural puede laminarse en forma económica en una gran variedad de formas y tamaños sin cambios apreciables en sus propiedades físicas. Generalmente los miembros estructurales más convenientes son aquellos con grandes momentos de inercia en relación con sus áreas. Por lo general los perfiles de acero estructural se designan por la forma de sus secciones transversales, entre ellos se tienen: los ángulos estándar (perfiles L), canales (perfiles C), vigas de patín ancho (perfiles W), vigas estándar estadounidenses (perfiles S), tubo estructural y tubería. Sin embargo, es necesario hacer una clara distinción entre las vigas S y las vigas W ya que ambas se nombran con frecuencia en las conversaciones generales como “vigas I”, porque la forma del corte transversal se parece a la I mayúscula. (Angulo Pozo, 2009)

Actualmente, la mayor parte de los perfiles y las placas de acero estructural que se producen en Estados Unidos se hacen fundiendo la chatarra de acero. Ésta se obtiene de automóviles viejos y de la chatarra de los perfiles estructurales, así como de refrigeradores, motores, máquinas de escribir, resortes de camas y otros artículos similares de desecho. El acero fundido se vierte en moldes que tienen aproximadamente las formas finales de los miembros. Las secciones resultantes, que

se hacen pasar por una serie de rodillos para comprimirlos hasta su forma final, tienen mejor superficie y menores esfuerzos residuales que el acero recién hecho. El acero estructural puede laminarse en forma económica en una gran variedad de formas y tamaños sin cambios apreciables en sus propiedades físicas. (Angulo Pozo, 2009)

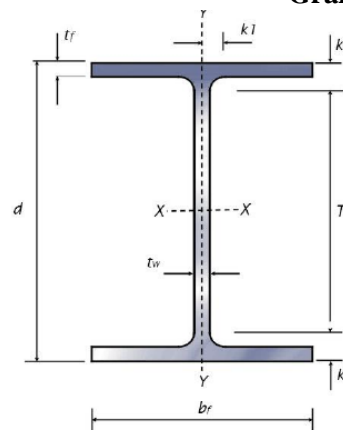
Generalmente los miembros estructurales más convenientes son aquellos con grandes momentos de inercia en relación con sus áreas. Los perfiles I, T, y C, que son de uso tan común, se sitúan en esta clase. (McCormac, 2012)

Perfiles W.

Los perfiles I tienen esta propiedad, generalmente se designan por la forma de sus secciones transversales, estas vigas son de patín ancho externa con una pendiente máxima de 1:20 en el interior, dependiendo de su procedencia y fabricación.

Se caracterizan por tener alas perpendiculares al alma, de caras paralelas, rectilíneas y de espesor constante que dejan ángulos redondeados en los encuentros interiores entre el ala y el alma. Son muy utilizados en la fabricación de estructuras, ya que su geometría paralela y rectilínea facilita las uniones, conexiones y encajes. (Alacero, s.f.)

Gráfico 1: Perfiles W.



- d = Profundidad, tamaño (Depth)
- b_f = ancho del ala (Flange Width)
- t_f = espesor del ala (Flange Thickness)
- t_w = espesor del alma (Web Thickness)
- T = Distancia sin curvatura
- k = Distancia con curvatura en eje X
- k_1 = Distancia con curvatura en eje Y
- X = Eje X-X (Axis X-X)
- Y = Eje Y-Y (Axis Y-Y)

Fuente: (Steel Construction Manual, 2005)

2.1.2. Diseño de estructura de acero en Ecuador.

En un territorio como el ecuatoriano que se presenta o se caracteriza por tener zonas sísmicas de alto riesgo, la construcción con acero ha demostrado un comportamiento altamente satisfactorio ante esos fenómenos naturales por la ductilidad que caracteriza el material siderúrgico. En términos de espacio útil, el acero representa una gran eficiencia constructiva al permitir claros más grandes que con la construcción tradicional de hormigón armado. A la vez, las menores dimensiones de los miembros estructurales de acero respecto a las secciones de concreto permiten un uso eficiente del espacio. (Dipac)

El acero es un material más resistente que el hormigón por unidad de volumen, esto crea la oportunidad de diseñar estructuras más esbeltas que las fundidas con hormigón.

Algunas desventajas del acero estructural:

- Costo de mantenimiento: La mayor parte de los aceros son susceptibles a la corrosión al estar expuestos al agua y al aire y, por consiguiente, deben pintarse periódicamente.
- Costo de la protección contra el fuego: Aunque algunos miembros estructurales son incombustibles, sus resistencias se reducen considerablemente durante los incendios.

Además, se ha comprobado que por su gran capacidad de conducir calor ha provocado la propagación de incendios, elevando la temperatura de habitaciones donde no hay flamas o chispas de ignición más por el alto calor conducido ha logrado inflamar otros materiales usuales como madera, tela y otros.

- Susceptibilidad al pandeo: Es decir, entre más esbeltos sean los miembros a compresión, mayor es el peligro de pandeo. El acero tiene una alta resistencia por unidad de peso, pero al utilizarse como columnas no resulta muy económico ya que debe usarse bastante material, solo para hacer más rígidas las columnas contra el posible pandeo. Sin embargo, cabe la posibilidad de usar perfiles que tengan dentro sus propiedades grandes momentos de inercia abundando a mitigar esta desventaja. (Instituto Tecnológico de Costa Rica, 2007)

- La flexibilidad de un diseño basado en resistencia última sin centro de rigidez puede generar excesivas derivas laterales sísmicas no admisibles para control de estabilidad lateral.
- Incompatibilidad de la mayor deformabilidad por flexibilidad del acero en algunos materiales no estructurales rígidos como mampostería.

Tabla 1: Tipos de aceros más usados y sus aplicaciones.

Tipo ASTM	Acero	Formas	Usos
A-36	Al carbono.	Perfiles y barras.	Puentes, edificios, estructuras en general, empernados, remachados y soldados.
A-529	Al carbono.	Perfiles doblados en caliente, tubo sin costura y barras hasta 1/5pulg.	Edificios y construcciones relativas a edificios remachados, atornillados o soldados.
A-441	Alta resistencia y baja aleación.	Perfiles doblados en caliente, tubo sin costura y barras hasta 1/5pulg.	Estructuras remachadas, empernadas o soldadas, pero principalmente para puentes y edificios soldados.

Fuente: (Angulo Pozo, 2009)

En el Ecuador la mayor parte de estructuras de acero están diseñadas con perfiles estructurales tubulares debido a los beneficios que ofrecen. Los tubos estructurales soldados ofrecen grandes ventajas sobre los clásicos perfiles estructurales W, C, M, S, tales como: su forma cerrada bajo peso mejor comportamiento a esfuerzos de torsión y brindan una mejor resistencia al pandeo lateral torsional. Además, presentan facilidad de montaje, lo cual permite realizar de mejor manera uniones simples que incluyan soldadura, superficies exteriores reducidas, sin ángulos vivos, permitiendo un fácil mantenimiento y protección contra corrosión. (Dipac)

Algunas de las desventajas existentes:

- Pandeo local por una menor relación ancho/espesor de acuerdo con lo especificado en las normas establecidas.
- Falta de acceso al interior para mantenimiento del acero estructural.

2.2. Análisis lineal de estructura de acero.

La norma sismo-resistente de cada país adopta criterios de validez para la selección de los métodos de análisis, estableciendo los alcances y modalidades de aplicación de procedimiento de análisis lineal elásticos. El método estático equivalente se basa en la estimación del período fundamental de vibración mediante fórmulas aproximadas para cuantificar la fuerza cortante en la base o corte basal. (Alacero, 2015)

Cuando se usa el método de análisis dinámico espectral lineal elástico, tanto en la estimación del cortante basal como en su distribución vertical, se incorpora el efecto de los modos superiores al fundamental, los que dependen de la flexibilidad de la edificación y de las características del espectro sísmico especificado. La distribución vertical de la fuerza cortante basal en cada dirección de análisis en el método estático equivalente proviene de considerar una distribución que puede ser lineal hasta parabólicas, de las aceleraciones del primer modo de vibración y la influencia de los modos superiores se incorpora mediante el uso de un exponente $2 > k > 1$ que modifica la distribución de fuerzas sobre la elevación de la estructura. (Alacero, 2015)

Obtenidas las fuerzas cortantes en cada nivel se revisan los efectos de segundo orden y los traslacionales. El control de los efectos de segundo orden o $P-\Delta$ puede conducir a incrementos en la deflexión lateral o deriva calculados en los centros de masa de cada nivel, pero la verificación de las derivas debe hacerse en dirección principal de movimiento donde se tienen planos de elementos resistentes a sismos y en cada dirección transversales a 90° de la dirección principal analizada tales como (pórticos, pórticos arriostrados, muros), añadiendo los efectos torsionales. La distribución de las fuerzas laterales entre los distintos planos resistentes transversales puede abordarse de manera exacta mediante el uso de matrices de rigidez, tal como se hace en los programas de computadores, o de forma aproximada usando las rigideces laterales de entresijos. (Alacero, 2015)

Aún con las facilidades para realizar análisis dinámicos, todas las normas establecen el control del corte basal dinámico usando como umbral mínimo el 80% del valor del cortante basal calculado con el método estático equivalente. Desde un punto de vista general, el método estático equivalente resulta ser un poco conservador para el análisis de estructuras sin torsión, pero su principal ventaja es su simplicidad. (Alacero, 2015)

El método estático equivalente es una simplificación usada en el análisis para las fuerzas sísmicas que soportan la estructura durante un sismo. El cortante basal es la fuerza total sísmica que se encuentra en la base de la estructura, el cual depende principalmente del coeficiente sísmico. (Pérez Alvarado, 2017)

Se modela la acción sísmica que soporta la estructura con la distribución cargas laterales sobre cada nivel del edificio, correspondiente en el primer modo de vibración considerando la rigidez lineal elástica y el amortiguamiento viscoso equivalente y constante de manera que se acerquen a valores esperados, para cargar cerca del punto de resistencia elástica límite o de resistencia. La demanda del sismo de diseño representado por las fuerzas laterales estáticas, tiene una resultante que equivale al denominado cortante basal. (Karen, 2016)

Como el método estático es un método que se basa fundamentalmente en la forma modal asociada al primer modo de vibración de la estructura, las mismas de diseño limitan su aplicación en las cuales pueda considerarse despreciable la influencia de los modos superiores de vibración en la respuesta a la excitación sísmica. (Amado, 2008)

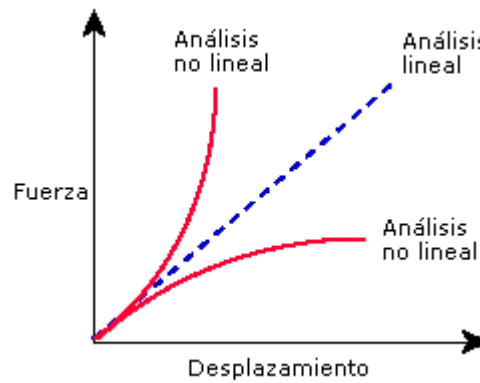
El análisis estático lineal realiza las siguientes suposiciones:

Suposición estática. Todas las cargas se aplican lenta y gradualmente hasta que alcanzan sus magnitudes completas. A continuación, las cargas permanecen constantes (sin variación en el tiempo). Esta suposición permite ignorar las fuerzas inerciales como las de amortiguación debido a pequeñas aceleraciones y velocidades poco significativas. Las cargas que varían con el tiempo y que inducen fuerzas inerciales y/o de amortiguación significativa pueden garantizar el análisis dinámico. Las cargas dinámicas cambian con el tiempo, en muchos casos inducen fuerzas inerciales y de amortiguación considerables que no pueden ser despreciadas. (Solidworks, 2010)

Suposición de linealidad. La relación entre cargas y respuestas inducidas es lineal. Por ejemplo, si duplica las cargas, la respuesta del modelo (desplazamientos, deformaciones unitarias y tensiones) también se duplica. Puede realizar la suposición de linealidad si:

Todos los materiales del modelo cumplen con la Ley de Hook, esto es, la tensión es directamente proporcional a la deformación unitaria. Los desplazamientos inducidos son lo suficientemente pequeños como para ignorar el cambio en la rigidez causado por la carga. Las condiciones de contorno no varían durante la aplicación de las cargas. Las cargas deben ser constantes en cuanto a magnitud, dirección y distribución. No deben cambiar mientras se deforma el modelo. (Solidworks, 2010)

Gráfico 2: Relación fuerza-desplazamiento.



Fuente: (Solidworks, 2010)

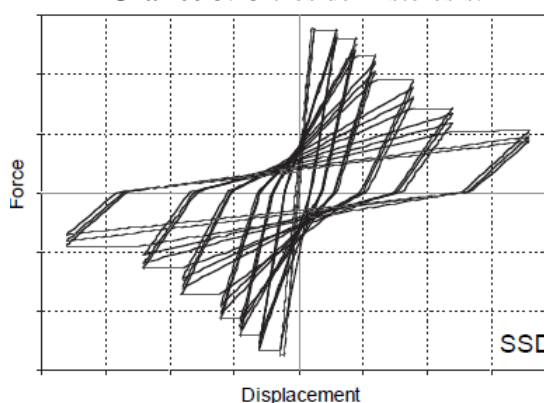
2.3. Análisis no-lineal de una estructura de acero.

Hay dos tipos de análisis no lineales o inelásticos:

1) Dinámica historia – tiempo.

Es la solución matemática exacta para la historia - tiempo de las aceleraciones de un sismo determinado. Se debe realizar la curva de capacidad que se obtiene como la envolvente de los ciclos de histéresis (Gráfico 3), es decir de la carga y descarga de los elementos. Una curva de histéresis es una gráfica de esfuerzo – deformación que indica el grado de deterioro de los materiales y para los elementos estructurales indica la degradación de rigidez en disipación de energía sísmica. Para construir dicha gráfica se debe aplicar una fuerza en un sentido de manera que se llegue a la máxima deformación, después se debe reducir la fuerza hasta cero, pero en este punto va a existir una deformación permanente diferente de 0, de igual forma se debe colocar una fuerza en el otro sentido hasta la máxima deformación y después descargar. Una vez más se aplica la fuerza en el primer sentido de forma que la curva se cierre. (Cárdenas Mesías & Talmatch González, 2016)

Gráfico 3: Ciclos de Histéresis.

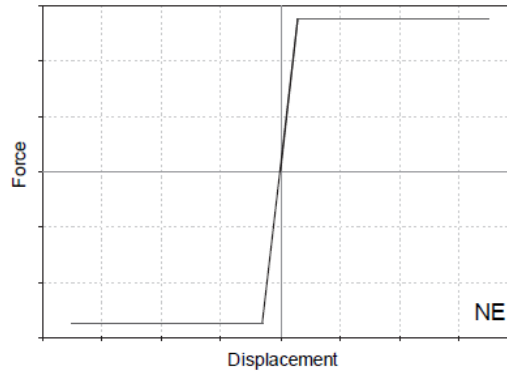


Fuente: Figura 3-1 de (FEMA 440, 2005).

2) Estático de carga incremental lateral o Pushover.

Consiste en empujar con cargas laterales que se incrementan gradualmente a la estructura hasta desarrollar su mecanismo de falla o de colapso. El análisis Pushover proporciona resultados válidos de forma simple y con menor tiempo de cálculo computarizado, en comparación con el método de Historia – Tiempo. (Cárdenas Mesías & Talmatch González, 2016)

Gráfico 4: Estático No Lineal.



Fuente: Figura 3-1 de (FEMA 440, 2005).

2.3.1. Definición.

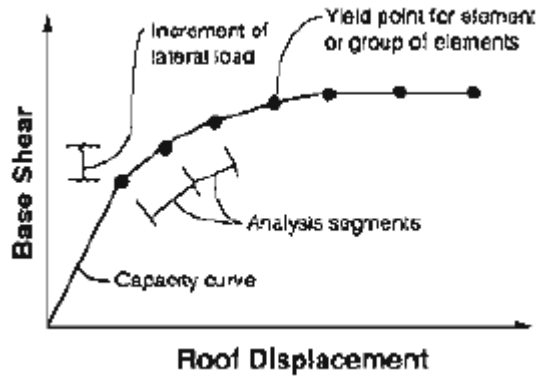
El análisis Pushover es un método basado en desempeño, no es un método de análisis y diseño, sino más bien, un método de análisis para la evaluación de un diseño en su comportamiento no lineal o más allá de la fluencia de los elementos. Sirve para conocer la respuesta No Lineal de la estructura. El Análisis Estático No Lineal Pushover, verifica la capacidad de resistencia y ductilidad hasta el colapso de una estructura y permite identificar la secuencia del mecanismo de falla para su potencial optimización. (Cárdenas Mesías & Talmatch González, 2016)

2.3.2. Capacidad y Demanda.

Capacidad.

La capacidad es una característica propia de la estructura historia - tiempo, por lo tanto, es un valor constante. Para el análisis estático Pushover con carga monotónica estática luego de obtener la curva esquelética (Gráfico 4) se la puede usar a esta envolvente para el modelo no lineal. (Cárdenas Mesías & Talmatch González, 2016)

Gráfico 5: Curva de capacidad.

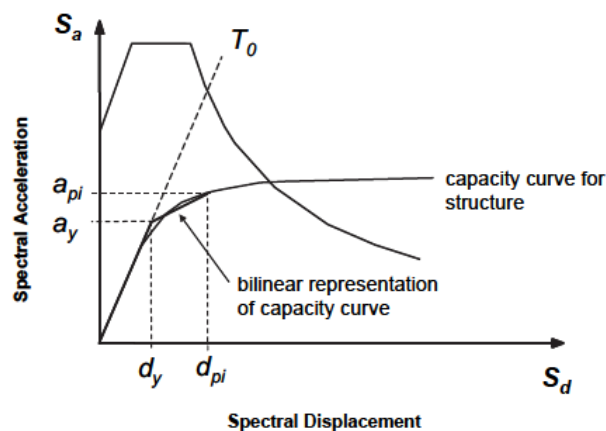


Fuente: Figura 8-1 de (ATC - 40, 1996).

Demanda.

La demanda depende de un sismo en particular. No es un valor constante puesto que depende de las fuerzas externas. Para representar la demanda se realiza la curva de demanda que no es más que el espectro de respuesta dividido para el factor R (Factor de reducción de fuerzas sísmicas). El espectro de respuesta de norma es un sismo de diseño con un periodo de retorno de 475 años. El factor R considera la ductilidad de los materiales y la sobre-resistencia, la cual incrementa la capacidad de carga más allá del desplazamiento después del límite elástico. Si la estructura es más dúctil tendrá más capacidad al disipar energía para evitar daños significativos y por tanto tendrá un mejor comportamiento. (Cárdenas Mesías & Talmatch González, 2016)

Gráfico 6: Representación bilineal de la capacidad espectro.



Fuente: Figura 6-7 de (FEMA 440, 2005).

2.3.3. Consideraciones para el análisis Pushover.

a) Rigidez de nodos.

Para crear los nodos rígidos el programa SAP2000 permite la utilización de un factor que modifica la rigidez en los nodos. Un factor de 1 significa que el 100% de la longitud del elemento dentro del nodo es infinitamente rígida, por tanto el mismo no se deforma, lo cual no es del todo cierto. Por otra parte, un factor de 0 implica que el nodo es infinitamente flexible y el programa calculará la rigidez de la viga considerando la longitud total entre ejes, pero esto indicaría que el nodo no es para nada rígido. Sin embargo, es práctica común por ser conservador, considerar nodos flexibles y usar la longitud a centro de columnas como la luz de viga. (Cárdenas Mesías & Talmatch González, 2016)

b) Emplear diafragmas rígidos.

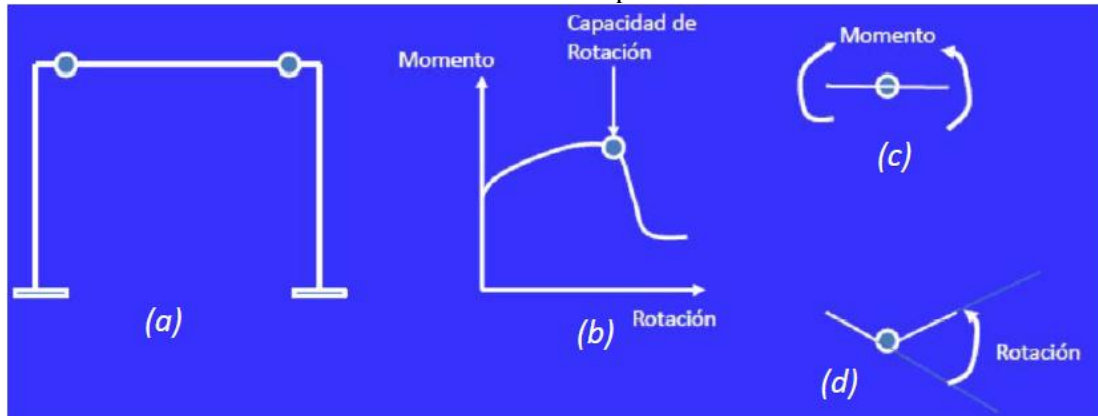
c) Los efectos P-delta no son despreciables por los grandes desplazamientos de los pórticos.

d) Se debe imponer la formación de las rótulas plásticas en las caras de las vigas.

Una rótula plástica es la representación del comportamiento inelástico de un elemento, y define la no linealidad del material; ésta sucede cuando ocurre la plastificación total de una región, produciéndose una articulación en la sección transversal del elemento. Las rótulas plásticas se originan en los extremos del elemento, en la unión viga-columna, se prefiere ocurran en viga. Una rótula puede ser rígida inicialmente y rotar después de la fluencia. Las propiedades principales de una rótula plástica son la resistencia a la flexión y la capacidad de rotación que en este caso es el límite de ductilidad, punto desde el cual el elemento llega a la fluencia y puede rotar. (Ver gráfico 7: (b), (c), (d)). (Cárdenas Mesías & Talmatch González, 2016)

Es importante aclarar que las rótulas plásticas se pueden dar tanto por flexión como por cortante, sin embargo, en vigas de acero es muy raro que el material fluya debido a corte. A la rótula plástica se la define con una longitud de la cara del apoyo correspondiente a 0.4 a 0.5 veces el peralte del elemento. Se asume que en esta longitud la curvatura es constante. Las rótulas están a continuación del ancho definido como zona rígida del nodo. (Cárdenas Mesías & Talmatch González, 2016)

Gráfico 7: Rótulas plásticas.



Fuente: (Cárdenas Mesías & Talmatch González, 2016)

- e) Según FEMA - 440 el primer modo de vibración es suficiente para realizar un Análisis Pushover.

El primer modo de vibración o modo fundamental es aquel en que todos los pisos de la estructura se desplazan en una misma dirección en un instante determinado. En este caso las aceleraciones son mayores en la parte superior de la edificación. (Cárdenas Mesías & Talmatch González, 2016)

CAPÍTULO 3

MARCO METODOLÓGICO

3.1. Especificaciones ASCE 7-16.

En estas especificaciones se detallan las consideraciones y criterios que deben tomarse en cuenta para el diseño de edificios y otros tipos de estructuras conforme a las normas estadounidense.

3.1.1. Clasificación de edificios y otras estructuras, categorización del peligro.

La (ASCE 7-16, 2016) en la sección 1.5.1 especifica que: Los edificios y otras estructuras deben clasificarse según el riesgo para la vida humana, la salud y el bienestar. Cada edificio u otra estructura se asignarán a la Categoría (Tabla 2) o Categorías de Riesgo aplicables más altas (Tabla 3).

Tabla 2: Categoría de riesgo de edificios y otras estructuras para inundaciones, vientos, nieve, terremotos y cargas de hielo.

Uso u ocupación de edificios y estructuras	Categoría de riesgo
Edificios y otras estructuras que representan un riesgo bajo para la vida humana en caso de falla. Estructuras no habitables	I
Todos los edificios y otras estructuras, excepto las enumeradas en las Categorías de riesgo I, III y IV	II
Edificios y otras estructuras, cuyo fracaso podría representar un riesgo importante para la vida humana.	III
Edificios y otras estructuras no incluidas en la Categoría de riesgo IV que contienen sustancias tóxicas o sustancias explosivas en las que la cantidad de material excede una cantidad límite establecida por la Edificios y otras estructuras designadas como instalaciones esenciales.	IV

Fuente: Extracto de la Tabla 1.5.1 del (ASCE 7-16, 2016).

Tabla 3: Factores de importancia por categoría de riesgo de edificios y otras -estructuras para cargas de nieve, hielo y terremotos.

Categoría de riesgo	Factor de Importancia Sísmica, I_e
I	1.0
II	1.0
III	1.25
IV	1.50

Fuente: Extracto de la tabla 1.5.2 del (ASCE 7-16, 2016).

3.1.2. Combinaciones de cargas.

La sección 2.3.1 del (ASCE 7-16, 2016) describe que las estructuras, componentes y cimientos deben diseñarse de modo que su resistencia de diseño sea igual o superior a los efectos de las cargas factorizadas en las siguientes combinaciones.

Combinación 1:

$$1.4 D$$

Combinación 2:

$$1.2 D + 1.6 L + 0.5 \max(Lr; S; R)$$

Combinación 3*:

$$1.2 D + 1.6 \max(Lr; S; R) + \max(L; 0.5W)$$

Combinación 4*:

$$1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 \max(Lr; S; R)$$

Combinación 5*:

$$1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S$$

Dónde:

D = Carga muerta de peso propio de la estructura o cargas sobreimpuesta.

E = Carga de sismo.

L = Sobrecarga (carga viva).

Lr = Sobrecarga cubierta (carga viva).

S = Carga de granizo.

W = Carga de viento.

3.1.3. Cargas muertas.

La sección 3.1 del (ASCE 7-16, 2016) especifica que: Las cargas muertas consisten en el peso de todos los materiales de construcción incorporados al edificio, que incluyen, entre otros, paredes, pisos. Pesos de materiales y construcciones.

Tabla 4: Pesos unitarios de materiales de construcción.

MATERIAL	PESO UNITARIO kN/m³
B. Piedras artificiales	
Adobe	16.0
Amianto-cemento	20.0
Baldosa cerámica	18.0
Baldosa de gres	19.0
Hormigón simple	22.0
Hormigón armado	24.0
Ladrillo cerámico prensado (0 a 10% de huecos)	19.0
Ladrillo cerámico perforado (20 a 30% de huecos)	14.0
Ladrillo cerámico hueco (40 a 50% de huecos)	10.0
Ladrillo artesanal	16.0
Bloque hueco de hormigón	12.0
Bloque hueco de hormigón alivianado	8.5
D. Morteros	
Cemento compuesto y arena 1:3 a 1: 5	20.0
Cemento compuesto cal y arena	18.0
Cal y arena	16.0
Yeso	10.0
Elementos secundarios	
G. Contrapisos y recubrimientos.	
Baldosa de mármol reconstituido, con mortero de cemento: por cada cm, de espesor.	0.22
Baldosa de cerámica, con mortero de cemento: por cada cm, de espesor.	0.20
Contrapiso de hormigón ligero simple, por cada cm, de espesor.	0.16
Contrapiso de hormigón simple, por cada cm, de espesor.	0.22

Fuente: Extracto del (ASCE 7-16, 2016).

3.1.4. Cargas vivas.

De acuerdo con la sección 4.3 del (ASCE 7-16, 2016), las cargas vivas utilizadas en el diseño de edificios y otras estructuras serán las máximas esperadas por el uso u ocupación previstos. Las cargas vivas de los pisos, techos y otras superficies similares deben diseñarse para soportar las distribuidas uniformemente o la concentrada, en libras o kilo newtons (kN).

Tabla 5: Mínimo de cargas vivas uniformemente distribuidas y cargas concentradas.

Ocupación o Uso	Carga uniforme (kN/m ²)	Carga concentrada (kN)
<p>Cubiertas.</p> <p>Cubiertas planas, inclinadas y curvas.</p> <p>Cubiertas destinadas para áreas de paseo.</p> <p>Cubiertas destinadas en jardinería o patios de reunión.</p> <p>Cubiertas destinadas para propósitos especiales.</p> <p>Construcción en lona apoyada sobre una estructura ligera.</p> <p>Todas las demás.</p> <p>Elementos principales expuestos en áreas de trabajo.</p> <p>Carga puntual en los nudos inferiores de la celosía de cubierta, miembros estructurales que soportan cubiertas sobre fábricas, bodegas y talleres de reparación vehicular.</p> <p>Todos los otros usos.</p> <p>Todas las superficies de cubiertas sujetas a mantenimiento de trabajadores.</p>	<p>0.70</p> <p>3.00</p> <p>4.80</p> <p>0.24 (no reduc.)</p> <p>1.00</p>	<p>8.90</p> <p>1.40</p> <p>1.40</p>
<p>Edificios de oficinas.</p> <p>Salas de archivo y computación (se diseñará para la mayor carga prevista)</p> <p>Áreas de recepción y corredores del primer piso.</p> <p>Oficinas.</p> <p>Corredores sobre el primer piso.</p>	<p>4.80</p> <p>2.40</p> <p>4.00</p>	<p>9.00</p> <p>9.00</p> <p>9.00</p>
<p>Residencias.</p> <p>Viviendas (unifamiliares y bifamiliares)</p> <p>Hoteles y residencias multifamiliares.</p> <p>Habitaciones.</p> <p>Salones de uso público y sus corredores.</p>	<p>2.00</p> <p>2.00</p> <p>4.80</p>	
<p>Sistemas de pisos para circulación.</p> <p>Para oficinas.</p> <p>Para centros de cómputo.</p>	<p>2.40</p> <p>4.80</p>	<p>9.00</p> <p>9.00</p>

Fuente: Extracto de la tabla 4.3-1 del (ASCE 7-16, 2016).

3.1.5. Sitios de fallas.

Los sitios que cumplan con cualquiera de las siguientes condiciones se clasificarán como cerca de fallas: 9.5 millas (15 km) de la proyección de superficie de una falla activa conocida capaz de producir eventos de magnitudes $M_w = 7$ o eventos más grandes; 6.25 millas (10 km) de la proyección de superficie de una falla activa conocida capaz de producir eventos $M_w = 6$ o más grandes. Sección 11.4 del (ASCE 7-16, 2016).

EXCEPCIONES:

No se considerarán las fallas con una tasa de deslizamiento estimada menor de 0.04 pulg. (1 mm) por año. La proyección de superficie no debe incluir partes de la falla a profundidades de 6.25 mi (10 km) o más. Sección 11.4 del (ASCE 7-16, 2016).

3.1.6. Coeficientes de sitio.

La sección 11.4.4 del (ASCE 7-16, 2016) especifica que: Los parámetros de aceleración de la respuesta espectral de MCE_R para períodos cortos (S_{MS}) y a 1 s (S_{M1}), ajustados para los efectos de clase de sitio, se determinarán mediante las ecuaciones (3-1) y (3-2), respectivamente.

$S_{MS} = F_a \cdot S_S$	Ecuación (3-1) Ecuación 11.4-1 del (ASCE 7-16, 2016))
--------------------------	--

$S_{M1} = F_v \cdot S_1$	Ecuación (3-2) Ecuación 11.4-2 del (ASCE 7-16, 2016)
--------------------------	---

Dónde:

S_S = Parámetro de aceleración de respuesta espectral del MCE_R mapeado para períodos cortos.

S_1 = Parámetro de aceleración de respuesta espectral del MCE_R mapeado para período de 1 s.

Donde los coeficientes de sitio F_a y F_v se definen en las Tablas 6 y 7 para suelo tipo C usado en este estudio, respectivamente.

Tabla 6: Coeficiente de sitio de periodo cortó F_a .

Parámetro de aceleración de respuesta espectral del terremoto máximo considerado, mapeado en función del riesgo a corto plazo						
Clase de Sitio	$S_S \leq 0,25$	$S_S = 0,5$	$S_S = 0,75$	$S_S = 1,0$	$S_S = 1,25$	$S_S \geq 1,5$
C	1.30	1.30	1.20	1.20	1.20	1.20

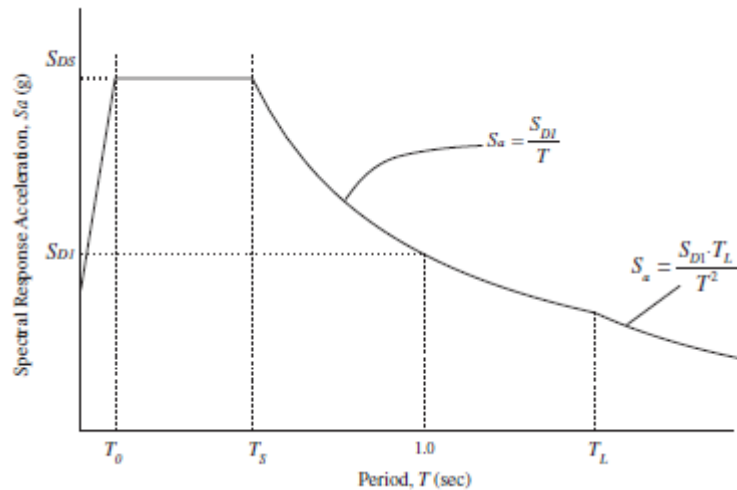
Fuente: Extracto de la tabla 11.4-1 del (ASCE 7-16, 2016).

Tabla 7: Coeficiente de sitio de largo plazo F_v .

Parámetro de aceleración de respuesta espectral del terremoto máximo considerado,						
para el riesgo de terremoto de 1 s						
Clase de Sitio	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 = 0,5$	$S_1 \geq 0,6$
C	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.40

Fuente: Extracto de la tabla 11.4-2 del (ASCE 7-16, 2016).

Gráfico 8: Espectro de respuesta de diseño.



Fuente: Figura 11.4-1 del (ASCE 7-16, 2016).

3.1.7. Parámetros de aceleración espectral de diseño.

Los parámetros de aceleración de la respuesta espectral del terremoto de diseño en períodos cortos, S_{DS} y en períodos de 1 s, S_{D1} , se determinarán a partir de las ecuaciones (3-3) y (3-4), respectivamente. Sección 11.4 del (ASCE 7-16, 2016).

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

Ecuación (3-3)
Ecuación 11.4-3 del (ASCE 7-16, 2016)

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

Ecuación (3-4)
Ecuación 11.4-4 del (ASCE 7-16, 2016)

3.1.8. Espectro de respuesta de diseño.

La sección 11.4 del (ASCE 7-16, 2016) especifica:

1. Para periodos menores a T_0 , la aceleración de respuesta espectral de diseño, S_a , se tomará como se indica en la ecuación (3-5):

$$S_a = S_{DS} \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right)$$

Ecuación (3-5)
Ecuación 11.4-5 del (ASCE 7-16, 2016)

2. Para períodos mayores o iguales a T_0 y menores o iguales a T_s , la aceleración de respuesta espectral de diseño, S_a , se tomará como igual a S_{DS} .

3. Para períodos mayores que T_s y menores o iguales a T_L , la aceleración de respuesta espectral de diseño, S_a , se tomará como en la ecuación (3-6):

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T}$$

Ecuación (3-6)
Ecuación 11.4-6 del (ASCE 7-16, 2016)

4. Para períodos mayores a T_L , S_a se tomará como se indica en la ecuación (3-7):

$$S_a = \frac{S_{D1} T_L}{T^2}$$

Ecuación (3-7)
Ecuación 11.4-7 del (ASCE 7-16, 2016)

Dónde:

S_{DS} = Parámetro de aceleración de respuesta espectral de diseño en períodos cortos.

S_{D1} = Parámetro de aceleración de respuesta espectral de diseño en un período de 1s.

T = Período fundamental de la estructura, Seg.

$T_0 = 0.2 (S_{D1}/S_{DS})$.

$T_s = S_{D1}/S_{DS}$.

T_L = Período (s) de transición de período largo.

3.1.9. Categoría de diseño sísmico.

Las estructuras de Categoría de riesgo I, II o III ubicadas donde el parámetro de aceleración de respuesta espectral mapeada en el período de 1 s, S_1 , es mayor o igual a 0.75 se asignarán a la Categoría E de Diseño Sísmico. Cada edificio y estructura se asignará a la categoría de diseño sísmico más grave de acuerdo con la Tabla 8 y 9, independientemente del período fundamental de vibración de la estructura, T. Sección 11.6 del (ASCE 7-16, 2016).

Tabla 8: Categoría de diseño sísmico basada en el parámetro de aceleración de respuesta de corto período.

VALOR DE S_{DS}	CATEGORIA DE RIESGO	
	I, II, III	IV
$S_{DS} < 0.167$	A	A
$0.167 \leq S_{DS} \leq 0.33$	B	C
$0.33 \leq S_{DS} \leq 0.50$	C	D
$0.50 \leq S_{DS}$	D	D

Fuente: Extracto de la tabla 11.6-1 del (ASCE 7-16, 2016).

Tabla 9: Categoría de diseño sísmico basada en el parámetro de aceleración de respuesta del período de 1 s.

VALOR DE S_{D1}	CATEGORIA DE RIESGO	
	I, II, III	IV
$S_{D1} < 0.067$	A	A
$0.067 \leq S_{D1} \leq 0.133$	B	C
$0.133 \leq S_{D1} \leq 0.20$	C	D
$0.20 \leq S_{D1}$	D	D

Fuente: Extracto de la tabla 11.6-2 del (ASCE 7-16, 2016).

3.1.10. Requisitos de diseño sísmico para estructuras de construcción.

El coeficiente de modificación de respuesta apropiado, R; el factor de sobre resistencia Ω_o , el factor de amplificación de la deflexión, C_d ; se usarán para determinar el corte de la base, las fuerzas de diseño del elemento y la deriva máxima del diseño. Sección 12.2 del (ASCE 7-16, 2016).

Tabla 10: Coeficientes de diseño y factores para el sistema estructural de este estudio.

Edificio sistema de marco	R	C_d	Ω_o
Marco especiales de acero para momento	8	5.5	3

Fuente: Extracto de la tabla 12.2-1 del (ASCE 7-16, 2016).

3.1.11. Peso sísmico efectivo.

El peso sísmico efectivo, W , de una estructura debe incluir la carga muerta, por encima de la base y otras cargas por encima de la base: En las áreas utilizadas para el almacenamiento, se debe incluir un mínimo del 25% de la carga viva del piso. Sección 12.7-2 del (ASCE 7-16, 2016).

3.1.12. Cortante basal de diseño.

El cortante sísmico a la base, V , en una dirección dada se determinará de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$V = C_s W$$

Ecuación (3-8)

Ecuación 12.8-1 del (ASCE 7-16, 2016)

Dónde:

C_s = Coeficiente de respuesta sísmica.

W = Peso sísmico efectivo.

Cálculo del coeficiente de respuesta sísmica.

El (ASCE 7-16, 2016) en la sección 12.8.1 especifica que: El coeficiente de respuesta sísmica, C_s , se determinará de acuerdo con la ecuación (3-9).

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

Ecuación (3-9)

Ecuación 12.8-2 del (ASCE 7-16, 2016)

Dónde:

S_{DS} = Parámetro de aceleración de respuesta espectral de diseño en el rango del período corto.

R = Factor de modificación de la respuesta.

I_e = Factor de Importancia.

El valor de C_s calculado no necesita exceder lo siguiente:

Para $T \leq T_L$

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e} \right)}$$

Ecuación (3-10)
Ecuación 12.8-3 del (ASCE 7-16, 2016)

Para $T > T_L$

$$C_s = \frac{S_{D1} T_L}{T^2 \left(\frac{R}{I_e} \right)}$$

Ecuación (3-11)
Ecuación 12.8-4 del (ASCE 7-16, 2016)

C_s no será menor que:

$$C_s = 0.044 S_{DS} I_e \geq 0.01$$

Ecuación (3-12)
Ecuación 12.8-5 del (ASCE 7-16, 2016)

Además, para estructuras ubicadas donde S_1 es igual o mayor que 0.6 g, C_s no será menor que:

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

Ecuación (3-13)
Ecuación 12.8-6 del (ASCE 7-16, 2016)

S_{D1} = el parámetro de aceleración de respuesta espectral de diseño en un período de 1,0 s.

Período fundamental aproximado.

El período fundamental aproximado (T_a), en segundos, se determinará a partir de la siguiente ecuación:

$$T_a = C_t H_n^x$$

Ecuación (3-14)
Ecuación 12.8-7 del (ASCE 7-16, 2016)

Dónde:

H_n = Altura de la estructura.

C_t y x = Coeficientes obtenidas de la tabla 11. (a) Unidades Métricas.

Tabla 11: Valores de los parámetros del período aproximado C_t y α .

Tipo de estructura	C_t	α
Sistemas de pórticos resistentes al momento en los que los pórticos resisten el 100% de la fuerza sísmica requerida y no están encerrados ni unidos por componentes que son más rígidos e impedirán que los pórticos se deformen lateralmente cuando están sujetos a fuerzas sísmicas:		
Marcos de acero resistentes al momento	0.028 (0.0724)	0.8

Fuente: Extracto de la tabla 12.8-2 del (ASCE 7-16, 2016).

Distribución vertical de las fuerzas sísmicas.

El (ASCE 7-16, 2016) en la sección 12.8.3 especifica que: La distribución del cortante sísmico basal se realice con las ecuaciones 3-15 y 3-16. Donde, la fuerza sísmica lateral (F_x) (kip o kN) inducida a cualquier nivel se determinará a partir del coeficiente C_{vx} , el mismo que es función de la altura del piso elevado al exponente K y la masa del piso.

$$F_x = C_{vx} V$$

Ecuación (3-15)
Ecuación 18.8-11 del (ASCE 7-16, 2016)

$$C_{vx} = \frac{W_x H_x^K}{\sum_{i=1}^n W_i H_i^K}$$

Ecuación (3-16)
Ecuación 12.8-12 del (ASCE 7-16, 2016)

Dónde:

C_{vx} = Factor de distribución vertical.

V = Cortante sísmico de diseño en la base de la estructura [kip (kN)].

w_i y w_x = Fracción del peso sísmico efectivo total de la estructura (W) correspondiente al nivel i o x .

h_i y h_x = Altura [ft (m)] desde la base hasta el nivel i o x .

K = Exponente relacionado con el período de estructura de la siguiente manera:

- Para estructuras que tienen un período de 0.5 s o menos, $K = 1$;
- Para estructuras que tienen un período de 2,5 s o más, $K = 2$;
- Para estructuras que tienen un período entre 0.5 y 2.5 s, K será 2 o se determinará por interpolación lineal entre 1 y 2.

3.1.13. Distribución horizontal de fuerzas.

El (ASCE 7-16, 2016) en la sección 12.8 especifica que: El cortante sísmico de un piso cualquiera $V_x = V_i$ se determina a partir de la ecuación 3-17:

$$V_x = \sum_{i=1}^n F_i$$

Ecuación (3-17)
Ecuación 12.8-13 del (ASCE 7-16, 2016)

Dónde:

F_i = Fracción del cortante sísmico (V) [kip(kN)] producida en el nivel $i = x$.

3.1.14. Momentos torsionales y torsión accidental en ASCE 7-16.

Torsión inherente.

Para diafragmas rígidos, en la distribución de las fuerzas laterales sobre cada elemento de un piso, se considera el efecto del momento de torsión inherente, M_t , que resulta de la excentricidad entre las ubicaciones del centro de masas y el centro de rigidez de la estructura. Para diafragmas flexibles, la distribución de fuerzas sobre los elementos verticales en cada piso debe tener en cuenta su posición y la distribución de las masas que soporta. Sección 12.8.4 del (ASCE 7-16, 2016).

Torsión accidental.

La estructura diseñada se encontrará en una categoría de diseño D. El (ASCE 7-16, 2016) en la sección 12.8.4 especifica que: Cuando los diafragmas son rígidos, el diseño incluirá el momento de torsión inherente (M_t) más los momentos de torsión accidentales (M_{ta}) ocasionado por el desplazamiento del centro de masa en cada dirección desde su ubicación real a una nueva posición, situada a una distancia igual al 5% de la dimensión de la estructura perpendicular a la dirección de las fuerzas aplicadas. La torsión accidental se aplicará a todas las estructuras para modelar imperfecciones en la estimación de masas y rigideces, además de cambios en las posiciones de los centros de masa y rigidez durante la vida útil de la estructura. También se debe usar para determinar si la estructura tiene o no torsión excéntrica, que es una irregularidad horizontal que especifica en la Tabla 12.

La torsión accidental se aplicará a todas las estructuras para determinar si existe una irregularidad horizontal como se especifica en la Tabla 12. Los momentos de torsión accidental (M_{ta}) no necesitan ser incluidos al determinar las fuerzas sísmicas E para el diseño de la estructura y en la determinación de la deriva de diseño, a excepción de las siguientes estructuras:

1. Estructuras asignadas a la Categoría Sísmica B con Tipo 1b irregularidad estructural horizontal.
2. Estructuras asignadas a la categoría sísmica C, D, E y F con irregularidades estructurales horizontales Tipo 1a o Tipo 1b.

Amplificación del momento torsional accidental.

Las estructuras asignadas al Diseño Sísmico de Categoría C, D, E o F, donde existe una irregularidad torsional Tipo 1a, como se define en la Tabla 12, tendrán los efectos contabilizados al multiplicar M_{ta} en cada nivel por un factor de amplificación torsional (A_x) como se ilustra en el gráfico 9 y se determina a partir de la ecuación (3-18). El factor de amplificación torsional (A_x) no debe ser menor que 1 y no se requiere que exceda de 3.0. La carga más severa para cada elemento se considerará para el diseño. Sección 12.8.4 del (ASCE 7-16, 2016).

$A_x = \frac{\delta_{m\acute{a}x}}{1.2 \delta_{avg}}$	Ecuación (3-18) Ecuación 12.8-14 del (ASCE 7-16, 2016)
---	---

Existe cuando $\delta_{m\acute{a}x} > 1.2\delta_{avg}$

Dónde:

$\delta_{m\acute{a}x}$ = Desplazamiento máximo en el nivel x computado asumiendo $A_x = 1$ [en. (mm)].

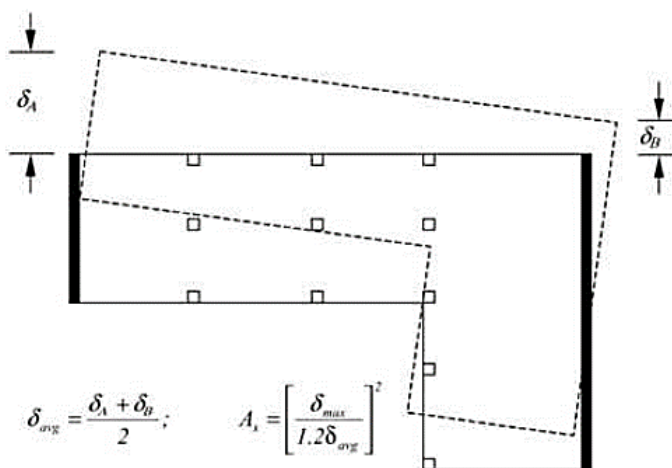
δ_{avg} = Promedio de los desplazamientos en los puntos extremos de la estructura en el nivel x calculado asumiendo que $A_x = 1$ [in. (mm)].

Tabla 12: Irregularidades estructurales horizontales de tipo torsional.

Tipo	Descripción
1a.	<p>Irregularidad Torsional:</p> <p>La irregularidad torsional se define para existir donde la deriva máxima de piso, calculada incluyendo la torsión accidental con $A_x = 1.0$, en un extremo de la estructura transversal a un eje es más de 1.2 veces el promedio de la deriva de piso en los dos extremos de la estructura. Los requisitos de irregularidad torsional en las secciones de referencia se aplican solo a las estructuras en las que los diafragmas son rígidos o semirrígidos.</p>
1b.	<p>Irregularidad torsional extrema: la irregularidad torsional extrema se define para existir donde la deriva máxima de piso, calculada incluyendo la torsión accidental con $A_x = 1.0$, en un extremo de la estructura transversal a un eje es más de 1.4 veces el promedio de la deriva de piso en las dos finales de la estructura. Los requisitos extremos de irregularidad torsional en las secciones de referencia se aplican solo a las estructuras en las que los diafragmas son rígidos o semirrígidos.</p>

Fuente: Extracto de la tabla 12.3-1 del (ASCE 7-16, 2016).

Gráfico 9: Factor de amplificación torsional A_x .



Fuente: Figura 12.8-1 del (ASCE 7-16, 2016).

Tabla 13: Deriva permisible de piso.

Estructura	Categoría de riesgo		
	I o II	III	IV
Estructuras, distintas de las estructuras de muros de corte de mampostería, cuatro pisos o menos sobre la base, con muros interiores, tabiques, techos y sistemas de muros exteriores que han sido diseñados para adaptarse a las derivas del piso	0.025h _{sx}	0.020h _{sx}	0.015h _{sx}
Estructuras de muro cortante de mampostería	0.010h _{sx}	0.010h _{sx}	0.010h _{sx}
Otras estructuras de muros de corte de mampostería.	0.007h _{sx}	0.007h _{sx}	0.007h _{sx}
Todas las demás estructuras	0.020h _{sx}	0.015h _{sx}	0.010h _{sx}

Fuente: Extracto de la tabla 12.12-1 del (ASCE 7-16, 2016).

3.1.15. Determinación de la deriva de piso

La deriva de piso de diseño (Δ) se calcula como la diferencia de los desplazamientos de los centros de masa en la parte superior e inferior del piso en cuestión (Gráfico 10). Cuando los centros de masa no se alinean verticalmente, se permite calcular la desviación en la parte inferior del piso en función de la proyección vertical del centro de masa en la parte superior del piso. Sección 12.8.6 del (ASCE 7-16, 2016).

Para las estructuras asignadas a la Categoría de diseño sísmico C, D, E o F que tienen irregularidad horizontal Tipo 1a o 1b de la Tabla 12, la desviación de pisos del diseño, Δ , se computará como la mayor diferencia de las desviaciones de los puntos alineados verticalmente en la parte superior e inferior del piso en consideración a lo largo de cualquiera de los bordes de la estructura. Sección 12.8.6 del (ASCE 7-16, 2016).

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e}$$

Ecuación (3-19)
Ecuación 12.8-15 del (ASCE 7-16, 2016)

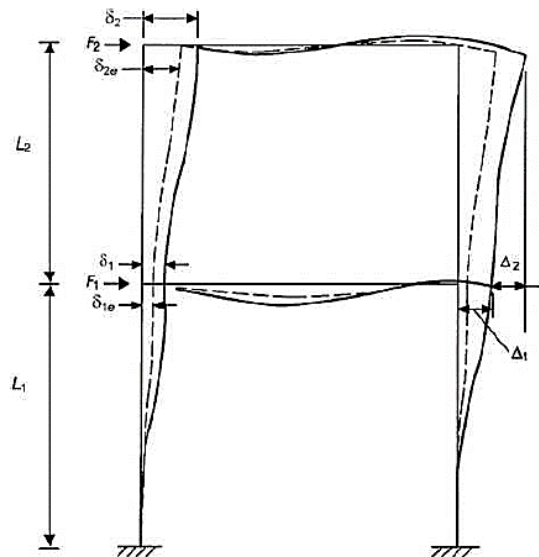
Dónde:

C_d = Factor de amplificación de la deflexión en la Tabla 10.

δ_{xe} = Deflexión en la ubicación requerida según esta especificación y determinada por un análisis elástico.

I_e = Factor de Importancia de la Tabla 3.

Gráfico 10: Determinación de la deriva de piso.



Fuente: Figura 12.8-1 del (ASCE 7-16, 2016).

Dónde:

Δ_i = Deriva de piso.

Δ_x = Desplazamiento total.

i = piso considerado.

Δ_i/L_i = Fracción o porcentaje de deriva de piso relativo a altura de piso.

F_1 = Fuerza de terremoto de diseño de nivel de fuerza.

Δ_{1e} = Desplazamiento elástico calculado bajo las fuerzas sísmicas de diseño en el piso 1.

$\Delta_1 = C_d \delta_{1e}/I_e$ = Desplazamiento amplificado.

$\Delta_1 = \delta_1 \leq \Delta_a$ Chequeo de la deriva del piso como menor a la admisible definida en la tabla 13.

Nivel de piso 2: F_2 = Fuerza de terremoto de diseño de nivel de fuerza.

Δ_{2e} = Desplazamiento elástico calculado bajo las fuerzas sísmicas de diseño de nivel de resistencia.

$\Delta_2 = C_d \delta_{2e}/I_e$ = Desplazamiento amplificado.

$\Delta_2 = C_d (\delta_{2e} - \delta_{1e})/I_e \leq \Delta_a$ (Tabla 13).

3.1.16. Efectos P-Delta.

El (ASCE 7-16, 2016) en la sección 12.8.7 específica:

$\theta = \frac{P_x \Delta I_e}{V_x h_{sx} C_d}$	Ecuación (3-20)
	Ecuación 12.8-16 del (ASCE 7-16, 2016)

Dónde:

P_x = Carga de diseño vertical total sobre y por encima del nivel x [kip (kN)]; para calcular P_x , ningún factor de carga individual necesita exceder de 1.0.

Δ = Deriva de piso de diseño.

V_x = Fuerza de corte sísmica que actúa entre los niveles x y $x - 1$ [kip (kN)].

h_{sx} = Altura del piso por debajo del nivel x [en. (mm)].

El coeficiente de estabilidad (θ) no debe exceder de $\theta_{m\acute{a}x}$, determinado de la siguiente manera:

$\theta_{m\acute{a}x} = \frac{0.5}{\beta C_d} \leq 0.25$	Ecuación (3-21)
	Ecuación 12.8-17 del (ASCE 7-16, 2016)

Dónde:

β = Relación entre la demanda de corte y la capacidad de corte para el piso entre los niveles x y $x - 1$. Esta relación se puede tomar de manera conservadora como 1.0.

Cuando el coeficiente de estabilidad (θ) sea mayor que 0.10 pero menor o igual que $\theta_{\text{máx}}$, el factor incremental relacionado con los efectos P-delta sobre los desplazamientos y las fuerzas de los miembros se determinará mediante un análisis racional. Alternativamente, se permite multiplicar desplazamientos y fuerzas de miembros por $\frac{1.0}{1-\theta}$. Sección 12.8.7 del (ASCE 7-16, 2016).

Cuando el efecto P-delta se incluye en un análisis automatizado, la ecuación (3-21) debe ser cumplida; sin embargo, el valor de θ calculado a partir de la ecuación (3-20) se permite dividir por $(1 + \theta)$ antes de verificar la ecuación (3-21). Cuando θ es mayor que $\theta_{\text{máx}}$, la estructura es potencialmente inestable y debe ser rediseñada. Sección 12.8.7 del (ASCE 7-16, 2016).

3.2 Fundamentos del ANSI/AISC 360-16.

A continuación, se especifica las normas estadounidenses para el diseño de estructuras de acero para edificios, siguiendo el método de los factores de cargas y la resistencia de diseño (LRFD). El diseño de edificios de pórticos de aceros y otros tipos de estructuras está normado por (ANSI/AISC 360-16, 2016).

3.2.1. Requisitos de diseño.

Base de diseño.

El Diseño estructural será realizado de acuerdo con las disposiciones del método de Diseño basado en Factores de Carga y Resistencia (LRFD).

Este método especifica que la resistencia de diseño de cada componente estructural debe ser mayor o igual a la resistencia requerida determinada de acuerdo con las combinaciones de carga LRFD. Sección B3 del (ANSI/AISC 360-16, 2016).

$$R_u \leq \phi R_n$$

Ecuación (3-22)

Ecuación B3-1 del (ANSI/AISC 360-16, 2016)

Dónde:

R_u = Resistencia requerida por las combinaciones LRFD.

R_n = Resistencia nominal.

ϕ = Factor de resistencia.

ϕR_n = Resistencia de diseño.

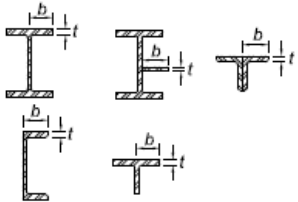
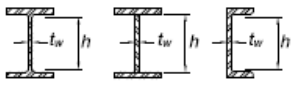
La resistencia requerida a flexión en vigas indeterminadas y elaboradas a partir de secciones compactas, que solo resistan cargas gravitacionales, y que satisfacen las longitudes no arriostradas pueden ser tomadas como nueve décimos de los momentos negativos en los puntos de apoyo, producidos por la carga gravitacional, cuidando de que el máximo momento positivo se incremente en un décimo del momento negativo promedio determinado por un análisis elástico. Los diseños de conexiones y de soportes completamente restringidos (FR) a momento flector considera que se trasmite momento con una rotación despreciable entre los miembros conectados. Una conexión FR, deberá tener suficiente resistencia y rigidez para mantener el ángulo entre los miembros conectados en los estados límites resistentes. Sección B3 del (ANSI/AISC 360-16, 2016).

Clasificación de las secciones según pandeo local.

Para miembros sujetos a compresión axial, las secciones se clasifican como no esbeltas o esbeltas. Para elementos con una sección no esbelta, la razón ancho-espesor de sus elementos comprimidos no debe de exceder los valores λ_r , de la Tabla 14. Si la razón ancho espesor de cualquier elemento en compresión excede el valor λ_r la sección se considera esbelta. Sección B4 del (ANSI/AISC 360-16, 2016).

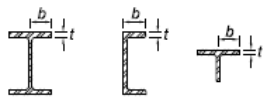
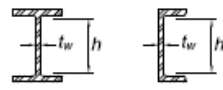

Para miembros sujetos a flexión, las secciones se clasifican como compactas, no compactas y esbeltas. Para que una sección califique como compacta, sus alas deben de estar continuamente conectadas al alma (o las almas) y la razón ancho-espesor de sus elementos comprimidos no debe de exceder la razón ancho-espesor λ_p de la Tabla 15. Si la razón ancho espesor de uno o más de uno de los elementos comprimidos excede λ_p , pero no supera λ_r de la Tabla 15, la sección se denomina no compacta. Si la razón ancho-espesor de cualquier elemento comprimido excede λ_r , la sección califica como esbelta. Sección B4 del (ANSI/AISC 360-16, 2016).

Tabla 14: Razones Ancho-Espesor: Elementos en Compresión. Miembros sujetos a compresión axial.

Casos	Descripción del elemento	Razón, ancho – espesor	λ_r (esbelto/ no esbelto)	Ejemplo
1	Alas de perfiles laminados, planchas conectadas a perfiles laminados, alas de paredes de ángulos conectados continuamente, alas de canales y alas secciones T	b/t	$0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
5	Alas de perfiles I con doble simetría y secciones canal	b/t	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

Fuente: Extracto de la tabla B4.1a del (ANSI/AISC 360-16, 2016).

Tabla 15: Razones Ancho-Espesor: Elementos en Compresión. Miembros sometidos a Flexión.

Casos	Descripción del elemento	Razón, ancho – espesor	Razón, ancho – espesor		Ejemplo
			λ_p (compacta/ no compacta)	λ_r (esbelto/ no esbelto)	
10	Flexión en alas de perfiles I laminados, canales y tes	b/t	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
15	Almas de doble T simétricas y canales	h/t _w	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
17	Alas de secciones tubulares y secciones cajón de espesor uniforme	b/t	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

Fuente: Extracto de la tabla B4.1b del (ANSI/AISC 360-16, 2016).

Espesor de Diseño para Secciones HSS.

El espesor de diseño t, deberá ser considerado igual al espesor nominal para secciones cajón y secciones tubulares HSS fabricadas de acuerdo con ASTM A1065/ A1065M o por ASTM A1085/A1085M. Sección B4 del (ANSI/AISC 360-16, 2016).

3.2.2. Diseño de miembros en compresión.

La resistencia de compresión nominal, P_n, es el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites que aplican; los cuales son: pandeo por flexión, pandeo torsional, y pandeo flexo-torsional. Se usa el factor de resistencia $\phi_t = 0,90$ (LRFD). Sección E1 del (ANSI/AISC 360-16, 2016).

Longitud efectiva.

La longitud efectiva, L_c , se usa para el cálculo de la esbeltez de un miembro L_c/r ;

Dónde:

K = Factor de longitud efectiva.

$L_c = KL$ = Longitud efectiva del miembro, cm (mm).

L = Longitud no arriostrada lateralmente del miembro, cm (mm).

r = Radio de giro, cm (mm).

Para miembros diseñados sólo en compresión, se recomienda que la razón de esbeltez KL/r no sea mayor que 200. Sección E2 del (ANSI/AISC 360-16, 2016).

Miembros a compresión esbeltos (Excepto secciones HSS redondas).

La resistencia de compresión nominal, P_n , será el menor valor determinado por los estados límites de pandeo por flexión, torsión o flexo-torsional en interacción con el pandeo local. Sección E7 del (ANSI/AISC 360-16, 2016).

$$P_n = F_{cr} A_e \quad \text{Ecuación (3-23)}$$

Ecuación E7-1 del (ANSI/AISC 360-16, 2016)

Dónde:

A_e = Suma de las áreas efectivas de la sección transversal basadas en los anchos efectivos, b_e , d_e , o h_e .

F_{cr} = Esfuerzo de tensión crítica, kgf/cm^2 (MPa).

El ancho efectivo, b_e , (para secciones T, corresponde a d_e ; para almas, h_e) para elementos esbeltos, es determinado según lo siguiente:

(a) cuando $\lambda \leq \lambda_r \sqrt{\frac{F_y}{E}}$

$$b_e = b \quad \text{Ecuación (3-24)}$$

Ecuación E7-2 del (ANSI/AISC 360-16, 2016)

(b) cuando $\lambda > \lambda_r \sqrt{\frac{F_y}{E}}$

$$b_e = b \left(1 - C_1 \sqrt{\frac{F_{el}}{F_{cr}}} \right) \sqrt{\frac{F_{el}}{F_{cr}}} \quad \text{Ecuación (3-25)}$$

Ecuación E7-3 del (ANSI/AISC 360-16, 2016))

Tabla 16 : Factores de ajustes por imperfecciones en ancho efectivo c_1 y c_2 .

FACTORES DE AJUSTES POR IMPERFECCIONES EN ANCHO EFECTIVO C_1 Y C_2			
Caso	Elemento esbelto	C_1	C_2
A	Elementos atiesados excepto paredes de secciones tubulares cuadradas y rectangulares.	0.18	1.31
B	Paredes de secciones tubulares cuadradas y rectangulares.	0.2	1.38
C	Todos los otros elementos.	0.22	1.49

Fuente: Extracto de la tabla E7.1 del (ANSI/AISC 360-16, 2016).

Dónde:

b = Ancho del elemento (para secciones T es d , para almas es h), cm (mm).

C_1 = Factor de ajuste por imperfecciones en ancho efectivo según la Tabla 16.

$$C_2 = x = \frac{1 - \sqrt{1 - 4 C_1}}{2 C_1}$$

λ = razón ancho-espesor en elementos.

λ_r = límites en razón ancho-espesor.

$F_{el} = (C_2 \frac{\lambda_r}{\lambda})^2$ tensión de pandeo local elástico, kgf/cm² (Mpa).

3.2.3. Diseño de miembros en flexión.

La resistencia de diseño a flexión, $\phi_b M_n$, deben ser determinados con: $\phi_b = 0.9$ (LRFD). Para miembros con simetría simple con curvatura simple y todos los elementos doblemente simétricos: El factor de modificación por pandeo lateral-torsional para diagramas de momento no uniforme cuando ambos extremos del segmento no arriostrado están restringidos a volcamiento, se determina con la ecuación (3-26): Sección F1 del (ANSI/AISC 360-16, 2016).

$C_b = \frac{12.5 M_{m\acute{a}x}}{2.5 M_{m\acute{a}x} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C}$	Ecuación (3-26) Ecuación F1-1 del (ANSI/AISC 360-16)
--	---

$M_{m\acute{a}x}$ = Valor absoluto del máximo momento en el segmento no arriostrado.

M_A = Valor absoluto del momento en primer cuarto del segmento no arriostrado.

M_B = Valor absoluto del momento en el centro del segmento no arriostrado.

M_C = Valor absoluto del momento en tercer cuarto del segmento no arriostrado.

Miembros compactos de sección I de simetría doble y canales flectados en torno a su eje mayor.

Se especifica que la resistencia nominal en flexión, M_n , debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia (momento plástico) y pandeo lateral-torsional.

1. Fluencia.

$$M_n = M_p = F_y Z_x \quad \text{Ecuación (3-27)}$$

Ecuación F2-1 del (ANSI/AISC 360-16, 2016)

Dónde:

F_y = Tensión de fluencia mínima especificada del tipo de acero utilizado, kgf/cm^2 (MPa).

Z_x = Módulo de sección plástico en torno al eje x, cm^3 (mm^3).

2. Pandeo Lateral-Torsional.

(a) Cuando $L_b \leq L_p$, el estado límite de pandeo lateral-torsional no aplica.

(b) Cuando $L_p < L_b \leq L_r$

$$M_n = C_b \left(M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right) \leq M_p \quad \text{Ecuación (3-28)}$$

Ecuación F2-2 del (ANSI/AISC 360-16)

(C) Cuando $L_b > L_r$

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad \text{Ecuación (3-29)}$$

Ecuación F2-3 del (ANSI/AISC 360-16)

Dónde:

L_b = Longitud entre puntos que están o arriostrados contra desplazamientos laterales del ala comprimida, cm (mm).

L_p = Longitud no arriostrada para el estado límite de fluencia, en cm (mm) es:

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

Ecuación (3-30)

Ecuación F2-5 del (ANSI/AISC 360-16)

L_r = Longitud no arriostrada para el estado límite de pandeo lateral torsional inelástico, en cm:

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J c}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{J c}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E}\right)^2}}$$

Ecuación (3-31)

Ecuación F2-6 del (ANSI/AISC 360-16)

Dónde:

r_y = Radio de giro sobre el eje y, cm (mm).

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}$$

Ecuación (3-32)

Ecuación F2-7 del (ANSI/AISC 360-16)

$c = 1$ para secciones I con simetría doble.

I_y = Momento de inercia sobre el eje y.

La solución para pandeo lateral torsional de secciones doblemente simétricas:

$$M_{cr} = C_b * \frac{\pi}{L_b} \sqrt{E * I_y * G * J + \left(\frac{\pi * E}{L_b}\right)^2 I_y * C_w}$$

Ecuación (3-33)

Dónde:

E = Módulo de elasticidad del acero.

J = Constante torsional, cm^4 (mm^4).

S_x = Módulo de sección elástica en torno al eje x, cm^3 (mm^3).

h_o = Distancia entre los centroides de las alas.

3.2.4. Diseño de miembros en corte.

Tubos de sección rectangular y cajón, otros miembros de simetría simple y doble.

La resistencia de corte nominal, V_n , es:

$V_n = 0.6 F_y A_w C_{v2}$	Ecuación (3-34)
----------------------------	-----------------

Ecuación G4-1 del (ANSI/AISC 360-16, 2016)

Para secciones tubulares rectangulares y secciones cajón.

El (ANSI/AISC 360-16, 2016) en la sección G4 especifica que:

$$A_w = 2ht, \text{ cm}^2 \text{ (mm}^2\text{)}.$$

C_{v2} = Coeficiente de resistencia de corte del alma en pandeo, $h/t_w = h/t$ y $k_v = 5$.

h = el ancho resistente a la fuerza de corte, tomado como la distancia libre entre alas menos el radio de esquina interior en cada lado para secciones tubulares o la distancia libre entre alas para secciones cajón, cm (mm). Si el radio de esquina no es conocido, h deberá ser considerado como la dimensión exterior menos tres veces el espesor.

t = espesor de diseño de la pared.

Para otras secciones de simetría simple o doble.

El (ANSI/AISC 360-16, 2016) en la sección G4 especifica que:

A_w = área del alma o de las almas, tomada como la suma de la altura total por el espesor del alma, $dt_w, \text{ cm}^2 \text{ (mm}^2\text{)}.$

C_{v2} = Coeficiente de resistencia de corte del alma en pandeo, $h/t_w = h/t$ y $k_v = 5$.

h = ancho resistiendo la fuerza de corte, cm (mm).

= para secciones armadas soldadas, la distancia libre entre alas, cm (mm).

= para secciones armadas apernadas, la distancia entre líneas de conectores, cm (mm).

t = espesor del alma.

3.2.5. Diseño de conexiones.

Las conexiones en los extremos empotrados de vigas deben ser diseñadas para el efecto combinado de fuerzas de momento y de corte inducidos por la rigidez de las conexiones. Sección J1 del (ANSI/AISC 360-16, 2016).

Perforaciones de Acceso a la Soldadura.

La perforación de acceso debe tener una longitud, medida desde el talón de preparación de la soldadura no menor que 1,5 veces el espesor del material donde se hace la perforación, la que no debe ser menor a 1½ pulg. (38 mm). La altura de la perforación de acceso no debe ser menor al espesor del material donde se perfora, pero no menor que 1.9 cm. (19 mm), ni mayor que 5 cm. (50 mm). Sección J1 del (ANSI/AISC 360-16, 2016).

Alas y Almas con Cargas Concentradas.

El (ANSI/AISC 360-16, 2016) en la sección J10 especifica que: Cuando no se considera en el análisis el efecto de la deformación inelástica de la zona panel en la estabilidad del marco, la resistencia nominal R_n , se determina con las ecuaciones:

(1) Para $\alpha P_r \leq 0.4 P_y$

$$R_n = 0.60 F_y d_c t_w$$

Ecuación (3-35)

Ecuación J10-9 del (ANSI/AISC 360-16, 2016)

(2) Para $\alpha P_r > 0.4 P_y$

$$R_n = 0.60 F_y d_c t_w \left(1.4 - \frac{\alpha P_r}{P_y} \right)$$

Ecuación (3-36)

Ecuación J10-10 del (ANSI/AISC 360-16, 2016)

$P_r = P_u$ = Resistencia axial requerida usando las combinaciones de LRFD, kgf (kN).

$P_y = F_y A_g$, resistencia axial de fluencia de la columna, kgf (kN).

d_c = Altura de la columna, cm (mm).

$\alpha = 1,0$ (LRFD).

t_w = Espesor del alma de la columna, cm (mm).

3.3. Fundamentos del ANSI/AISC 341-10.

En esta norma se establecen criterios de diseño y construcción de estructuras de acero más conservadores con respecto al (ANSI/AISC 360-16, 2016).

3.3.1. Materiales.

El (ANSI/AISC 341-10, 2010) en la sección A3 específica que: La resistencia a la fluencia para los miembros en los que se espera un comportamiento inelástico, no debe exceder 50 ksi (345 MPa). El acero estructural utilizado en el SFRS (Sistema Resistente a Cargas Sísmicas) cumplirá con una de las siguientes especificaciones ASTM:

- ✓ A36/A36M
- ✓ A53/A53M
- ✓ A500/A500M (Gr. B or C)
- ✓ A501
- ✓ A529/A529M
- ✓ A572/A572M [Gr. 42 (290), 50 (345) or 55 (380)]
- ✓ A588/A588M
- ✓ A913/A913M [Gr. 50 (345), 60 (415) or 65 (450)]
- ✓ A992/A992M
- ✓ A1011/A1011M HSLAS Gr. 55 (380)
- ✓ A1043/A1043M

Resistencia esperada del material.

La resistencia requerida de un elemento se determinará a partir de la resistencia a la fluencia $R_y F_y$, del miembro o un miembro contiguo, según corresponda, donde F_y es la resistencia mínima especificada a la fluencia del acero que se utilizará en el elemento y R_y es la relación entre la resistencia esperada a la fluencia y la resistencia mínima especificada a la fluencia del acero F_y , de ese material. Sección A.3-2 del (ANSI/AISC 341-10, 2010).

Tabla 17 : Valores de R_y para acero y Materiales de refuerzo de acero.

APLICACIÓN	R_y
Barras y perfiles estructurales laminados en caliente:	
• ASTM A36/A36M	1.5
• ASTM A1043/1043M Gr. 36 (250)	1.3
• 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
ASTM A1043/A1043M Gr. 50 (345)	1.2
• ASTM A529 Gr. 50 (345)	1.2
• ASTM A529 Gr. 55 (380)	1.1
Secciones estructurales huecas (HSS):	
• ASTM A500/A500M (Gr. B or C), ASTM A501	1.4

Fuente: Extracto de la tabla A3.1 del (ANSI/AISC 341-10, 2010).

Fungibles para soldaduras.

La sección A3-4 del (ANSI/AISC 341-10, 2010) especifica que: Las soldaduras designadas como de demanda crítica se harán con metales de relleno de norma. AWS D1.8 / D1.8M clausula 6.3. Esta norma del AWS (Sociedad norte americana de soldadura requiere que todos los sistemas resistentes a fuerza sísmica las soldaduras deben hacerse con metales de relleno clasificados según los estándares AWS A5, los que logran las siguientes propiedades mecánicas.

Tabla 18: Propiedades de clasificación de metales de relleno para soldaduras de sistemas resistentes a la fuerza sísmica.

PROPIEDADES	CLASIFICACION	
	70 Ksi (480 MPa)	80 ksi (550 MPa)
Resistencia a la fluencia, ksi (MPa)	58 (400) min.	68 (470) min.
Resistencia a la tracción, ksi (MPa)	70 (480) min.	80 (550) min.
Alargamiento %	22 min.	19 min.
Tenacidad CVN, ft-lb (J)	20 (27) min. @ 0 °F (-18 °C) ^a	
Metales de relleno clasificados como que cumplen 20 pies-lbf (27 J) minimo. a una temperatura inferior a 0 ° F (-18 ° C) también cumplen este requisito.		

Fuente: Extracto de la tabla del (ANSI/AISC 341-10, 2010).

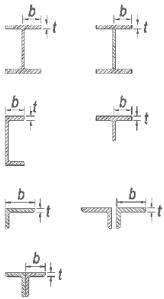
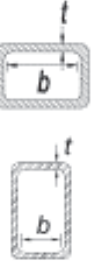
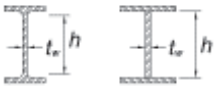
3.3.2. Requisitos generales de diseño.

El sistema de resistencia a la carga sísmica (SFRS) deberá contener uno o más pórticos de momento, pórtico reforzado o sistema de muros de corte que cumplan con los requisitos de uno de los sistemas sísmicos. Sección D1 del (ANSI/AISC 341-10, 2010).

Limitaciones de ancho/espesor de acero.

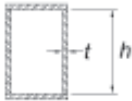
Para los miembros designados como miembros altamente dúctiles, las relaciones de ancho/espesor de los elementos de compresión no deben exceder las relaciones de ancho a espesor limitantes, λ_{hd} , de la tabla 19 y tabla 20 respectivamente.

Tabla 19: Limitación de las relaciones de ancho a espesor para elementos de compresión para miembros altamente dúctiles.

	Descripción del elemento	Relación de ancho/espesor	Limitación de la relación ancho/espesor	
			λ_{hd} Miembros altamente dúctiles	Ejemplo
Elementos sin refuerzo	Alas de perfiles, canales en forma de I enrollados o construidos; Placa de ángulos simples o miembros de doble ángulo con separadores; Placas sobresalientes de pares de ángulos en contacto continuo.	b/t	$0.3 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Alas de secciones en forma de I en caja y secciones de caja construidas	b/t	$0.55 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (b)$	
	Alma de secciones en forma de I enrolladas o construidas utilizadas como tirantes diagonales	H_w/t_w	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

Fuente: Extracto de la tabla D1.1 del (ANSI/AISC 341-10, 2010).

Tabla 20: Limitación de las relaciones de ancho a espesor para elementos de compresión para miembros altamente dúctiles.

	Descripción del elemento	Relación de ancho/espesor	Limitación de la relación ancho/espesor	
			λ_{hd} Miembros altamente dúctiles	Ejemplo
Elementos sin refuerzo	Alma de secciones de cajas construidas utilizadas como vigas o columnas	h/t	<p>Para $C_a \leq 0.125$</p> $2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (1 - 2.75 C_a)$ <p>Para $C_a > 0.125$</p> $0.77 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2.93 - C_a)$ $\geq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ $C_a = \frac{P_u}{\phi_o P_c}$	
<p>[b] La relación límite de ancho/espesor de las alas de las secciones en forma de I en caja y de las secciones de caja construidas de columnas en sistemas SMF no debe exceder</p> $0.6 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$				

Fuente: Extracto de la tabla D1.1 del (ANSI/AISC 341-10, 2010).

Requerimiento para miembros altamente dúctiles.

El refuerzo de los miembros de viga altamente dúctil debe tener una separación máxima de $L_b = 0.086 r_y E / F_y$. Sección D1 del (ANSI/AISC 341-10, 2010).

3.3.3. Sistemas pórticos especiales a momento (SMF).

Las columnas deben diseñarse para ser más fuertes que las vigas o vigas totalmente cedidas con el acero endurecido a tensión. Se permite la flexión de las columnas en la base. Sección E3 del (ANSI/AISC 341-10, 2010).

Relación de momento.

La siguiente relación se cumplirá en las conexiones de viga a columna:

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

Ecuación (3-37)
Ecuación E3-1 del (ANSI/AISC 341-10, 2010)

ΣM_{pc} = La suma de las proyecciones de las resistencias nominales a la flexión de las columnas por encima y por debajo de la conexión en el eje central de la viga, con una reducción de la fuerza axial en la columna. Se permite determinar ΣM_{pc} de la siguiente manera:

$$\Sigma M_{pc} = \Sigma Z_c \left(F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right)$$

Ecuación (3-38)
Ecuación E3-2a del (ANSI/AISC 341-10, 2010)

ΣM_{pb} = La suma de las proyecciones de las resistencias a la flexión esperadas de las vigas en las ubicaciones de las rótulas plásticas con el eje central de la columna. Se permite determinar ΣM_{pb} de la siguiente manera:

$$\Sigma M_{pb} = \Sigma (1.1 R_y F_{yb} Z_b + M_{uv})$$

Ecuación (3-39)
Ecuación E3-3a del (ANSI/AISC 341-10, 2010)

Dónde:

A_g = Área bruta de la columna, in² (mm²).

F_{yb} = Resistencia mínima a la fluencia especificado de la viga, ksi (MPa).

F_{yc} = Resistencia mínima a la fluencia especificado de columna, ksi (Mpa).

M_{uv} = Momento adicional debido a la amplificación por corte desde la ubicación de la rótula plástica con el eje de la columna en función de las combinaciones de carga LRFD, Kip-in. (N-mm).

P_{uc} = Resistencia a la compresión requerida utilizando combinaciones de carga LRFD, incluida la carga sísmica amplificada por efectos de la sobre resistencia, kips (N).

Z_b = Módulo de sección de plástico de la viga, in³ (mm³).

$P_{cr} = P_{uc}$ (LRFD)

Excepción:

Columnas con $P_u < 0,3 P_r$ para todas las combinaciones de carga distintas de las determinadas utilizando la carga sísmica amplificada que satisfaga uno de los siguientes: Columnas utilizadas en un edificio de un piso o la deriva superior de un edificio de varios pisos. Columnas donde la suma de las fuerzas de corte disponibles de todas las columnas exentas en el piso es menos del 20% de la suma de las fuerzas de corte disponibles de todas las columnas de marco de momento en el piso que actúa en la misma dirección o la suma de las resistencias a cortante disponibles de todas las columnas exentas en cada línea de columna de marco de momento dentro de ese piso es menos del 33% de la resistencia a cortante disponible de todas las columnas de marco de momento en esa línea de columna. Sección E3 del (ANSI/AISC 341-10, 2010).

Para LRFD:

$P_c = F_{yc} A_g$	Ecuación (3-40)
	Ecuación E3-5a del (ANSI/AISC 341-10, 2010)

Refuerzo de estabilidad en las conexiones de viga a columna.

Conexiones sin arriostramiento.

Una columna que contenga una conexión de viga a columna sin ningún elemento que se apoye transversalmente al pórtico sísmico en la conexión se diseñará utilizando la distancia entre los soportes de miembros adyacentes como la altura de la columna para el pandeo transversal al marco sísmico. Sección E3 del (ANSI/AISC 341-10, 2010).

Excepto que: La resistencia de columna requerida se determinará a partir de las combinaciones de carga del código que incluye la carga sísmica amplificada, Al determinar la carga sísmica amplificada, el efecto de las fuerzas horizontales incluida la sobre resistencia, E_{mh} , no necesita exceder el 125% de la resistencia disponible en el pórtico basada en función de la resistencia a la flexión disponible de la viga o de la resistencia al corte disponible en la zona de panel. La esbeltez L/r para la columna no debe exceder de 60. Sección E3 del (ANSI/AISC 341-10, 2010).

3.3.4. Conexiones en pórticos especiales de momento (SMF).

Conexiones de viga a columna.

Las conexiones de viga a columna utilizadas en el sistema resistencia a cargas sísmicas (SFRS) deben cumplir los siguientes requisitos: La conexión debe ser capaz de acomodar un ángulo de deriva del piso de al menos 0.04 rad y la resistencia a la flexión medida de la conexión, determinada en la cara de la columna, deberá ser igual o al menos $0.80M_p$ de la viga conectado a un ángulo de deriva de piso de 0.04 rad. Sección E3 del (ANSI/AISC 341-10, 2010).

Resistencia al corte requerido.

El (ANSI/AISC 341-10, 2010) en la sección E3-6d especifica: Al determinar la carga sísmica amplificada, el efecto de las fuerzas horizontales, incluida la resistencia excesiva, E_{mh} , se tomará como:

$E_{mh} = \frac{2 (1.1 R_y M_p)}{L_h}$	Ecuación (3-41) Ecuación E3-6 del (ANSI/AISC 341-10, 2010)
--	---

Zona de panel.

En la sección E3-6e del (ANSI/AISC 341-10, 2010) especifica que: La resistencia al corte requerido de la zona del panel se determinará a partir de la suma de los momentos en las caras de la columna proyectando los momentos esperados en los puntos de las articulaciones plásticas hacia las caras de la columna. La resistencia de corte del diseño será $\phi_v R_n$; donde $\phi_v = 1.0$

Los espesores individuales, t , del alma de la columna y de las placas dobles de refuerzo, si se utilizan, deben cumplir con el siguiente requisito:

$$t \geq \frac{(d_z + w_z)}{90} \quad \begin{array}{l} \text{Ecuación (3-42)} \\ \text{Ecuación E3-7 del (ANSI/AISC 341-10, 2010)} \end{array}$$

$d_z = (d - 2t_f)$ de la viga más profunda en la conexión, en (mm).

$t =$ espesor del alma de la columna o placa duplicadora, pulg. (mm).

$w_z =$ Ancho de la zona del panel entre las alas de la columna, pulg. (mm).

Placas de continuidad.

Las placas de continuidad se proporcionarán con la excepción de la siguiente condición: Cuando el ala de la viga esté soldada al ala de una columna de ala ancha, con un espesor que satisface las ecuaciones (3-43) y (3-44), no es necesario proporcionar placas de continuidad. Sección E3-6f del (ANSI/AISC 341-10, 2010).

$$t_{cf} \geq 0.4 \sqrt{1.8 b_{bf} t_{bf} \frac{R_{yb} F_{yb}}{R_{yc} F_{yc}}} \quad \begin{array}{l} \text{Ecuación (3-43)} \\ \text{Ecuación E3-8 del (ANSI/AISC 341-10, 2010)} \end{array}$$

$$t_{cf} \geq \frac{b_{bf}}{6} \quad \begin{array}{l} \text{Ecuación (3-44)} \\ \text{Ecuación E3-9 del (ANSI/AISC 341-10, 2010)} \end{array}$$

Dónde:

$F_{yb} =$ Esfuerzo de rendimiento mínimo especificado del ala de la viga, ksi (MPa).

$F_{yc} =$ Esfuerzo de rendimiento mínimo especificado del ala de la columna, ksi (MPa).

R_{yb} = Relación entre la tensión de rendimiento esperada del material de la viga y la tensión de rendimiento mínima especificada.

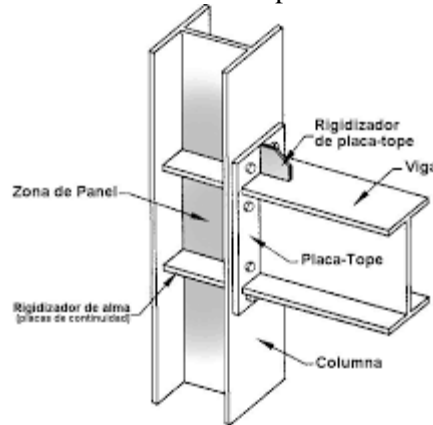
R_{yc} = Relación entre la tensión de rendimiento esperada del material de la columna y la tensión de rendimiento mínima especificada.

B_{bf} = Ancho del ala de la viga, pulg. (mm).

t_{bf} = Espesor del ala de la viga, pulg. (mm).

t_{cf} = Espesor mínimo requerido del ala de la columna cuando no se proporcionan placas de continuidad, pulg. (mm).

Gráfico 11: Conexión con placas de continuidad.



Fuente: (Ruiz Aguirre, 2010)

Espesor de la placa de continuidad.

Cuando se requieran placas de continuidad, el espesor de las placas se determinará de la siguiente manera: Para las conexiones con viga solamente de un lado, el grosor de la placa de continuidad debe ser al menos la mitad del grosor del ala de la viga. Para las conexiones con vigas de ambos lados de la columna, el espesor de la placa de continuidad debe ser al menos igual al espesor más grueso de las dos alas de la viga a cada lado de la columna. Sección E3-6f del (ANSI/AISC 341-10, 2010).

Plancha de continuidad de soldadura.

Las placas de continuidad deben soldarse a las alas de la columna utilizando soldaduras de ranura de penetración completa CJP. Las placas de continuidad deben soldarse al alma de la columna utilizando soldaduras de ranura o soldaduras de filete. La resistencia requerida de la suma de las uniones soldadas de las placas de continuidad al alma de la columna será la más pequeña de las siguientes: La suma de las resistencias de diseño en tensión de las áreas de contacto de las placas de continuidad a las alas de columna que tienen alas de viga unidas. La resistencia de diseño en corte del área de contacto de la placa con el alma de la columna. La resistencia del diseño en corte de la zona del panel de la columna. La suma de los límites de elasticidad esperados de las alas de la viga que transmiten la fuerza a las placas de continuidad. Sección E3-6f del (ANSI/AISC 341-10, 2010).

Empalmes de columna.

Cuando se usan empalmes de columna empernados, deben tener una resistencia a la flexión requerida que sea al menos igual a $R_y \cdot F_y \cdot Z_x$ (LRFD), de la columna más pequeña. La resistencia a corte requerida de los empalmes del alma de la columna debe ser al menos igual a $\Sigma M_{pc} / H$ (LRFD), donde ΣM_{pc} es la suma de las resistencias a flexión plásticas nominales de las columnas por encima y por debajo de empalme. Sección E3-6g del (ANSI/AISC 341-10, 2010).

3.4. Fundamentos ANSI/AISC 358-10.

Esta norma específica los criterios de diseño, detalle, fabricación y calidad de las conexiones que están precalificados de acuerdo con las Disposiciones Sísmicas de AISC para Edificios de acero estructural, para su uso con marcos de momentos especiales (SMF). Todas las conexiones contenidas en esta norma se considerarán totalmente restringidas (Tipo FR) para fines del análisis sísmico y del tipo SMF. Sección 1.1 del (ANSI/AISC 358-10, 2010).

3.4.1. Tipos de Conexiones Precalificadas.

El (ANSI/AISC 358-10, 2010) en la sección 2.3 especifica: Los tipos de conexión en la Tabla 21 que están precalificados para su uso en la conexión de ala de viga a columna en marcos de momentos especiales (SMF) dentro de las limitaciones especificadas en esta Norma.

Tabla 21: Conexiones de Momento Precalificado.

Tipo de conexión	Sistema
Sección de viga reducida. (RBS)	SMF
Placa de extremo extendida sin refuerzo atornillada. (BUEEP)	SMF
Placa terminal extendida rígida empernada. (BSEEP)	SMF
Placa de ala atornillada. (BFP)	SMF
Rejilla soldada con ala no reforzada soldada. (WUF-W)	SMF
Soporte atornillado Kaiser. (KBB)	SMF
ConXtech Conexión de momento ConXL. (ConXL)	SMF

Fuente: Extracto de la tabla 2.1 del (ANSI/AISC 358-10, 2010).

A continuación, se explica en detalle los tipos de conexiones precalificadas utilizadas en este trabajo de titulación.

3.4.2. Diseño de sección de viga reducida (RBS).

En una conexión de momento de sección de viga reducida (RBS) gráfico 12, las partes de las alas de la viga se recortan selectivamente en la región adyacente a la conexión de viga - columna. Se pretende que la formación de la articulación plástica ocurra principalmente dentro de la sección reducida de la viga. Sección 5.1 del (ANSI/AISC 358-10, 2010).

Limitaciones de la viga.

El (ANSI/AISC 358-10, 2010) en la sección 5.3 especifica que: Las vigas deberán cumplir las siguientes limitaciones:

(1) Las vigas deberán ser miembros forjados en caliente o construido a partir de placas de ala ancha, en forma de I y deben cumplir con la sección 2.3 del (ANSI/AISC 358-10).

(2) El peralte de la viga se limita a W36 (W920) para perfiles forjados en caliente. El peralte de las secciones construidas no debe exceder el peralte permitido para los perfiles forjados en caliente de ala ancha.

(3) El peso de las vigas está limitado a 300 lb/ft (447 kg/m).

(4) El espesor de las alas de la viga no debe exceder a 1 3/4 pulg. (44 mm).

(5) La relación de luz libre – peralte de la viga no debe ser menor a 7 para estructuras en sistemas de pórticos a momento (SMF).

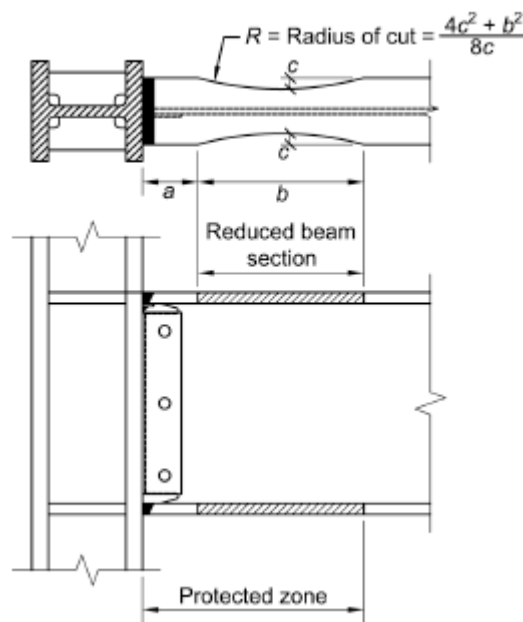
(6) Las relaciones de ancho - espesor para las alas y el alma de la viga deben cumplir con los requisitos del (ANSI/AISC 341-10). Al determinar la relación ancho-espesor del ala, el valor de b_f no se tomará como menor que el ancho del ala en los extremos de los dos tercios medios de la sección reducida, siempre que las cargas de gravedad no cambien la ubicación de la articulación plástica a una distancia significativa del centro de la sección de la viga reducida.

(7) El arriostramiento lateral de las vigas se proporcionará de conformidad con las Disposiciones del (ANSI/AISC 341-10). Se deben proporcionar arriostramientos laterales adicionales cerca de la sección reducida de conformidad con las Disposiciones del (ANSI/AISC 341-10). Cuando se proporcione arriostramiento lateral adicional, el arriostramiento debe estar localizado a una distancia no mayor a $d/2$ del extremo de la sección reducida de la viga más lejano a la cara de la columna, donde d es el peralte de la viga. No se deberá suministrar arriostramiento lateral en la región comprendida desde la cara de la columna hasta el extremo de la sección reducida más lejano a la cara de la columna.

Excepción: Para sistemas SMF, donde la viga soporta una losa estructural de concreto que está conectada entre las zonas protegidas con conectores de corte soldados espaciados a 12 pulg. (300 mm) entre centros, los arriostramientos adicionales en las alas superior e inferior en la sección reducida de la viga no son requeridos. Sección 5.3 del (ANSI/AISC 358-10, 2010).

(8) La zona protegida consiste en el sector de la viga entre la cara de la columna y el extremo de la sección reducida de la viga más lejano de la cara de la columna.

Gráfico 12: Conexión de sección de viga reducida.



Fuente: Figura 5.1 del (ANSI/AISC 358-10, 2010).

Limitaciones de columna.

El (ANSI/AISC 358-10, 2010) en la sección 5.3 especifica que: Las columnas deberán cumplir las siguientes limitaciones:

- (1) Las columnas deben ser cualquiera de las formas forjadas en caliente o construidas a partir de placas y deben cumplir con la sección 2.3 del (ANSI/AISC 358-10).
- (2) La viga debe estar conectada al ala de la columna.
- (3) El peralte de la columna de forma forjada en caliente se limitará a un perfil W36 (W920) máximo.
- (4) No hay límite en el peso de columnas.

- (5) No hay requisitos adicionales para el espesor de las alas.
- (6) Las relaciones de ancho-espesor para las alas y alma de columnas deben cumplir con los requisitos de las Disposiciones del (ANSI/AISC 341-10).
- (7) Los arriostramientos laterales de las columnas se ajustarán a los requisitos de las Disposiciones del (ANSI/AISC 341-10).

Limitaciones para la conexión viga-columna.

Las conexiones de viga-columna deberán cumplir con las siguientes limitaciones:

Las zonas de panel deben cumplir con los requisitos de las Disposiciones Sísmicas AISC. Las relaciones de momento para viga débil-columna fuerte se limitarán de la siguiente manera: Para los sistemas SMF, la relación de momento viga-columna se ajustará a los requerimientos de las Disposiciones del (ANSI/AISC 341-10). El valor de ΣM_{pb} será tomada igual a $\Sigma(M_{pr} + M_{uv})$, donde M_{pr} se calcula de acuerdo con la ecuación (3-49), y donde M_{uv} es el momento adicional debido a la amplificación de corte desde el centro de la sección reducida de la viga hasta la línea central de la columna. M_{uv} puede calcularse como $V_{RBS}(a + b/2 + d_c/2)$, donde V_{RBS} es el cortante en el centro de la sección reducida de la viga, a y b son las dimensiones que se muestran en el gráfico 12, y d_c es el peralte de la columna. Sección 5.4 del (ANSI/AISC 358-10, 2010).

Limitaciones para las soldaduras entre el ala de la viga y el ala de la columna.

Las conexiones entre ala de la viga y ala de la columna deberán satisfacer las siguientes limitaciones: Las alas de la viga se deben conectar a las alas de la columna utilizando soldaduras de ranura de penetración completa (CJP). Las soldaduras del ala de la viga deben cumplir con los requisitos para soldaduras de demanda crítica. La geometría del orificio de acceso de soldadura debe cumplir con los requisitos del (ANSI/AISC 360-16). Sección 5.5 del (ANSI/AISC 358-10, 2010).

Limitaciones para la conexión entre el alma de la viga y el ala de la columna.

Las conexiones entre el alma de la viga y el ala de la columna deberán satisfacer las siguientes limitaciones:

La resistencia al corte requerido de la conexión de la viga se determinará de acuerdo con la ecuación (3-54). Los detalles de la conexión alma se limitarán de la siguiente manera para los sistemas SMF: el alma de vigas se conectará al ala de la columna mediante una soldadura de ranura de penetración completa CJP que se extiende entre los orificios de acceso de la soldadura. La conexión de la placa de corte se extenderá entre los orificios de acceso a la soldadura como se muestra en el gráfico 12. Se debe permitir el uso de la conexión de placa de corte como respaldo para la soldadura de ranura CJP. El espesor de la placa debe ser de al menos 3/8 pulg. (10 mm). No se requieren platinas de respaldo en los extremos de la soldadura de ranura CJP en el alma de la viga. Se permiten los orificios para pernos en el alma de la viga para las labores de montaje. Sección 5.6 del (ANSI/AISC 358-10, 2010).

Fabricación de cortes de ala.

La sección de la viga reducida se realizará utilizando corte térmico para producir una curva suave. La rugosidad máxima de la superficie cortada térmicamente debe ser de 500 μ -in. (13 micrones) de acuerdo con ANSI B46.1, según lo medido con AWS C4.1–77 Muestra 4 o un comparador visual similar. Todas las transiciones entre la sección reducida de la viga y el ala de la viga no modificada se redondearán en la dirección de la longitud del ala para minimizar los efectos debidos a transiciones bruscas. Las esquinas entre la superficie de la sección reducida y la parte superior e inferior de las alas deben ser pulidas para eliminar los bordes afilados, pero no se requiere de biseles o radios mínimos. Las tolerancias de corte térmico son de $\pm 1/4$ pulg. (6 mm) desde la línea de corte teórica. El ancho efectivo del ala de la viga en cualquier sección debe tener una tolerancia de $\pm 3/8$ pulg. (10 mm). Sección 5.7 del (ANSI/AISC 358-10, 2010).

Procedimiento de diseño.

El (ANSI/AISC 358-10, 2010) en la sección 5.8 se especifica:

Paso 1. Se eligen los valores de prueba para las secciones de viga, secciones de columna y dimensiones RBS a, b y c (Gráfico 12) sujeto a los límites:

$0.5b_{bf} \leq a \leq 0.75b_{bf}$	Ecuación (3-45) Ecuación 5.8-1 del (ANSI/AISC 358-10, 2010)
$0.65d \leq b \leq 0.85d$	Ecuación (3-46) Ecuación 5.8-2 del (ANSI/AISC 358-10, 2010)
$0.1b_{bf} \leq c \leq 0.25b_{bf}$	Ecuación (3-47) Ecuación 5.8-3 del (ANSI/AISC 358-10, 2010)

Dónde:

b_{bf} = Ancho del ala de la viga, pulg. (mm).

a = Distancia horizontal desde la cara del ala de la columna hasta el inicio de un corte RBS, en (mm).

b = longitud de un corte RBS, pulg. (mm).

c = profundidad de corte en el centro de la sección de la viga reducida, pulg (mm).

d = peralte de la viga, pulg. (mm).

Se confirma que las vigas y columnas son adecuadas para todas las combinaciones de carga especificadas en la norma (ASCE 7-16), incluida la sección reducida de la viga, y que las derivas cumplen con los límites admisibles de diseño para el pórtico. El cálculo de la deriva elástica considerará el efecto de la sección de viga reducida. En lugar de cálculos más detallados, las derivas elásticas efectivas pueden calcularse multiplicando las derivas elásticas basadas en las secciones de vigas gruesas por 1.1 para reducciones de alas hasta el 50% del ancho del ala de la viga. La interpolación lineal se puede utilizar para valores menores de reducción de ancho de la viga. Sección 5.8 del (ANSI/AISC 358-10, 2010).

Paso 2. Se calcula el módulo plástico de la sección en el centro de la sección de viga reducida:

$$Z_{RBS} = Z_x - 2 c t_{bf} (d - t_{bf}) \quad \text{Ecuación (3-48)}$$

Ecuación 5.8-4 del (ANSI/AISC 358-10, 2010)

Dónde:

Z_{RBS} = módulo plástico de la sección en el centro de la sección de viga de sección reducida, pulg³. (mm³).

Z_x = módulo plástico de la sección sobre el eje x, para sección transversal de la viga, pulg³. (mm³).

T_{bf} = espesor del ala de la viga, pulg. (mm).

Paso 3. Se calcula el momento máximo probable, M_{pr} , en el centro de la sección de viga de sección reducida:

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_{RBS} \quad \text{Ecuación (3-49)}$$

Ecuación 5.8-5 del (ANSI/AISC 358-10, 2010)

Dónde:

M_{pr} = Momento máximo probable en la articulación plástica kip-in (N-mm).

R_y = Factor de esfuerzo de fluencia probable.

C_{pr} = Factor que toma en cuenta la resistencia máxima de la conexión, incluido la sobre resistencia por endurecimiento del acero en tensión, la restricción local, el refuerzo adicional y otras condiciones de la conexión. El valor de C_{pr} será:

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2 F_y} \leq 1.2 \quad \text{Ecuación (3-50)}$$

Ecuación 2.4.3-2 del (ANSI/AISC 358-10, 2010)

Dónde:

F_y = Esfuerzo de fluencia mínimo especificado del elemento, ksi (MPa).

F_u = Esfuerzo de resistencia mínima a la fracción del elemento, ksi (MPa).

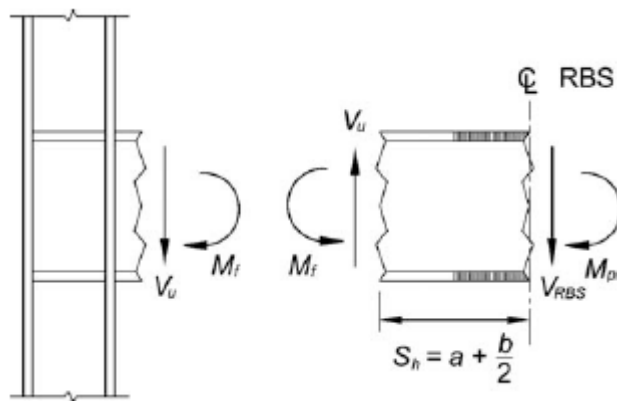
Paso 4. Se calcula la fuerza de corte en el centro de las secciones de viga reducida en cada extremo de la viga.

La fuerza de corte en el centro de las secciones de vigas reducidas se determinará a partir de un diagrama de cuerpo libre de la porción de la viga entre los centros de las secciones de vigas reducidas. Este cálculo asumirá que el momento en el centro de cada sección de viga reducida es M_{pr} e incluirá las cargas de gravedad que actúan sobre la viga en base a la combinación de carga $1.2D + 1L$. Adaptado de la sección 5.8 del (ANSI/AISC 358-10, 2010).

Paso 5. Se calcula el momento máximo probable en la cara de la columna.

El momento en la cara de la columna se obtendrá a partir de un diagrama de cuerpo libre del segmento de la viga entre el centro de la sección de la viga reducida y la cara de la columna, como se ilustra en el gráfico 13.

Gráfico 13: Diagrama de cuerpo libre entre el centro de RBS y la cara de la columna.



Fuente: Figura 5.2 del (ANSI/AISC 358-10, 2010).

Basado en este diagrama de cuerpo libre, el momento en la cara de la columna se calcula de la siguiente manera:

$M_f = M_{pr} + V_{RBS} S_h$	Ecuación (3-51)
------------------------------	-----------------

Ecuación 5.8-6 del (ANSI/AISC 358-10, 2010)

Donde:

M_f = Momento máximo probable frente a la columna, kip-in (N-mm).

S_h = Distancia de la cara de la columna hasta el centroide de la articulación plástica, en (mm).

$$= a + b/2, \text{ in (mm)}$$

V_{RBS} = Mayor entre los dos valores de fuerza de corte en el centro de la sección de viga reducida en cada extremo de la viga, kips (N).

La ecuación (3-51) desprecia la carga de gravedad en la porción de la viga entre el centro de la sección de viga reducida y la cara de la columna. Si se desea, la carga de gravedad en esta pequeña porción de la viga puede incluirse en el diagrama de cuerpo libre que se muestra en el gráfico 13 y en la ecuación (3-51). Sección 5.8 del (ANSI/AISC 358-10, 2010).

Paso 6. Se calcula M_{pe} , el momento plástico de la viga basado en la tensión de rendimiento esperada:

$$M_{pe} = R_y F_y Z_x$$

Ecuación (3-52)

Ecuación 5.8-7 del (ANSI/AISC 358-10, 2010)

Paso 7. Se comprueba la resistencia a la flexión de la viga en la cara de la columna:

$$M_f \leq \phi_d M_{pe}$$

Ecuación (3-53)

Ecuación 5.8-8 del (ANSI/AISC 358-10, 2010)

Dónde:

Para estados límite dúctiles: $\phi_d = 1.00$

Si la ecuación (3-53) no se cumple, se debe ajustar los valores de c, a y b, o ajustar el tamaño de la sección, y repetir los pasos 2 a 7.

Paso 8. Se determina la resistencia a corte requerida, V_u , de la viga y la conexión de la viga - columna a partir de:

$V_u = \frac{2 M_{pr}}{L_h} + V_{gravity}$	Ecuación (3-54)
	Ecuación 5.8-9 del (ANSI/AISC 358-10, 2010)

Dónde:

V_u = Fuerza de corte requerida de la viga y la conexión de la viga - columna, kips (N).

L_h = Distancia entre las ubicaciones de las articulaciones plásticas, pulg. (mm).

$V_{gravity}$ = Fuerza de corte de la viga resultante de $1.2D + 1L$.

Se debe verificar que la resistencia al corte del diseño de la viga de acuerdo con el Capítulo G4 de la Especificación (ANSI/AISC 360-16).

Paso 9. Se diseña la conexión entre la viga y la columna.

Paso 10. Se verifica los requisitos de la placa de continuidad: Las placas de continuidad de las alas de la viga se proporcionarán de acuerdo con las disposiciones del (ANSI/AISC 341-10).

Paso 11. Se verifica las limitaciones de la relación columna-viga.

3.4.3 Diseño de ala soldada sin refuerzo y alma soldada (WUF-W).

La rotación inelástica se desarrolla principalmente al ceder la viga en la región adyacente a la cara de la columna. La ruptura de la conexión se controla a través de requisitos de detalle especiales asociados con las soldaduras que unen las alas de la viga a las alas de la columna, las soldaduras que unen el alma de la viga al ala de la columna, y la forma y el acabado de los orificios de acceso de la soldadura. Las conexiones de momento WUF-W están precalificadas para su uso en pórticos especiales a momento (SMF). Sección 8.1 y 8.2 del (ANSI/AISC 358-10, 2010).

Limitaciones de la viga.

El (ANSI/AISC 358-10, 2010) en la sección 8.3 especifica que: Las vigas deberán cumplir las siguientes limitaciones:

- (1) Las vigas deben ser miembros forjados en caliente o construidas a partir de placas, con alas anchas o en forma de I y deben cumplir con la sección 2.3 del (ANSI/AISC 358-10).
- (2) La profundidad de la viga está limitada a un máximo de W36 (W920) para formas forjadas en caliente. La profundidad de las secciones construidas no debe exceder la profundidad permitida para las formas de ala ancha.
- (3) El peso de la viga está limitado a un máximo de 150 lb/ft (224 kg/m).
- (4) El espesor del ala de la viga está limitado a un máximo de 1 pulg. (25 mm).
- (5) La relación entre la luz y el peralte de la viga debe ser mayor o igual a 7 en los sistemas SMF.
- (6) Las relaciones entre el ancho y el espesor para las alas y el alma de la viga deben cumplir con los requisitos de las Disposiciones del (ANSI/AISC 341-10).
- (7) Los arriostramientos laterales de las vigas deben cumplir con los requisitos de las Disposiciones del (ANSI/AISC 341-10). Para cumplir con los requisitos de arriostramientos laterales sísmicos en las zonas de rótulas plásticas, se proporcionarán arriostramientos laterales adicionales en las alas de la viga superior e inferior, y se ubicarán a una distancia de $1.5d$ de la cara de la columna. No se deben instalar arriostramientos laterales en la región que se extiende desde la cara de la columna hasta una distancia d de la cara de la columna. Sección 8.3 del (ANSI/AISC 358-10, 2010).

Excepción: Para los sistemas SMF, donde la viga soporta una losa estructural de concreto que está conectada a lo largo de la sección de la viga entre áreas protegidas con conectores de corte soldados espaciados un máximo de 12 pulg. (300 mm) en la parte central, superior e inferior. No se requiere arriostramiento adicional en zonas de rótulas plásticas. Sección 8.3 del (ANSI/AISC 358-10, 2010).

(8) La zona protegida consiste en la porción de viga que se encuentra entre la cara de la columna y la distancia a la profundidad de una viga, d , desde la cara de la columna.

Limitaciones de columna.

El (ANSI/AISC 358-10, 2010) en la sección 8.3 especifica que: Las columnas deberán cumplir las siguientes limitaciones:

(1) Las columnas deben ser cualquiera de las formas forjados en caliente o construidas a partir de placas.

(2) La viga se conectará al ala de la columna.

(3) Las columnas rectangulares construidas a partir de placas no deben tener una anchura o profundidad superior a 24 pulg. (610 mm).

(4) No hay límite en el peso por pie de columnas.

(5) No hay requisitos adicionales para el espesor del ala.

(6) Las relaciones de ancho a espesor para las alas y el alma de columnas deben cumplir con los requisitos de las Disposiciones del (ANSI/AISC 341-10).

(7) Los refuerzos laterales de las columnas deben cumplir con los requisitos de las Disposiciones del (ANSI/AISC 341-10).

Limitaciones para la conexión viga-columna.

Las conexiones de viga-columna deberán cumplir con las siguientes limitaciones:

Las zonas de panel deben cumplir con los requisitos de las Disposiciones Sísmicas AISC. Las relaciones de momento para viga débil-columna fuerte se limitarán de la siguiente manera para los sistemas SMF: la relación de momento viga-columna se ajustará a los requerimientos de las Disposiciones del (ANSI/AISC 341-10). El valor de ΣM_{pb} será tomada igual a $\Sigma(M_{pr} + M_{uv})$, donde M_{pr} se calcula de acuerdo al paso 1 del procedimiento de diseño y donde M_{uv} es el momento adicional debido a la amplificación de corte en la articulación plástica a la línea central de la columna. M_{uv} puede calcularse como $V_h (d_c/2)$, donde V_h es el cortante en la articulación plástica calculada por el paso 3 del procedimiento de diseño, y d_c es el peralte de la columna. Sección 8.4 del (ANSI/AISC 358-10, 2010).

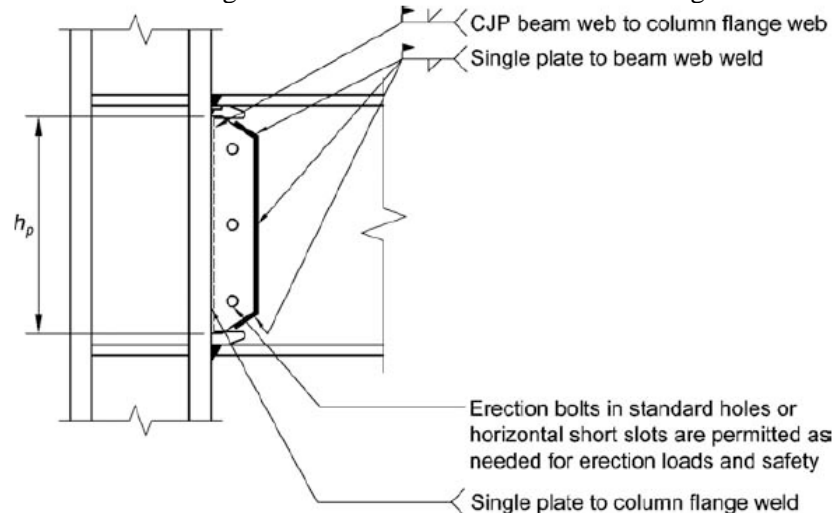
Limitaciones para las soldaduras entre el ala de la viga y el ala de la columna.

Las conexiones entre ala de la viga y ala de la columna deberán satisfacer las siguientes limitaciones: Las alas de la viga se deben conectar a las alas de la columna utilizando soldaduras de ranura de penetración completa (CJP). Las soldaduras del ala de la viga deben cumplir con los requisitos para soldaduras de demanda crítica. La geometría del orificio de acceso de soldadura debe cumplir con los requisitos de AWS D1.8 / D1.8M. Los requisitos de calidad del orificio de acceso de soldadura deben cumplir con los requisitos de AWS D1.8. Sección 8.5 del (ANSI/AISC 358-10, 2010).

Limitaciones para la conexión entre el alma de la viga a columna.

- (1) Una conexión de corte de placa deberá estar provista de un grosor igual al de la viga. La altura de la placa debe permitir ¼ pulg. (6 mm) mínimo y ½ pulg. (12 mm) superposición máxima con el orificio de acceso de soldadura en la parte superior e inferior, como se muestra en el gráfico 14. El ancho debe extenderse 2 pulg. (50 mm) como mínimo más allá del extremo del orificio de acceso a la soldadura. Sección 8.6 del (ANSI/AISC 358-10, 2010).

Gráfico 14: Detalles generales de la conexión del ala de la viga a la columna.



Fuente: Figura 8.2 del (ANSI/AISC 358-10, 2010).

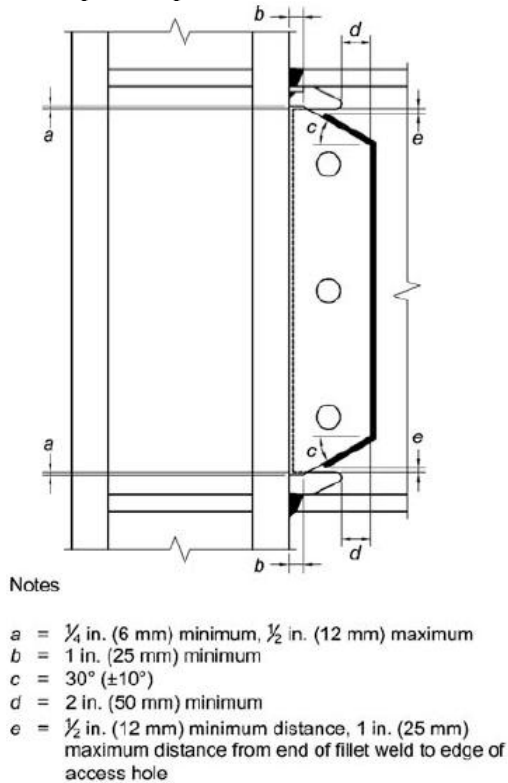
(2) La conexión de corte de placa debe soldarse al ala de la columna. El diseño de resistencia al corte de las soldaduras debe ser al menos $h_p \cdot t_p (0.6 R_y F_{yp})$, donde h_p se define como la longitud de la placa, como se muestra en el gráfico 14 y t_p es el espesor de la placa. Sección 8.6 del (ANSI/AISC 358-10, 2010).

(3) La conexión de corte de placa se conectará al alma de vigas con soldaduras de filete, como se muestra en el gráfico 14 y 15. El tamaño de la soldadura de filete debe ser igual al grosor de la placa menos 1/16 pulg. (2 mm). Las soldaduras de filete se extenderán a lo largo de las porciones superior e inferior inclinadas de la placa, y a lo largo de la longitud de la placa vertical, como se muestra en el gráfico 14 y 15. Las soldaduras de filete en las partes superior e inferior inclinadas de la placa deben terminar al menos 1/2 pulg. (12 mm) pero no más de 1 pulg. (25 mm) desde el borde del orificio de acceso a la soldadura, como se muestra en el gráfico 15. Sección 8.6 del (ANSI/AISC 358-10, 2010).

(4) Se permiten pernos de montaje en orificios estándar o ranuras cortas horizontales, según sea necesario.

(5) Se proporcionará una soldadura de ranura de penetración completa CJP entre el alma de la viga y el ala de la columna. Esta soldadura se proporcionará en toda la longitud del alma entre los orificios de acceso de la soldadura, y se ajustará a los requisitos para soldaduras críticas según la norma (ANSI/AISC 341-10) y AWS D1.8 / D1.8M. Sección 8.6 del (ANSI/AISC 358-10, 2010).

Gráfico 15: Detalles en la parte superior e inferior de la conexión de corte de placa.



Fuente: Figura 8.3 del (ANSI/AISC 358-10, 2010).

Procedimiento de diseño.

Paso 1. Se calcula el momento máximo probable en la articulación plástica, M_{pr} . El valor de Z_e se tomará como igual a Z_x de la sección de la viga y el valor de C_{pr} se tomará como igual a 1.4 (Para conexiones de momento WUF-W) basado en datos experimentales que muestran un alto grado de endurecimiento por deformación. Sección 8.7 del (ANSI/AISC 358-10, 2010).

Paso 2. La ubicación de la articulación de plástica debe tomarse en la cara de la columna; es decir, $S_h = 0$.

Paso 3. Se calcula la fuerza de corte, V_h , en la ubicación de la articulación plástica en cada extremo de la viga. La fuerza de corte en las ubicaciones de las articulaciones plásticas se determinará a partir de un diagrama de cuerpo libre de la porción de la viga entre las articulaciones plásticas. Este cálculo asumirá que el momento en cada articulación plástica es M_{pr} e incluirá las cargas de gravedad que actúan sobre la viga entre las articulaciones plásticas en función de la combinación de carga 1.2D + 1L. Adaptado de la sección 8.7 del (ANSI/AISC 358-10, 2010).

Paso 4. Se verifica las limitaciones de la relación columna-viga para SMF: la resistencia a corte requerida de la zona del panel, según las Disposiciones del (ANSI/AISC 341-10), se determinará a partir de la suma de los momentos máximos probables en la cara de la columna. El momento máximo probable en la cara de la columna se tomará como M_{pr} , calculado por Paso 1. Sección 8.7 del (ANSI/AISC 358-10, 2010).

Paso 5. Se verifica la resistencia al corte del diseño de la viga: La resistencia requerida al corte, V_u , de la viga se tomará igual a la mayor de los dos valores de V_h calculados en cada extremo de la viga en el Paso 3.

Paso 6. Se verifica los requisitos de la placa de continuidad de columna. Proporcionar placas de continuidad según sea necesario.

3.5. Fundamentos Cargas No Sísmicas (NEC-SE-CG).

3.5.1. Definición.

La (NEC-SE-CG, 2015) constituye un marco general para el calculista y diseñador de estructuras. Las cargas a considerar en el cálculo y diseño de todo tipo de estructuras son las siguientes: Las cargas permanentes (cargas muertas mínimas en particular) y cargas variables (cargas vivas, viento y granizo). Las cargas especificadas en (NEC-SE-DS) serán complementadas por las cargas accidentales que son las cargas sísmicas.

3.5.2. Combinaciones de cargas.

En el Ecuador, las normas de diseño para estructura son adoptadas de las normas norteamericanas (ASCE 7-16). En el procedimiento de diseño con la normativa (NEC-SE-CG, 2015), las ecuaciones para estudiar los estados límites de resistencia de una estructura se basan a las proporcionadas por la normativa (ASCE 7-16), que son especificadas en la sección 3.1 de este capítulo.

3.5.3. Cargas muertas y Cargas Vivas.

Los valores de los pesos para las cargas muertas y para la viva en esta normativa para el modelo estructural del análisis matemático son los mismos valores proporcionados por la normativa (ASCE 7-16), que son especificadas en la sección 3.1 de este capítulo.

3.5.4. Cargas de viento y granizo

No se consideran estas cargas porque el diseño de la estructura resultante de un análisis matemático con sus combinaciones de cargas, por inspección se establece controlando por acción de cargas sísmicas y no por cargas al viento (muy pequeño) o granizo (no existente en Santa Elena).

3.6. Fundamentos Peligro Sísmico (NEC-SE-DS).

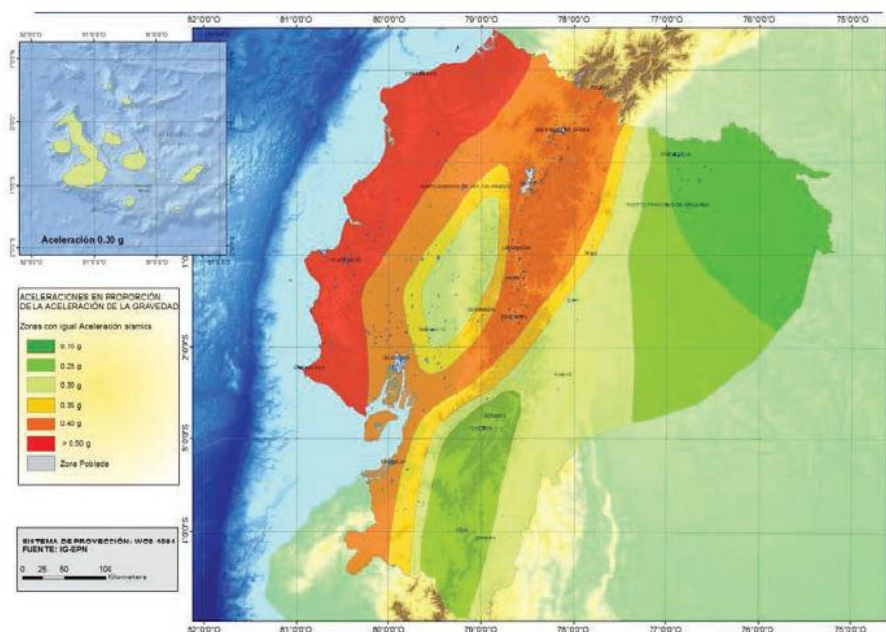
3.6.1. Definición.

La (NEC-SE-DS, 2015) proporciona con carácter mandatorio a los calculistas, diseñadores y profesionales del sector de la construcción, las herramientas de cálculo, basándose en conceptos de Ingeniería Sísmica y las especificaciones y requisitos mínimos que se debe adoptar para el diseño de estructura resistente a sismos. La (NEC-SE-DS, 2015) nombra dos métodos de diseño sísmico para edificaciones habitables, en este trabajo de titulación se aplica el Diseño Basado en Fuerzas (DBF). Con modelos matemáticos de análisis lineal elástico (Análisis Estático Equivalente).

3.6.2. Zonificación sísmica y factor de zona (Z).

Se usa el valor de (Z), mismo que representa la aceleración máxima en roca expresada como fracción de la aceleración de la gravedad. En el gráfico 16, se observa el mapa de zonificación que está basado en estudios de peligro sísmico, para un nivel de amenaza sísmica con periodo de retorno de 475 años, el sismo de diseño es un sismo severo o raro que tiene un 10 % de probabilidad de excedencia en 50 años. El mapa incluye una saturación a 0.50 g de los valores de aceleración sísmica en roca en el litoral ecuatoriano que caracteriza la zona VI, aunque sugiere la posibilidad de usar $Z > 0.5$, lo que sería aproximado para ciudades localizadas sobre el litoral costero del Ecuador. Sección 3.1 del (NEC-SE-DS, 2015).

Gráfico 16: Zona sísmica y valor del factor de zona z.



Fuente: Figura 1 de (NEC-SE-DS, 2015).

Se presentan los valores del factor de zona (Z) con su respectiva caracterización de peligro sísmico en la Tabla 22.

Tabla 22: Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.

ZONA SISMICA	I	II	III	IV	V	VI
VALOR FACTOR Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
CARACTERIZACIÓN DEL PELIGRO SÍSMICO	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Fuente: Extracto de la tabla 1 de (NEC-SE-DS, 2015).

3.6.3. Coeficientes de perfil de suelo F_a , F_d y F_s .

Los coeficientes F_a y F_d son valores que amplifican las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones, para diseño en roca. El coeficiente F_s es un coeficiente que considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo. Sección 3.2 de (NEC-SE-DS, 2015).

Tabla 23: Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto (F_a)

Tipo de perfil del Subsuelo.	Zona Sísmica y factor Z.					
	I	II	III	IV	V	VI
	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	$\geq 0,50$
C	1,40	1,30	1,25	1,23	1,20	1,18

Fuente: Extracto de la tabla 3 de (NEC-SE-DS, 2015).

Tabla 24: Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca (F_d).

Tipo de perfil del Subsuelo.	Zona Sísmica y factor Z.					
	I	II	III	IV	V	VI
	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	$\geq 0,50$
C	1,36	1,28	1,19	1,15	1,11	1,06

Fuente: Extracto de la tabla 4 de (NEC-SE-DS, 2015).

Tabla 25: Comportamiento inelástico del subsuelo (F_s).

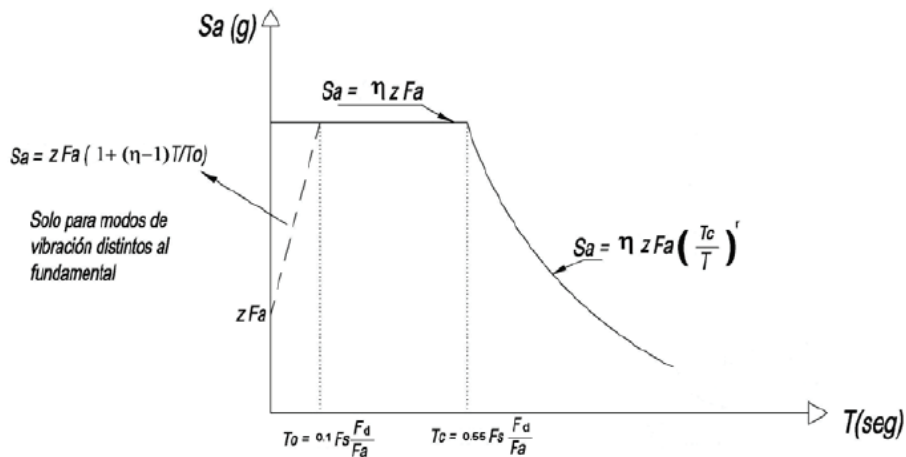
Tipo de perfil del Subsuelo.	Zona Sísmica y factor Z.					
	I	II	III	IV	V	VI
	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	$\geq 0,50$
C	0.85	0,94	1,02	1,06	1,11	1,23

Fuente: Extracto de la tabla 5 de (NEC-SE-DS, 2015).

3.6.4. Espectro elástico de aceleración horizontal de diseño.

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones S_a , expresado como fracción de la aceleración de la gravedad, es importante para definir la pseudo-aceleración que tendrá una edificación para sus periodos de vibración sobre un tipo de suelo previamente seleccionado como correspondiente al sitio del proyecto. Sección 3.3 de (NEC-SE-DS, 2015), se proporciona como en el gráfico 17.

Gráfico 17: Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.



Fuente: Figura 3 de (NEC-SE-DS, 2015).

$S_a = \eta Z F_a$	Para $T_0 \leq T \leq T_c$	Ecuación (3-55)
--------------------	----------------------------	-----------------

$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r$	Para $T > T_c$	Ecuación (3-56)
---	----------------	-----------------

Dónde:

S_a = Espectro de respuesta elástico de aceleraciones expresado como fracción de la aceleración de la gravedad (g). Depende del período o modo de vibración de la estructura.

T_0 = Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

T_c = Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

T = Período fundamental de vibración de la estructura.

Así mismo, de los análisis de las ordenadas de los espectros de peligro uniforme en roca para el 10% de probabilidad de excedencia en 50 años (período de retorno 475 años), se definieron los valores de la relación de amplificación espectral η (S_a/Z , en roca), que varían dependiendo de la región del Ecuador, sección 3.3 de (NEC-SE-DS, 2015) adoptándose los siguientes valores:

- $\eta = 1.80$: Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas).
- $\eta = 2.48$: Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos.
- $\eta = 2.60$: Provincias del Oriente.

R = Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto;

$r = 1$ para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E.

Los valores para T_c y T_L se calculan con las siguientes ecuaciones:

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad \text{Ecuación (3-57)}$$

Para análisis dinámico y, únicamente para evaluar la respuesta de los modos de vibración diferentes al modo fundamental, el valor de S_a debe evaluarse mediante la siguiente expresión, para valores de período de vibración menores a T_o . Sección 3.3 de (NEC-SE-DS, 2015).

$$S_a = z F_a \left(1 + (\eta - 1) \frac{T}{T_o} \right) \quad \text{Para } 0 \leq T \leq T_o \quad \text{Ecuación (3-58)}$$

$$T_o = 0.10 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad \text{Ecuación (3-59)}$$

3.6.5. Cortante basal de diseño (V).

El cortante basal total de diseño (V) en la dirección horizontal de análisis considerada actúa en la base de la estructura, es decir, representa la resultante de las fuerzas sísmicas que actúan en cada piso de una estructura en una dirección especificada. El valor de V. Sección 6.3 de (NEC-SE-DS, 2015), se determinará mediante la expresión:

$$V = \frac{I \cdot S_a(T_a)}{R \cdot \phi_p \cdot \phi_e} \cdot W \quad \text{Ecuación (3-60)}$$

Dónde:

V = Cortante basal total de diseño.

I = Coeficiente de importancia definido en la tabla 26.

$S_a(T_a)$ = Espectro de diseño en aceleración, con respecto al periodo de vibración de la estructura.

R = Factor de reducción de resistencia sísmica.

W = Carga sísmica reactiva.

ϕ_p y ϕ_e = Coeficientes de configuración en planta y elevación.

Categoría de edificio y coeficiente de importancia I.

El factor I de la estructura se debe clasificar dentro de una de las categorías que se establecen en la Tabla 26, con el fin de incrementar dentro de la demanda sísmica de diseño para la estructura, El valor de I es mayor que 1 cuando por sus características de utilización o de importancia la estructura debe permanecer operativa y sufrir daño menor que una estructura I = 1.0 durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño. Sección 6.3 del (NEC-SE-DS, 2015).

Tabla 26: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coefficiente I
Edificaciones Esenciales.	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de Ocupación especial.	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente.	1.3
Otras estructuras.	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores.	1.0

Fuente: Extracto de la tabla 6 de (NEC-SE-DS, 2015).

Determinación del período de vibración T.

La (NEC-SE-DS, 2015) en la sección 6.3, describe dos métodos aproximados para determinar el período de vibración de la estructura T, para cada dirección principal. En este Trabajo de Titulación se utilizó el método 1. El valor de T obtenido al utilizar este método la ecuación de la sección 6.3.3 es una estimación inicial razonable del período estructural que permite el cálculo de las fuerzas sísmicas a aplicar sobre la estructura, realizar su prediseño y dimensionamiento final. Al final de esta sección con el valor de T se determina el valor $S_a(T_a)$ del espectro en aceleraciones.

$$T = C_t h_n^\alpha \quad \text{Ecuación (3-61)}$$

Dónde:

T = Período de vibración.

h_n = Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.

C_t = Coeficiente que depende del tipo de edificio.

Tabla 27: Coeficiente C_t y α .

ESTRUCTURAS DE ACERO	C_t	α
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75

Fuente: Extracto de (NEC-SE-DS, 2015).

Factor de reducción de fuerza sísmica R.

El factor R reduce la fuerza sísmica de diseño o cortante basal. Su valor está en función de algunos factores como el tipo de suelo, tipo de sistema estructural, periodo de vibración. Sección 6.3.4 del (NEC-SE-DS, 2015). Para Sistemas Estructurales Dúctiles se especifica $R=8$ para todos los sistemas estructurales de la tabla 28.

Tabla 28: Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles.

Pórticos resistentes a momentos.	R
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8

Fuente: Extracto de la tabla 15 de (NEC-SE-DS, 2015).

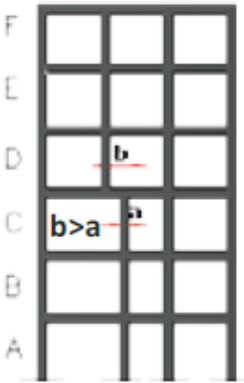
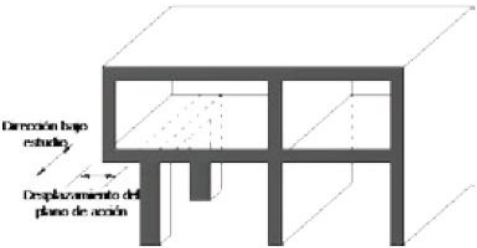
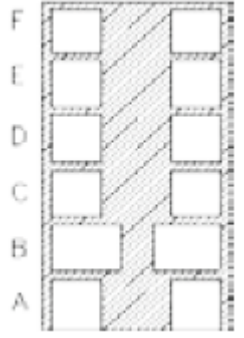
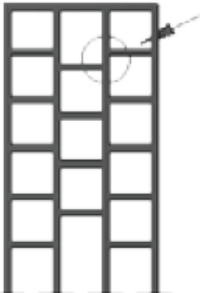
Carga sísmica reactiva W.

La carga sísmica se calcula mediante el mismo método proporcionado por la normativa (ASCE 7-16), que son especificadas en la sección 3.1 de este capítulo.

Coeficiente de regularidad en planta ϕ_P y elevación ϕ_E .

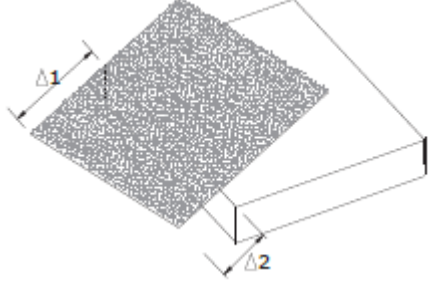
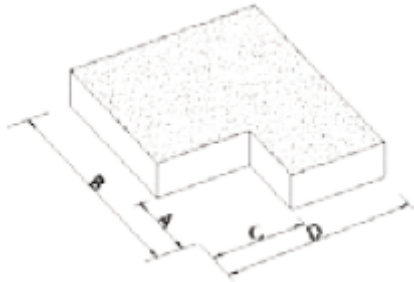
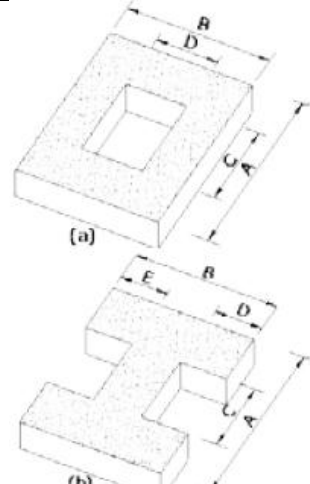
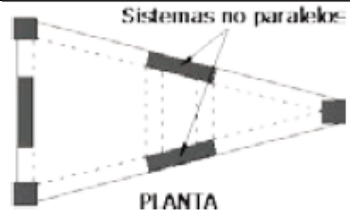
Una estructura se considera como regular en planta y en elevación, cuando no presenta ninguna de las condiciones de irregularidad descritas en la Tabla 29 y Tabla 30. En el caso de estructuras irregulares, tanto en planta como en elevación, se usarán los coeficientes de configuración estructural, que “penalizan” al diseño con fines de tomar en cuenta dichas irregularidades, las que se consideran responsables de un comportamiento estructural deficiente ante la ocurrencia de un sismo. Los coeficientes de configuración estructural incrementan el valor del cortante de diseño, con la intención de proveer de mayor resistencia a la estructura, pero no evita el posible comportamiento sísmico deficiente de la edificación. Sección 5.2 de (NEC-SE-DS, 2015).

Tabla 29: Configuraciones estructurales no recomendadas.

IRREGULARIDADES EN ELEVACION		IRREGULARIDADES EN PLANTA
<p>Ejes verticales discontinuos o muros soportados por columnas.</p> <p>La estructura se considera irregular no recomendada cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento.</p>		<p>Desplazamiento de los planos de acción de elementos vertical.</p> <p>Una estructura se considera irregular no recomendada cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente.</p> 
<p>Piso débil-Discontinuidad en la resistencia.</p> <p>La estructura se considera irregular no recomendada cuando la resistencia del piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior, (entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada).</p>	 <p>Resistencia PISO 8 < 0.70 resistencia PISO C.</p>	
<p>Columna corta.</p> <p>Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.</p>		

Fuente: Extracto de la tabla 12 de (NEC-SE-DS, 2015).

Tabla 30: Coeficientes de irregularidad en planta.

<p>Tipo 1 - Irregularidad torsional. $\phi_{Pi}=0.9$ $\Delta = 1.2 \frac{(\Delta_1 + \Delta_2)}{2}$ Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
<p>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas. $\phi_{Pi}=0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$ La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p>Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso. $\phi_{Pi}=0.9$ a) $CxD > 0.5AxB$ b) $[CxD + CxE] > 0.5AxB$</p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos. $\phi_{Pi}=0.9$ La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto, la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Fuente: Extracto de la tabla 13 de (NEC-SE-DS, 2015).

Coefficiente de regularidad en planta ϕ_P .

El coeficiente ϕ_P se estimará a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad en las plantas en la estructura, descritas en la Tabla 30. Se utilizará la ecuación:

$$\phi_P = \phi_{PA} \phi_{PB} \quad \text{Ecuación (3-62)}$$

Dónde:

ϕ_P = Coeficiente de regularidad en planta.

ϕ_{PA} = Mínimo valor ϕ_{Pi} de cada piso i de la estructura en el caso de irregularidades tipo 1, 2 y/o 3.

ϕ_{PB} = Mínimo valor ϕ_{Pi} de cada piso i de la estructura en el caso de irregularidades tipo 4.

ϕ_{Pi} = Coeficiente de configuración en planta.

Cuando una estructura no contempla ninguno de los tipos de irregularidades descritas en la Tabla 30, en ninguno de sus pisos, ϕ_P tomará el valor de 1 y se le considerará como regular en planta. (NEC-SE-DS, 2015).

Coefficiente de regularidad en elevación ϕ_E .

El coeficiente ϕ_E se estimará a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad en elevación de la estructura, descritas en la Tabla 32. Se utilizará la ecuación:

$$\phi_E = \phi_{EA} \phi_{EB} \quad \text{Ecuación (3-63) 64}$$

Dónde:

ϕ_E = Coeficiente de regularidad en elevación

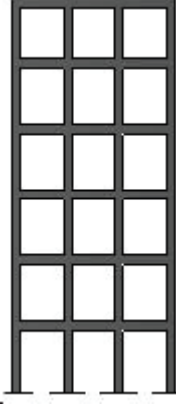
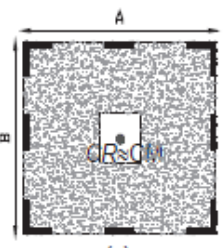
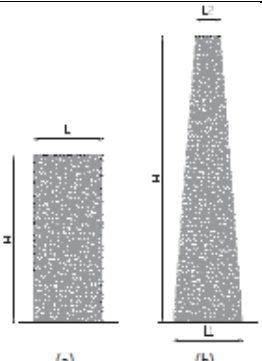
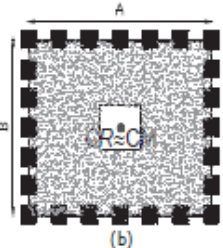
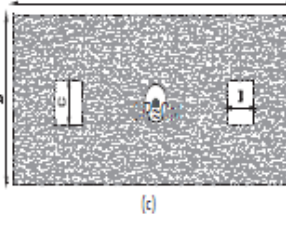
ϕ_{EA} = Mínimo valor ϕ_{Ei} de cada piso i de la estructura, en el caso de irregularidades tipo 1; ϕ_{Ei} en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para la irregularidad tipo 1.

ϕ_{EB} = Mínimo valor ϕ_{Ei} de cada piso i de la estructura, en el caso de irregularidades tipo 1; ϕ_{Ei} en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para la irregularidad tipo 2 y/o 3.

ϕ_{Ei} = Coeficiente de configuración en elevación.

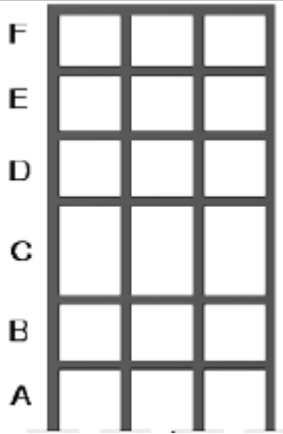
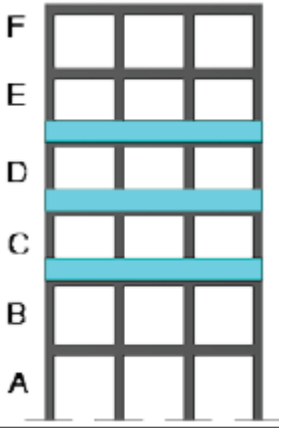
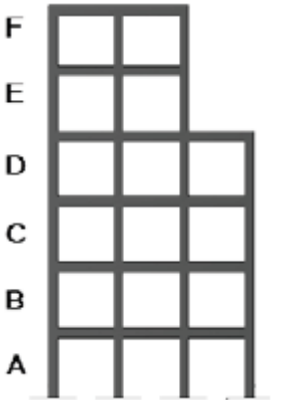
Cuando una estructura no contempla ninguno de los tipos de irregularidades descritos en las Tabla 31 y Tabla 32 en ninguno de sus niveles, $\phi_E = 1$ y se le considerará como regular en elevación. (NEC-SE-DS, 2015).

Tabla 31: Configuraciones estructurales recomendadas.

CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN $\phi_{Ei} = 1$		CONFIGURACIÓN EN PLANTA $\phi_{Pi} = 1$	
La altura de entrepiso y la configuración vertical de sistemas aporticados, es constante en todos los niveles. $\phi_{Ei}=1$		La configuración en planta ideal en un sistema estructural es cuando el Centro de Rigidez es semejante al Centro de Masa. $\phi_{Pi}=1$	
La dimensión del muro permanece constante a lo largo de su altura o varía de forma proporcional. $\phi_{Ei}=1$			
			

Fuente: Extracto de la tabla 11 de (NEC-SE-DS, 2015).

Tabla 32: Coeficientes de irregularidad en elevación.

<p>Tipo 1 - Piso flexible. $\phi_{Ei}=0.9$ Rigidez $K_c < 0.70$ Rigidez K_D $Rigidez < 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p>Tipo 2 - Distribución de masa. $\phi_{Ei}=0.9$ $m_D > 1.50 m_E$ ó $m_D > 1.50 m_C$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p>Tipo 3 - Irregularidad geométrica. $\phi_{Ei}=0.9$ $a > 1.3 b$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto, la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Fuente: Extracto de la tabla 14 de (NEC-SE-DS, 2015).

Distribución de fuerzas verticales sísmicas laterales.

Para la distribución de fuerzas verticales son las mismas ecuaciones proporcionadas por la normativa (ASCE 7-16). Sin embargo, la determinación del exponente K en la norma ecuatoriana de construcción se realiza diferente, como función del periodo de vibración de la estructura:

Tabla 33: Coeficiente K.

Valores de T (s)	K
≤ 0.5	1
$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75 + 0.50 T$
> 2.5	2

Fuente: Extracto de la tabla sección 6.3.3 de (NEC-SE-DS, 2015).

3.6.6. Control de la deriva de piso (Derivas Inelásticas Δ).

En el diseño de una edificación sismo resistente se deben controlar las deformaciones relativas de entrepiso o derivas, las cuales provocan daños en los elementos estructurales. El control se lo realiza calculando a partir de análisis elástico, a las derivas inelásticas y luego comparándolas con las derivas límites permisibles. Las derivas elásticas que se obtienen como función de diseño de la distribución de las fuerzas laterales en cada piso provocadas por el sismo de diseño. Sección 6.3.9 de (NEC-SE-DS, 2015).

$$\Delta_M = 0.75 R \Delta_E \quad \text{Ecuación (3-64)}$$

Dónde:

Δ_M = Deriva inelástica máxima calculada.

Δ_E = Derivas elásticas calculada para la aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas.

Se verificará que:

$$\Delta_M < \Delta_{\text{máxima permisible}}$$

Dónde:

$\Delta_{\text{máxima permisible}}$ = El límite para la deriva inelástica establecidos en la tabla 34.

Tabla 34: Valores de Δ_M máximo permisible, expresados como fracción de la altura de piso.

Estructura de:	$\Delta_{\text{máxima permisible}}$ (Sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera.	0.02

Fuente: Extracto de la tabla 7 de (NEC-SE-DS, 2015).

3.6.7. Distribución horizontal del cortante.

Tanto la distribución horizontal del cortante dentro de un piso, como la inclusión del análisis de la torsión accidental en cada nivel de la edificación se realiza con las mismas consideraciones proporcionadas por la normativa (ASCE 7-16), que son especificadas en este capítulo en la sección 3.1 de este capítulo.

3.6.8. Momentos torsionales horizontales y torsión accidental.

El cálculo del momento torsional de diseño de un piso y el factor de amplificación torsional A_x en la (NEC-SE-DS, 2015) utiliza la misma formulación y ecuaciones que se usan en la normativa (ASCE 7-16), que son especificadas en la sección 3.1 en este capítulo.

3.6.9. Efectos de segundo orden P- Δ e índice de estabilidad Q_i .

Los efectos P- Δ corresponden a los efectos adicionales a los de primer orden de análisis y se deben analizar en las dos direcciones principales de la estructura, son causados por los efectos de segundo orden que se calculan sobre la geometría deformada de la estructura por las cargas del análisis del primer orden y que producen un incremento en las fuerzas internas, momentos y derivas de la estructura. Para el cálculo de dichos incrementos y para la evaluación de la estabilidad estructural global los efectos P- Δ deben ser considerados. Sección 6.3.7 de (NEC-SE-DS, 2015).

El índice de estabilidad Q_i , para el piso i y en la dirección bajo estudio, se calcula por medio de la ecuación (3-65):

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i H_i} \quad \text{Ecuación (3-65)}$$

Dónde:

Q_i = Índice de estabilidad del piso i , es la relación entre el momento de segundo orden y el momento de primer orden.

P_i = Suma de la carga vertical total sin mayorar, incluyendo el peso muerto y la sobrecarga por carga viva, del piso i y de todos los pisos localizados sobre el piso i .

Δ_i = Deriva del piso i calculada en el centro de masas del piso.

V_i = Cortante sísmico del piso i .

h_i = Altura de entrepiso i considerado.

Se debe cumplir $Q_i \leq 0.30$.

Factor de mayoración $F_{p-\Delta}$.

La (NEC-SE-DS, 2015) especifica que: Los efectos $P-\Delta$ no necesitan ser considerados cuando el índice de estabildades $Q_i < 0.1$. Para considerar el efecto $P-\Delta$ en la dirección bajo estudio y cuando $0.1 < Q_i < 0.3$, se determina un factor de mayoración:

$$F_{p-\Delta} = \frac{1}{1 - Q_i} \quad \text{Ecuación (3-66)}$$

Dónde:

$F_{p-\Delta}$ = Factor de mayoración.

El factor $F_{p-\Delta}$ se debe multiplicar por las derivas del piso calculado (Δ_{Ei}), las fuerzas internas y los momentos de la estructura que aparecen como producto de la aplicación de las cargas laterales de diseño. (NEC-SE-DS, 2015).

3.7. Fundamentos para el diseño de Estructuras de Acero (NEC-SE-AC).

3.7.1. Definición.

Su capacidad de diseño (NEC-SE-AC, 2015) establece disposiciones que se aplicarán cuando el coeficiente de reducción de respuesta sísmica R , especificado en la (NEC-SE-DS) sea mayor a 3. Los sistemas de acero estructural diseñados con valores de R mayor a 3 se espera disipen la energía proveniente de los movimientos del terreno con un diseño basado en ductilidad para las de deformaciones inelásticas de la estructura.

En esta sección se presenta aquello que se modifica o complementa las especificaciones AISC de las secciones anteriores 3.3 y 3.4.

3.7.2. Diseño basado en factores de carga y resistencia (DFCR).

Los conceptos para resistencia nominal y resistencia disponible en el Diseño basado en factores de Cargas y Resistencia deben cumplir con las disposiciones del código (ANSI/AISC 360-16), que son especificadas en la sección 3.2 en este capítulo.

3.7.3. Especificaciones para los materiales.

Las especificaciones del acero estructural para Sistemas Resistentes a Cargas Sísmicas (SRCS) deben cumplir con las disposiciones del código (ANSI/AISC 341-10), que son especificadas en la sección 3.3 en este capítulo.

3.7.4. Diseño de miembros.

Los miembros del SRCS deben cumplir con características de secciones sísmicamente compactas del código (ANSI/AISC 360-16), que son especificadas en la sección 3.2 en este capítulo.

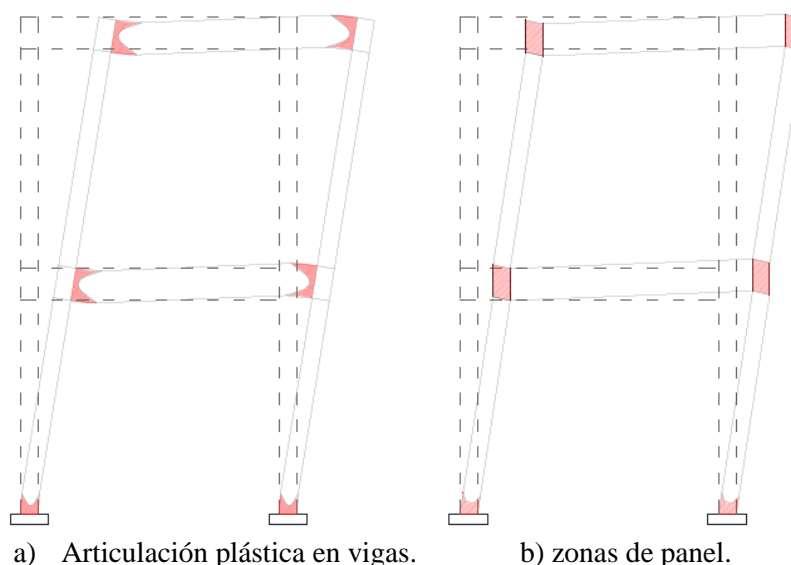
3.7.5. Diseño de conexiones, juntas y sujetadores.

Las especificaciones para el Diseño conexiones, juntas y sujetadores que forman parte de un Sistema Resistente a Cargas Sísmicas deben cumplir con las disposiciones del código (ANSI/AISC 360-16), que son especificadas en la sección 3.2 en este capítulo.

3.7.6. Pórticos especiales a momento (PEM).

Los pórticos especiales a momento (PEM) deben de ser capaces de resistir deformaciones inelásticas significativas cuando estén sujetos a las fuerzas resultantes producidas por el sismo de diseño. Se espera que la mayoría de las deformaciones inelásticas ocurran en las articulaciones plásticas de las vigas con limitada fluencia en las zonas de los paneles de las conexiones. También se espera que ocurran deformaciones inelásticas en las bases de las columnas. En el gráfico 18 se presenta las zonas en las que se espera deformaciones inelásticas en un PEM. Los PEM deben satisfacer los requerimientos de esta sección. Sección 8.1 de (NEC-SE-AC, 2015).

Gráfico 18: Pórticos especiales a momento.



Fuente: Figura 2 de (NEC-SE-AC, 2015).

Sistema estructural: Las estructuras donde todos sus pórticos interiores como exteriores, son diseñados como PEM, son denominadas como TIPO 1.

Tipo 2: solamente sus pórticos perimetrales se diseñan como PEM.

Criterio de columna fuerte - viga débil.

Para contar con un sistema estructural donde las columnas son más fuertes que las vigas, se deben satisfacer las relaciones del código (ANSI/AISC 341-10) que son especificadas en la sección 3.3 en este capítulo.

Arriostramiento lateral de las conexiones viga – columna.

Para conexiones con arriostramiento o sin arriostramiento se deben cumplir las disposiciones del código (ANSI/AISC 341-10), que son especificadas en la sección 3.3 en este capítulo.

Limitaciones para vigas y columna:

Para el diseño de las estructuras: Tipo 1: en Ecuador se usará un coeficiente de reducción de respuesta sísmica, $R=6$. Tipo 2: consistente con lo permitido con las normas AISC de los Estados Unidos de Norteamérica, se usará en un coeficiente de reducción de respuesta sísmica, $R=8$. (NEC-SE-AC, 2015).

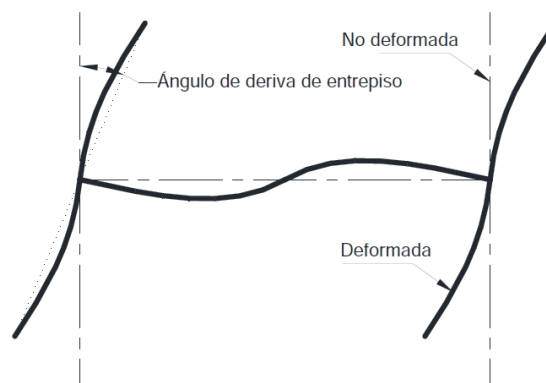
NOTA: A fin de obtener estructuras Tipo 1 más económicas, se permiten relaciones ancho-espesor, mayores a las utilizadas para las estructuras del Tipo 2. Para el caso de estructuras Tipo 1, se permite multiplicar las relaciones ancho-espesor para vigas y columnas por 1.15. (NEC-SE-AC, 2015).

Se debe sobreentender, aunque no se señala explícitamente aquí, que cuando se diseñe un sistema tipo 2 en Ecuador, rijan las relaciones ancho-espesor del AISC.

Conexiones viga – columna.

Para estructuras Tipo 1, la conexión debe ser capaz de sostener un ángulo de deriva de entrepiso de por lo menos 0.035 radianes. En el gráfico 19 se ilustra el concepto de ángulo de deriva de entrepiso. Nótese que rotaciones plásticas de 0.025 radianes equivalen a un ángulo de deriva de entrepiso de 0.035 radianes para pórticos con una deriva elástica de entrepiso de 0.01 radianes. (NEC-SE-AC, 2015).

Gráfico 19: Ángulo de deriva de entrepiso.



Fuente: Tomado de FEMA 350. (NEC-SE-AC, 2015).

Resistencia requerida a Flexión para la viga.

La resistencia a flexión de la viga, determinada en la cara de la columna, debe ser igual o por lo menos $0.80M_p$ de la viga conectada cuando el ángulo de deriva de entrepiso sea de 0.035 radianes para estructuras Tipo 1. (NEC-SE-AC, 2015).

Resistencia Requerida a Cortante en la conexión de viga.

La resistencia requerida a corte por la viga que llega a la conexión se determina de acuerdo al código (ANSI/AISC 341-10), que son especificaciones señaladas en la sección 3.3 en este capítulo.

Zonas de panel en conexiones viga-columna.

El espesor individual de la placa requerida de la zona de panel se determina según el código (ANSI/AISC 341-10), con las especificaciones señaladas en la sección 3.3 en este capítulo. El dimensionamiento de la zona de panel dependerá de la conexión precalificada.

Resistencia al Cortante de la zona de panel.

La resistencia requerida al cortante de la zona de panel se determina de acuerdo al código (ANSI/AISC 360-16), según lo especificado en la sección 3.2 en este capítulo.

Empalmes de columnas.

Para determinar la resistencia a flexión probable usando las combinaciones de carga DFCR se calcula igual que en el código (ANSI/AISC 341-10), que son especificadas en la sección 3.3 en este capítulo.

3.7.7. Conexiones precalificadas para pórticos especiales a momento.

La conexión precalificada que se utiliza en pórticos especiales a momento (PEM), es la conexión con viga de sección reducida (CVSR). Esta conexión debe cumplir con los requerimientos del código (ANSI/AISC 360-16) y (ANSI/AISC 341-10), según lo especificado en las secciones 3.2 y 3.3 respectivamente en este capítulo.

La (NEC-SE-AC, 2015) no señala la posibilidad de usar otra conexión precalificada distinta a la conexión de viga reducida (CVRS), pero tampoco prohíbe el uso de otras conexiones precalificadas (ANSI/AISC 358-10).

3.7.8. Conexión con viga de sección reducida.

El diseño de la Conexión con Viga de Sección Reducida (CVSR) se detalla en el código (ANSI/AISC 358-10), según lo especificada en la sección 3.4 en este capítulo.

CAPÍTULO 4

ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN CON ESTRUCTURA DE ACERO

4.1. Especificaciones generales de la edificación.

a) Geometría del edificio estudiado.

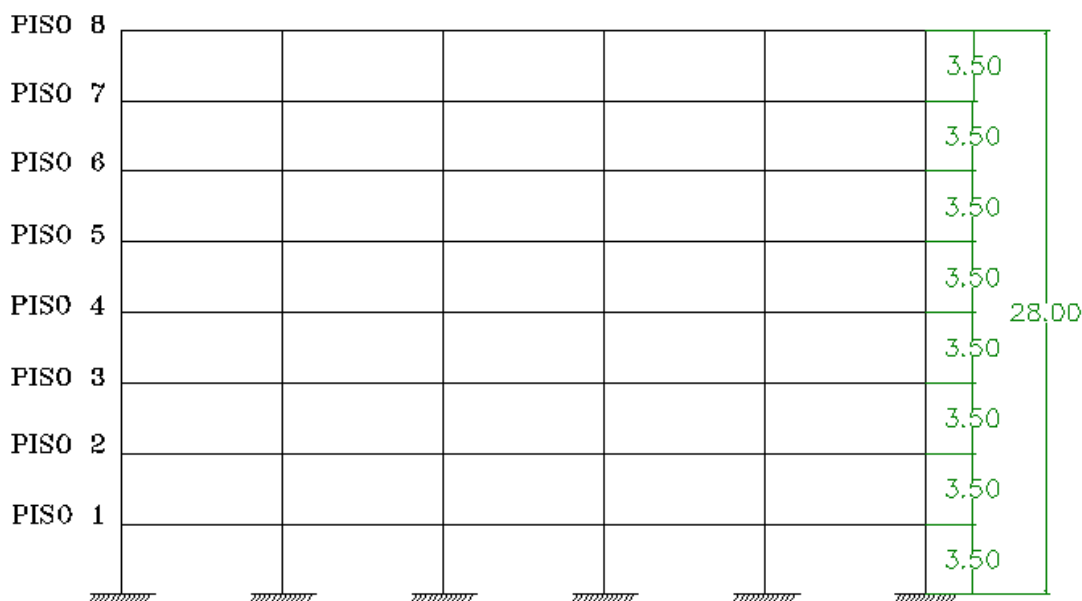
El edificio es irregular en planta y regular en elevación. El edificio tiene un área de 1024 m² en planta, con forma arquitectónica en L. En el gráfico 20 se observa la altura total del edificio de 28 metros, con una altura entrepisos de 3.50 metros. La distribución en planta se observa en el gráfico 21.

Se tienen vigas principales (VP) en ambas direcciones (VP_x, VP_y) con luces de 8 metros.

Se incorporan vigas secundarias (VS) en la dirección X, de 8 metros de luz, apoyadas a la mitad de la luz de las vigas principales de la dirección Y (VP_y).

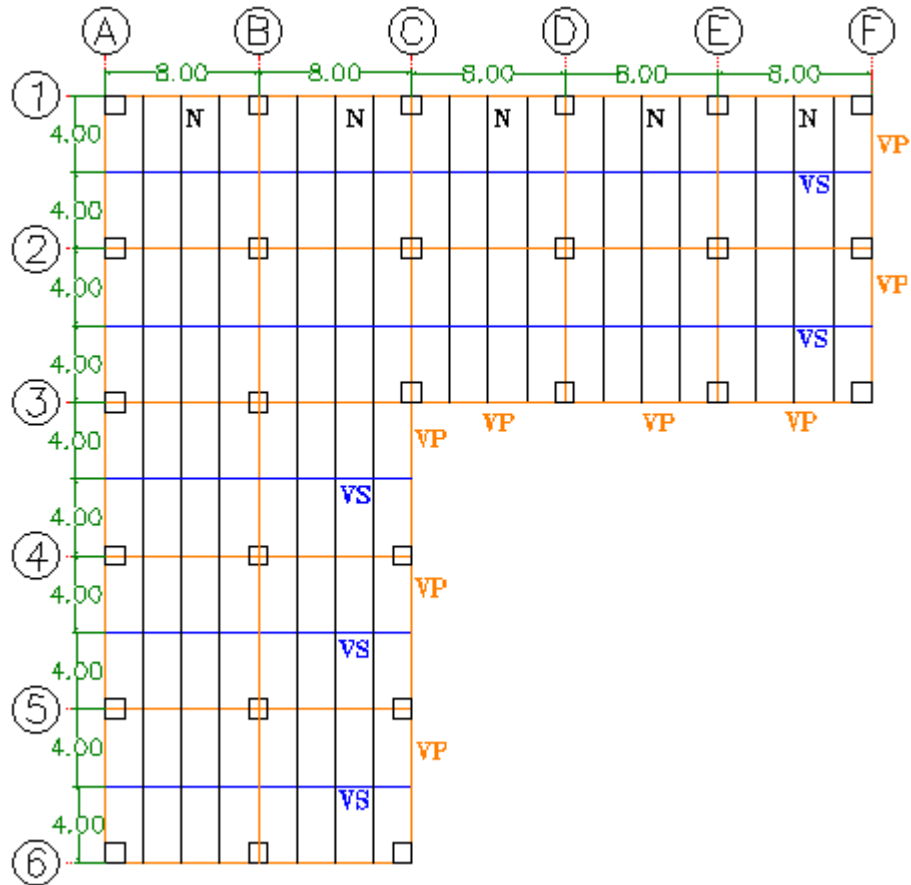
Los nervios (N) se disponen en la dirección Y, cada 2 metros con luces de 4 metros apoyados en vigas secundarias y vigas principales de la dirección X.

Gráfico 20: Elevación del edificio.



Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Gráfico 21: Planta de la edificación modelo.



Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

b) Materiales.

En los diseños se considera el acero de norma ASTM A992 Grado 50 para perfiles estructurales laminados en caliente según se indica en la sección 3.3 del capítulo 3. Este acero tiene propiedades que han sido desarrolladas para tener un mejor desempeño sismo-resistente.

c) Sistema de Losa Seleccionada.

La losa en la edificación será un Steel Deck, tal como se muestra en el gráfico 22. Se usará una placa colaborante de acero galvanizado tipo Novalosa 55, la cual tienen sus normas técnicas específicas: NTE INEN 2397, ASTM A653, ANSI/ ASCE 3-91 (Sistema Novalosa en Ecuador).

El peso propio de la losa se calcula usando datos del catálogo Novacero:

$$\text{Peso de Novalosa 55} = 7.47 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Peso del Hormigón sobre Novalosa 55} = 2400 \text{ kg/m}^3 * 0.075 \text{ m}^3/\text{m}^2 = \mathbf{180 \text{ kg/m}^2}$$

$$\text{Peso del Hormigón sobre Novalosa 55} = \text{Peso Unitario de Hormigón Armado} * \text{Volumen de Hormigón en Losa}$$

$$\text{Peso de Losa} = 180 \text{ kg/m}^2 + 7.47 \text{ kg/m}^2 = 187.47 \text{ kg/m}^2 \approx \mathbf{190 \text{ kg/m}^2}$$

$$\text{Peso de Losa} = \text{Peso del Hormigón sobre Novalosa 55} + \text{Peso de Novalosa 55}$$

b) Carga muerta sobreimpuesta al piso.

Este proyecto de titulación no cuenta con planos arquitectónicos para las distribuciones de paredes, por lo que se asume una longitud de 160 m (paredes exteriores) y 176 m (paredes interiores). Se define la carga muerta de las paredes asumiendo un porcentaje de abertura del 75% para paredes exteriores y 80% para paredes interiores. Los pesos propios de los demás elementos se especifican en la tabla 4.

$$\text{Peso de Paredes Exteriores} = (160 \text{ m} * 3.5 \text{ m} * 0.1 \text{ m}) * 1200 \text{ kg/m}^3 * 0.75 = \mathbf{50400 \text{ kg}}$$

$$\text{Peso de Paredes Exteriores} = \text{Volumen de Paredes} * \text{Peso unitario de bloque hueco de Hormigón} * \text{Porcentaje de Abertura}$$

$$\text{Peso de Paredes Interiores} = (176 \text{ m} * 3.5 \text{ m} * 0.1 \text{ m}) * 1000 \text{ kg/m}^3 * 0.80 = \mathbf{49280 \text{ kg}}$$

$$\text{Peso de Paredes Interiores} = \text{Volumen de Paredes} * \text{Peso unitario de ladrillo cerámico hueco} * \text{Porcentaje de Abertura}$$

A partir de los pesos asumidos para las paredes, se calcula la carga muerta de la mampostería por unidad de área.

$$\text{Carga muerta Mampostería} = (50400 \text{ kg} + 49280 \text{ kg}) / 1024 \text{ m}^2 = 97.34 \text{ kg/m}^2 \approx \mathbf{100 \text{ kg/m}^2}$$

$$\text{Carga muerta Mampostería} = (\text{Peso de Paredes Exteriores} + \text{Peso de Paredes Interiores}) / \text{Área Total en Planta}$$

$$\text{Carga muerta Contrapiso} = 20 \text{ KN/m}^3 * 0.035 \text{ m} = 0.7 \text{ KN/m}^2 \approx \mathbf{70 \text{ kg/m}^2}$$

$$\text{Carga muerta Contrapiso} = \text{Peso unitario de Cemento compuesto y Arena} * \text{Espesor de Contrapiso}$$

Carga muerta Baldosa Cerámica = $18 \text{ KN/m}^3 * 0.005 \text{ m} = 0.8 \text{ KN/m}^2 \approx 10 \text{ kg/m}^2$

Carga muerta Baldosa Cerámica = Peso unitario de Baldosa Cerámica * Espesor de Cerámica

A las cargas muertas sobreimpuestas en la losa se aumentará el peso propio de la losa para obtener la carga muerta de servicio de losa de piso tipo.

Tabla 35: Carga muerta de losa tipo (Piso 1-7).

Descripción	Valor	Unidades
Peso de la losa	190	kg/m ²
Mampostería	100	kg/m ²
Peso de Instalaciones	40	kg/m ²
Cielorraso	40	kg/m ²
Contrapiso	70	kg/m ²
Baldosa Cerámica	10	kg/m ²
Total	450	kg/m²

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Para definir el valor de la carga muerta sobreimpuesta en la losa de cubierta lo que no debe considerarse es la mampostería y se considera un cambio en el tipo de piso.

Tabla 36: Carga muerta de losa tipo (Piso 8).

Descripción	Valor	Unidades
Peso de la losa	190	kg/m ²
Peso de Instalaciones	40	kg/m ²
Cielorraso	40	kg/m ²
Enlucido	50	kg/m ²
Total	320	kg/m²

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

4.2.2. Especificación de la carga viva.

En este trabajo de titulación se asume que el edificio tiene uso para oficinas, por lo que según la tabla 5 en la sección 3.1 del capítulo 3, se adopta una carga viva de 240 kg/m² para los primeros 7 pisos de la edificación. Para el caso del piso 8 de la losa de cubierta se considera una carga viva de 70 kg/m².

4.2.3. Diseño del sistema de losa.

Para el diseño de losa se considera las cargas muertas y vivas con la combinación $W_u = 1.2D + 1.6L$ para el cálculo de la carga factorada.

Losa tipo (Piso 1-7):

Ecuación de la sección 3.1.2.

$$W_u = 1.2D + 1.6L$$

$$W_u = 1.2 (450 \text{ kg/m}^2) + 1.6 (240 \text{ kg/m}^2)$$

$$W_u = 924 \text{ kg/m}^2$$

Losa de cubierta (Piso 8):

$$W_u = 1.2 (320 \text{ kg/m}^2) + 1.6 (70 \text{ kg/m}^2)$$

$$W_u = 496 \text{ kg/m}^2$$

Con un valor de 924 kg/m^2 de carga factorada, en la tabla de Novalosa 55 (Tabla 37) se obtiene un valor aproximado de 980 kg/m^2 para el diseño de la losa. Se usará una placa colaborante de acero galvanizado con un espesor de 0.76 mm , un espesor de losa de hormigón de 5 cm medido desde la parte superior de la Novalosa 55 y una separación máxima entre apoyos para la losa de 2 metros . Esta distancia es apropiada con la distribución de los nervios en el gráfico 21.

Tabla 37: Cuadro de capacidades de Carga Novalosa 55.

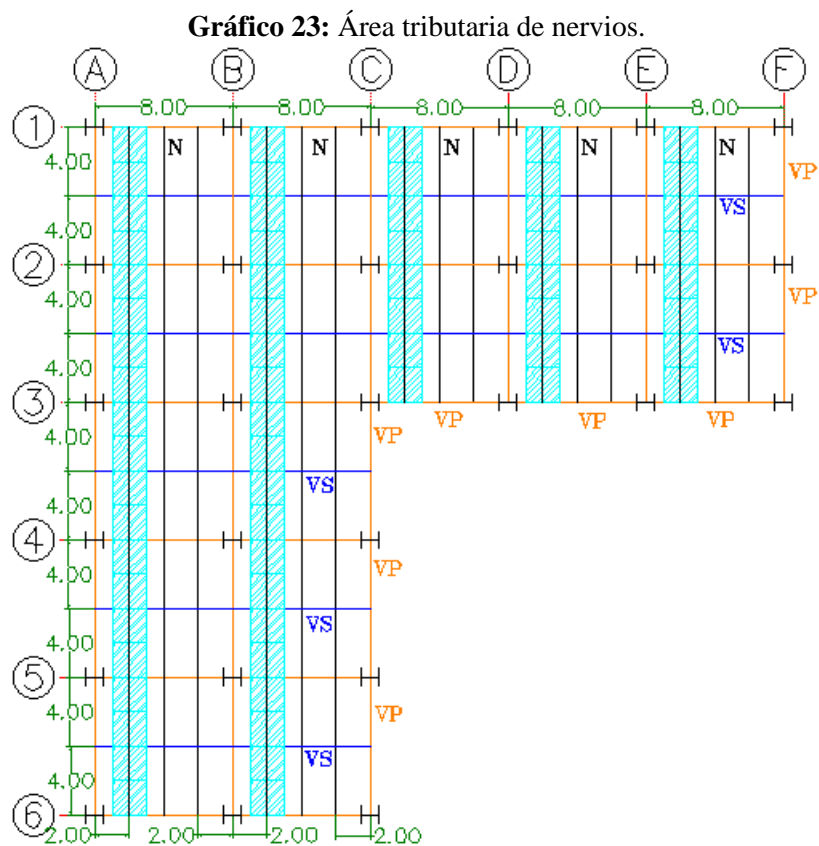
Espesor de losa (cm)	Volumen de hormigón (m ³ /m ²)	Espesor Novalosa (mm)	Máxima luz sin apuntalar (m)		Carga total sobreimpuesta (kg/m ²)							
			Condición de apoyo		Separación entre apoyos (m)							
			1 vano	2 o más vanos	1.60	1.80	2.00	2.20	2.40	2.60	2.80	3.00
5	0.075	0.65	1.46	1.94	1418	1030	861	656	500	378	282	204
		0.76	1.73	2.31	1531	1301	980	742	638	498	486	296
		1.00	2.23	2.96	2000	1638	1225	920	880	699	556	440
6	0.085	0.65	1.41	1.87	1595	1141	1001	761	578	436	323	232
		0.76	1.66	2.22	1699	1463	1088	810	741	577	446	341
		1.00	2.13	2.85	2000	1837	1354	1250	978	767	599	556
10	0.125	0.65	1.24	1.66	2000	2000	1562	1171	875	644	460	312
		0.76	1.45	1.96	2000	1999	1946	1494	1151	884	672	501
		1.00	1.85	2.50	2000	2000	2000	1706	1264	1361	1088	868

Fuente: (Novacero).

4.2.4. Diseño de nervio (N).

Para el diseño de los nervios se analiza un nervio crítico tipo localizado entre los ejes E y F. El nervio tipo es diseñado para cargas muertas y cargas vivas correspondientes a los pisos 1-7 y se adopta el mismo diseño para los nervios de cubierta, aunque tenga menos carga; por simplicidad de diseño.

Se calcula la carga muerta y carga viva distribuida que soporta el nervio, por medio del método de áreas tributarias: El área de influencia de los nervios es 8 m^2 (4 m de largo y 2 m de ancho) como se observa en el gráfico 23.



Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

a) Cálculo de la carga de diseño sobre nervio tipo.

a.1) Carga muerta.

Carga muerta puntual = (Carga muerta de losa) * (Área tributaria)

Carga muerta puntual = $(450 \text{ kg/m}^2) * (8\text{m}^2) = 3600 \text{ kg}$

$$\text{Carga muerta distribuida} = \frac{\text{Carga muerta puntual}}{\text{Longitud del nervio}}$$

$$\text{Carga muerta distribuida} = \frac{3600\text{kg}}{4\text{m}} = 900 \text{ kg/m}$$

a.2) Carga viva.

$$\text{Carga viva puntual} = (\text{Carga viva para oficina}) * (\text{Área tributaria})$$

$$\text{Carga viva puntual} = (240 \text{ kg/m}^2) * (8\text{m}^2) = 1920 \text{ kg}$$

$$\text{Carga viva distribuida} = \frac{\text{Carga viva puntual}}{\text{Longitud del nervio}}$$

$$\text{Carga viva distribuida} = \frac{1920\text{kg}}{4\text{m}} = 480 \text{ kg/m}$$

a.3) Carga factorada de diseño.

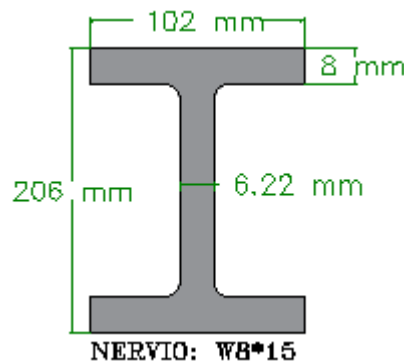
Ecuación de la sección 3.1.2.

$$W_u = 1.2 (900 \text{ kg/m}) + 1.6 (480 \text{ kg/m})$$

$$W_u = 1848 \text{ kg/m}$$

En el Anexo 1 se presentan los cálculos donde se define un perfil W8*15 para los nervios que cumple con las especificaciones AISC, a continuación, se detallan las dimensiones del perfil escogido:

Gráfico 24: Perfil de Nervio.

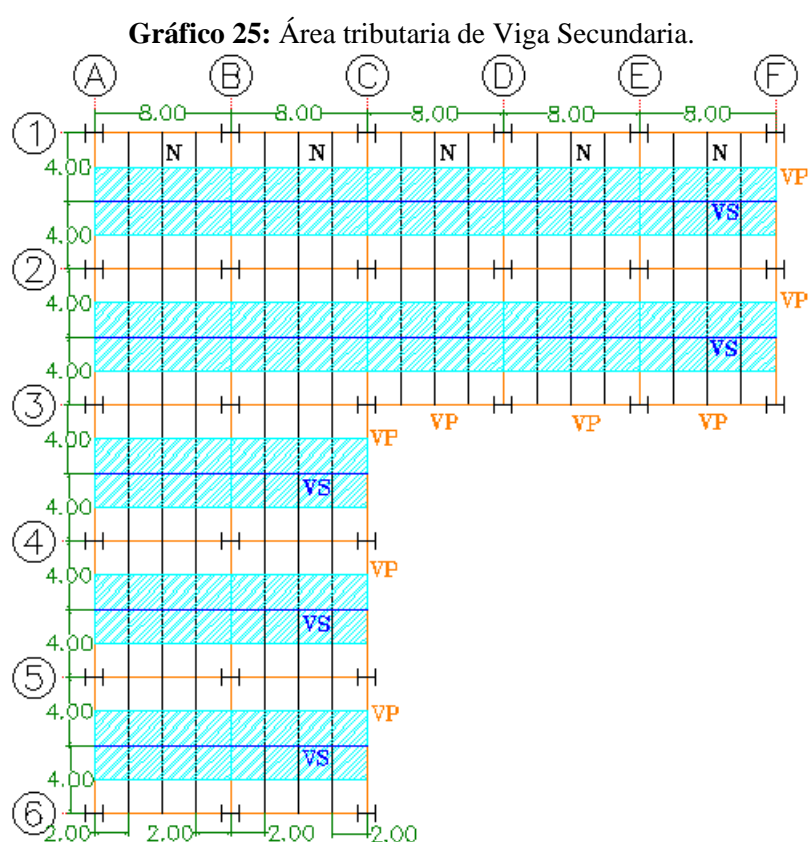


Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

4.2.5. Diseño de viga secundaria (VS).

Para el diseño de vigas secundarias se analiza una viga secundaria crítica tipo localizado entre las vigas VP_x del eje 5 y VP_x del eje 6. La viga secundaria tipo es diseñada para cargas muertas y cargas vivas correspondientes para los pisos 1-7 y se adopta el mismo diseño para las vigas secundarias de cubierta, aunque tengan menos carga, por simplicidad de diseño.

Se calcula la carga muerta y carga viva distribuida que soporta la viga secundaria por medio del método de áreas tributarias: El área de influencia de la viga secundaria es 32 m^2 (8 m de largo y 4 m de ancho), como se observa en el gráfico 25.



Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

a) Cálculo de la carga de diseño sobre viga secundaria tipo.

a.1) Carga muerta.

Peso muerto = (Carga muerta de losa) * (Área tributaria)

Peso muerto = $(450 \text{ kg/m}^2) * (32 \text{ m}^2) = 14400 \text{ kg}$

Peso nervios = (Peso Propio) * (Longitud de influencia)

Peso nervios = (22.3 kg/m) * (12m) = 267.6 kg

Carga muerta puntual = Peso muerto + Peso nervio

Carga muerta puntual = 14400 kg + 267.6 kg = 14667.6 kg

Carga muerta distribuida = $\frac{\text{Carga muerta puntual}}{\text{Longitud de la viga secundaria}}$

Carga muerta distribuida = $\frac{14667.6 \text{ kg}}{8\text{m}} = 1833.45 \text{ kg/m}$

a.2) Carga viva.

Carga viva puntual = (Carga viva para oficina) * (Área tributaria)

Carga viva puntual = (240 kg/m²) * (32m²) = 7680 kg

Carga viva distribuida = $\frac{\text{Carga viva puntual}}{\text{Longitud de la viga secundaria}}$

Carga viva distribuida = $\frac{7680\text{kg}}{8\text{m}} = 960 \text{ kg/m}$

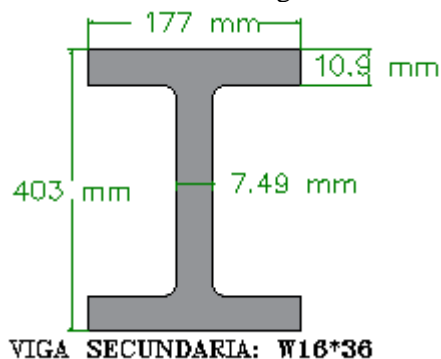
a.3) Carga factorada de diseño.

$W_u = 1.2 (1833.45 \text{ kg/m}) + 1.6 (960 \text{ kg/m})$

$W_u = 3736.14 \text{ kg/m}$

En el Anexo 2 se presentan los cálculos donde se define un perfil W16*36 para las vigas secundarias que cumple con las especificaciones AISC, a continuación, se detallan las dimensiones del perfil escogido:

Gráfico 26: Perfil de Viga Secundaria.

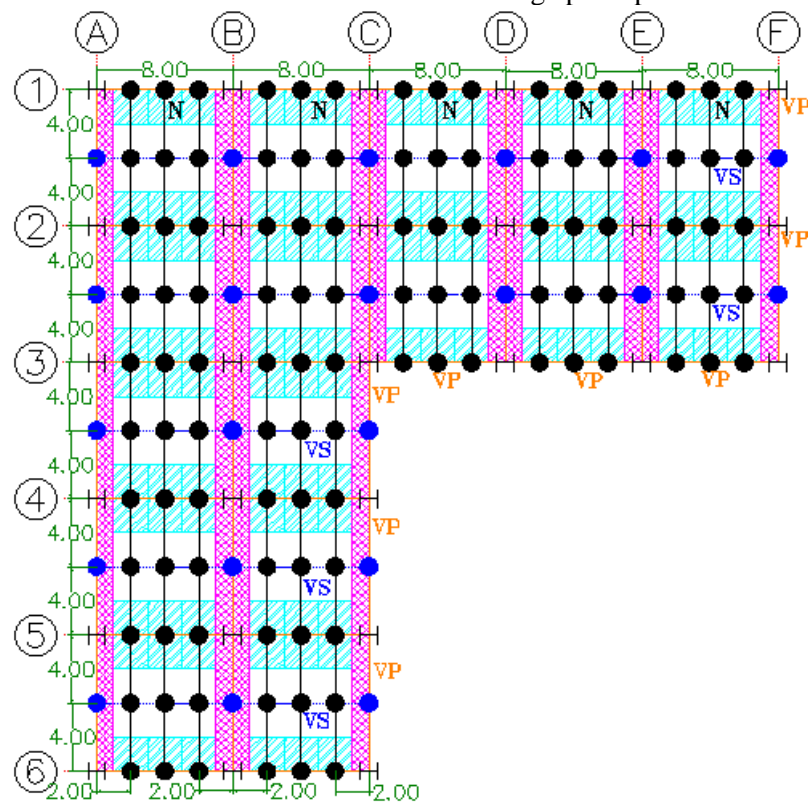


Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

4.2.6. Pre-dimensionamiento de viga principal (VP).

Para el pre-dimensionamiento de las vigas principales (VP_x , VP_y), se calcula la carga sobrepuesta muerta y viva en vigas principales tipos para ambas direcciones (VP_x , VP_y) en base al mismo procedimiento que se ha ejecutado. Las vigas principales son pre-dimensionadas para las cargas muertas, las cargas vivas y las cargas sísmicas correspondientes para los pisos 1-7 (Las que al ser desconocidos en esta instancia del pre-dimensionamiento se asume que producirán momentos y cortantes internos en las vigas de magnitud similar a los efectos de las cargas D, L). Se pre-dimensiona con la viga principal crítica y se adopta la misma VP para ambas direcciones en la edificación.

Gráfico 27: Área tributaria de viga principal.



Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

a) Cálculo de la carga de diseño vertical que soporta la viga VP_x tipo.

El área de influencia de VP_x es 24 m² (6m de largo y 4 m de ancho) como se observa en el gráfico 27.

a.1) Carga muerta.

Peso muerto= (Carga muerta de losa) * (Área tributaria)

$$\text{Peso muerto} = (450 \text{ kg/m}^2) * (24\text{m}^2) = 10800 \text{ kg}$$

Peso nervios = (Peso propio) * (Longitud de influencia)

$$\text{Peso nervios} = (22.3 \text{ kg/m}) * (12\text{m}) = 267.6 \text{ kg}$$

Carga muerta puntual = Peso muerto + Peso nervios

$$\text{Carga muerta puntual} = 10800 \text{ kg} + 267.6 \text{ kg} = 11067.6 \text{ kg}$$

$$\text{Carga muerta distribuida} = \frac{\text{Carga muerta puntual}}{\text{Longitud de la viga principal}}$$

$$\text{Carga muerta distribuida} = \frac{11067.6\text{kg}}{8\text{m}} = 1383.45 \text{ kg/m}$$

a.2) Carga viva.

Carga viva puntual = (Carga viva para oficina) * (Área tributaria)

$$\text{Carga viva puntual} = (240 \text{ kg/m}^2) * (24\text{m}^2) = 5760 \text{ kg}$$

$$\text{Carga viva distribuida} = \frac{\text{Carga viva puntual}}{\text{Longitud de la viga principal}}$$

$$\text{Carga viva distribuida} = \frac{5760 \text{ kg}}{8 \text{ m}}$$

$$\text{Carga viva distribuida} = 720 \text{ kg/m}$$

a.3) Carga factorada de diseño.

Se ha adoptado un factor de 1.6 para carga viva debido a que solo es un criterio para pre-dimensionamiento, y que posteriormente se realizara el chequeo en el pre-diseño y diseño definitivo.

$$W_u = 1.2 (1383.45 \text{ kg/m}) + 1.6 (720 \text{ kg/m})$$

$$W_u = 2812.14 \text{ kg/m}$$

b) Cálculo de las cargas de diseño vertical que soporta la VP_y tipo.

El área de influencia de VP_y es 40 m² (24 m² más 16 m²) como se observa en el gráfico 27.

b.1) Carga muerta.

Peso muerto = (Carga muerta de losa) * (Área tributaria)

Peso muerto = (450 kg/m²) * (40m²) = 18000 kg

Peso nervios = (Peso propio) * (Longitud de influencia)

Peso nervios = (22.3 kg/m) * (12m) = 267.6 kg

Peso viga secundaria = (Peso propio) * (Longitud de influencia)

Peso viga secundaria = (53.6 kg/m) * (8m) = 428.8 kg

Carga muerta puntual = Peso muerto + Peso nervios + Peso viga secundaria

Carga muerta puntual = 18000 kg + 267.6 kg + 428.8 kg = 18696.4 kg

Carga muerta distribuida = $\frac{\text{Carga muerta puntual}}{\text{Longitud de la viga principal}}$

Carga muerta distribuida = $\frac{18696.4\text{kg}}{8\text{m}} = 2337.05 \text{ kg/m}$

b.2) Carga viva.

Carga viva puntual = (Carga viva para oficina) * (Área tributaria)

Carga viva puntual = (240 kg/m²) * (40m²) = 9600 kg

Carga viva distribuida = $\frac{\text{Carga viva puntual}}{\text{Longitud de la viga principal}}$

Carga viva distribuida = $\frac{9600 \text{ kg}}{8 \text{ m}}$

Carga viva distribuida = 1200 kg/m

b.3) Carga factorada de diseño.

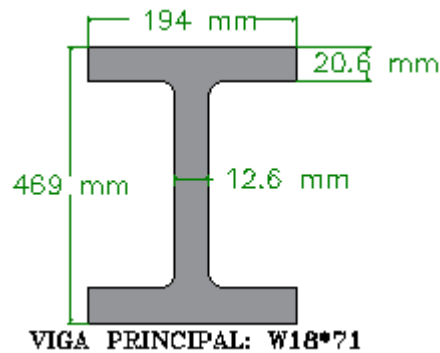
$W_u = 1,2 (2337.05 \text{ kg/m}) + 1,6 (1200 \text{ kg/m})$

$W_u = 4724.46 \text{ kg/m}$

Esta carga última también sirve para diseñar a la viga en su zona de control, donde controlan los efectos de las cargas verticales y no controlan los efectos sísmicos.

En el Anexo 3 se presentan los cálculos del pre-dimensionamiento de las vigas principales y se define un perfil W18*71 para las vigas principales (VP_x y VP_y) que cumple con las especificaciones AISC, a continuación, se detallan las dimensiones del perfil escogido:

Gráfico 28: Perfil de Viga principal.



Elaboración: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

4.2.7. Pre-dimensionamiento de las columnas.

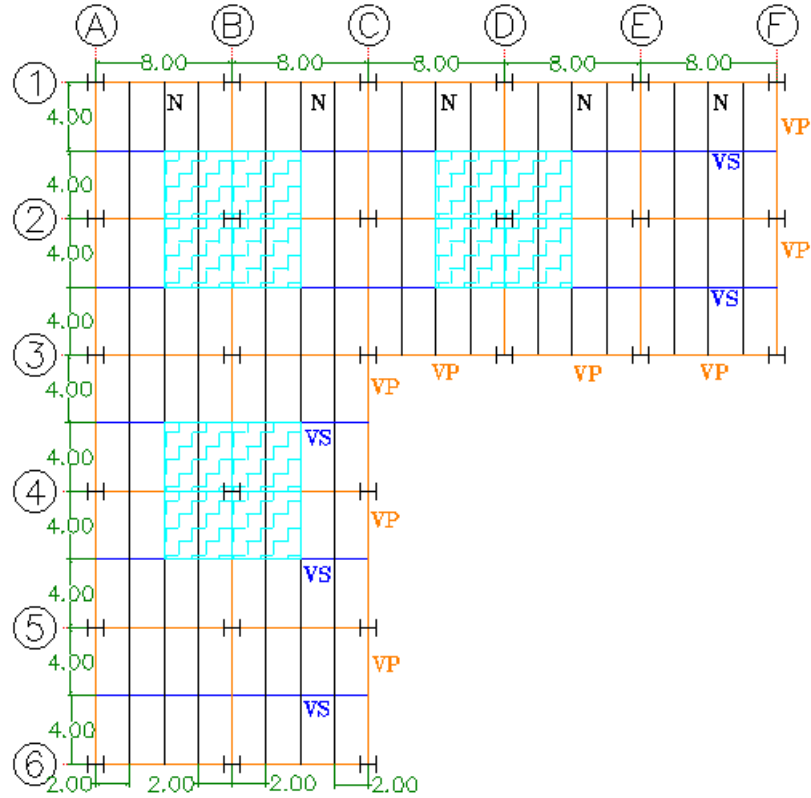
El pre-dimensionamiento de las columnas se hace adoptando un enfoque simplificado que use las cargas verticales que con mayor intensidad actúa sobre las columnas.

1) Pre-dimensionamiento de columnas con perfil W (Diseño AISC).

El pre-dimensionamiento de las columnas se realiza por el método de áreas tributarias basado en las cargas verticales (cargas muertas y cargas vivas) correspondientes para los pisos 1-7.

Se analiza una columna central tipo, que es considerada la columna más crítica o la encargada de soportar mayores cargas, que tiene un área tributaria de 64 m^2 (8m de ancho y 8m de largo).

Gráfico 29: Área tributaria de columna.



Elaboración: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

a) Cálculo de la carga vertical sobre una columna crítica interior.

a.1) Carga muerta.

Peso muerto= (Carga muerta de losa) * (Área tributaria)

$$\text{Peso muerto} = (450 \text{ kg/m}^2) * (64\text{m}^2) = 28800 \text{ kg}$$

Peso de viga secundaria = (Peso propio) * (Longitud de influencia)

$$\text{Peso de viga secundaria} = (53.6 \text{ kg/m}) * (8\text{m}) = 428.8 \text{ kg}$$

Peso nervios = (Peso propio) * (Longitud de influencia)

$$\text{Peso nervios} = (22.3 \text{ kg/m}) * (24\text{m}) = 535.2 \text{ kg}$$

Peso de viga principal = (Peso propio) * (Longitud de influencia)

$$\text{Peso de viga principal} = (105.7 \text{ kg/m}) * (16\text{m}) = 1691.2 \text{ kg}$$

$$\text{Carga muerta puntual} = 31455.2 \text{ kg}$$

a.2) Carga viva.

Carga viva puntual = (Carga viva para oficina) * (Área tributaria)

Carga viva puntual = $(240 \text{ kg/m}^2) * (64\text{m}^2)$

Carga viva puntual = 15360 kg

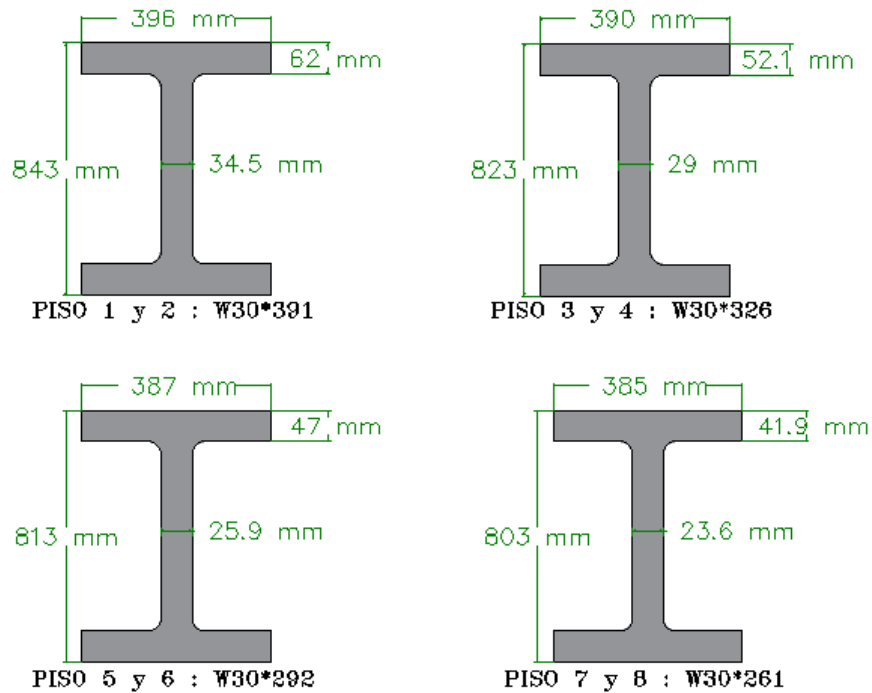
a.3) Carga factorada de diseño.

$P_u = 1.2 (31455.2 \text{ kg}) + 1.6 (15360 \text{ kg})$

$P_u = 62322.24 \text{ kg}$

En el Anexo 4 se presentan los cálculos donde se define un perfil W30*391 para el piso 1, luego el tamaño de las columnas para los pisos superiores se va disminuyendo de sección cada dos pisos. A continuación, se detallan las dimensiones de los perfiles escogidos:

Gráfico 30: Perfiles de columnas.



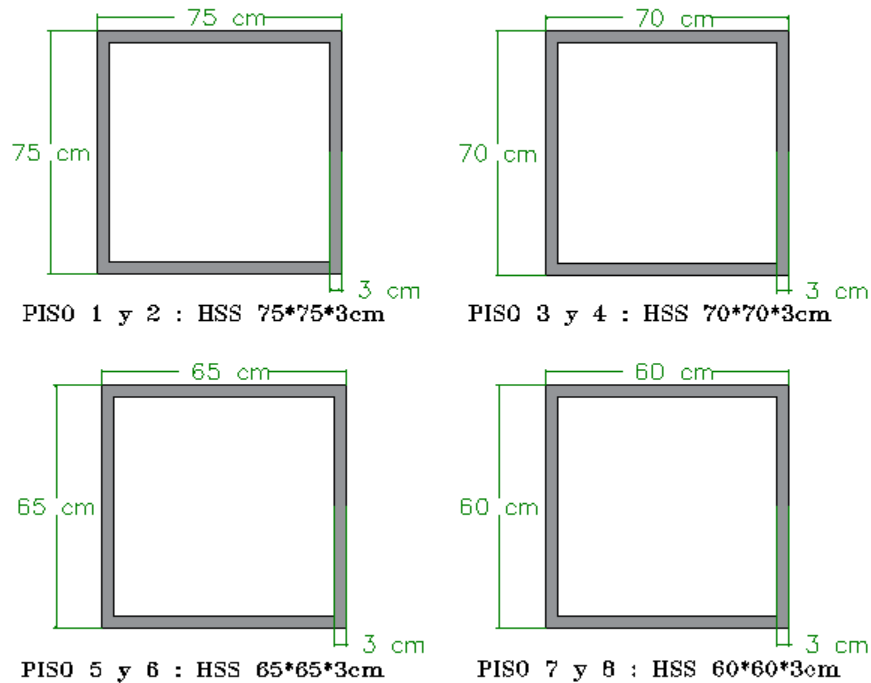
Elaboración: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

2) Pre-dimensionamiento de columnas tubulares cuadradas (Diseño NEC).

En el Ecuador, generalmente se realizan construcciones con columnas tubulares rectangulares o cuadradas.

En el Anexo 12 se presentan los cálculos donde se define una sección HSS 75*75*3cm para el piso 1, las dimensiones de las columnas de los pisos superiores se van disminuyendo de sección 5 cm cada dos pisos. A continuación, se detallan las dimensiones de los perfiles escogidos:

Gráfico 31: Perfiles de columna tubulares.



Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

4.3. Análisis de la estructura para pre-diseño.

El pre-diseño de las estructuras conforme normas NEC-15 y ASCE 7-16 tiene como objetivo el dimensionamiento final de los elementos mediante el control del buen desempeño global en términos de rigidez, derivas, torsión, efectos P- Δ .

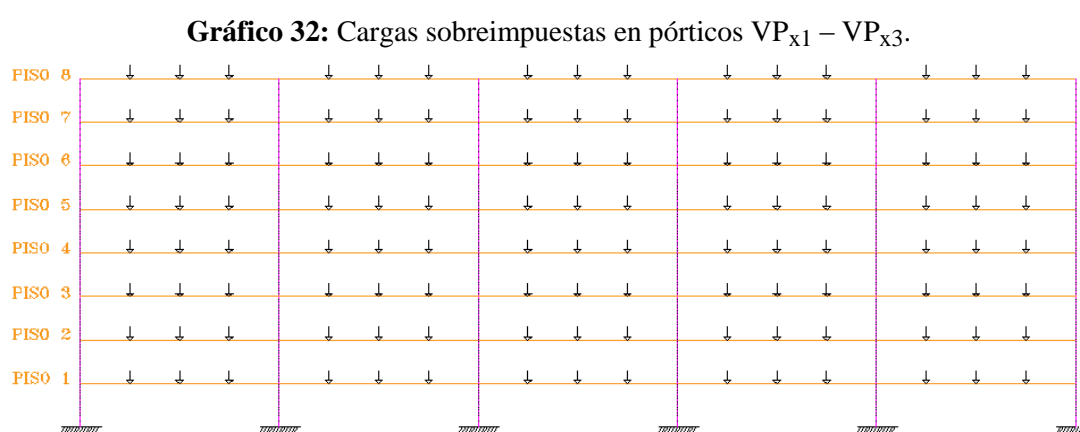
A continuación, se calcula estos valores (NEC y AISC) de las cargas sobrepuestas de cada pórtico y las coordenadas de centro de masa son las mismas para los dos pre-diseños.

4.3.1. Carga sobrepuesta de cada pórtico.

Las cargas de los nervios y vigas secundarias se incluyen en las cargas sobrepuestas de las vigas principales, debido a que en los modelos matemáticos solo participan los elementos que son parte del sistema resistente a sismos (vigas y columnas principales).

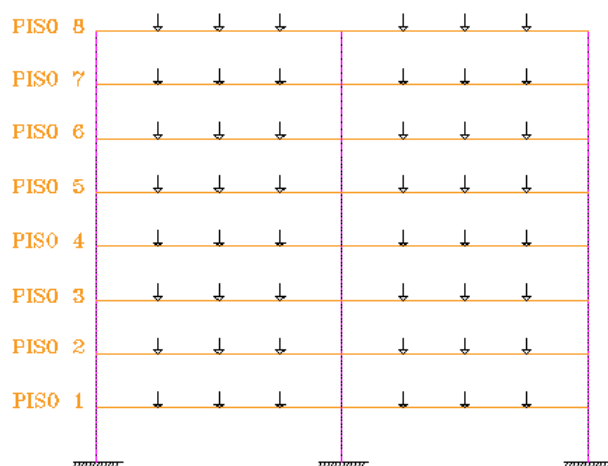
a) Cálculo de cargas sobrepuestas en vigas principales en dirección X.

Debido a la forma arquitectónica en L del edificio, se tiene pórticos de cinco vanos (gráfico 32) y pórticos de dos vanos (gráfico 33) con tres cargas puntuales en cada vano; correspondientes a los nervios apoyados en las VP_x .



Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Gráfico 33: Cargas sobreimpuestas en pórticos $VP_{x4} - VP_{x6}$.



Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Los cálculos de una carga puntual sobreimpuesta en las vigas principales en la dirección X se presentan en el anexo 6. En la tabla 38 se presentan el resumen de las cargas muertas y cargas vivas sobreimpuestas correspondientes para los pisos 1-7 y en la tabla 39 los valores correspondientes para la cubierta. El análisis para la VP_{x3} se divide en dos casos, por su diferente área tributaria debido a su forma arquitectónica en L.

Tabla 38: Cargas sobreimpuestas en pórticos $VP_{x1} - VP_{x6}$ para piso 1-7.

Descripción	Carga Muerta Puntual (Ton)	Carga Viva Puntual (Ton)
VP_{x1}	1.84	0.96
VP_{x2}	3.69	1.92
VP_{x3} (A-C)	3.69	1.92
VP_{x3} (C-F)	1.84	0.96
VP_{x4}	3.69	1.92
VP_{x5}	3.69	1.92
VP_{x6}	1.84	0.96

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Tabla 39: Cargas sobreimpuestas en pórticos $VP_{x1} - VP_{x6}$ para piso 8.

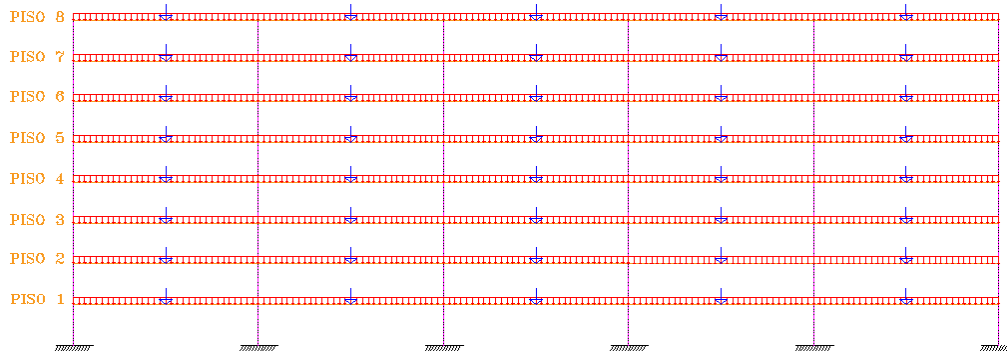
Descripción	Carga Muerta Puntual (Ton)	Carga Viva Puntual (Ton)
VP_{x1}	1.32	0.28
VP_{x2}	2.65	0.56
VP_{x3} (A-C)	2.65	0.56
VP_{x3} (C-F)	1.32	0.28
VP_{x4}	2.65	0.56
VP_{x5}	2.65	0.56
VP_{x6}	1.32	0.28

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

b) Cálculo de cargas sobreimpuestas en vigas principales en dirección Y.

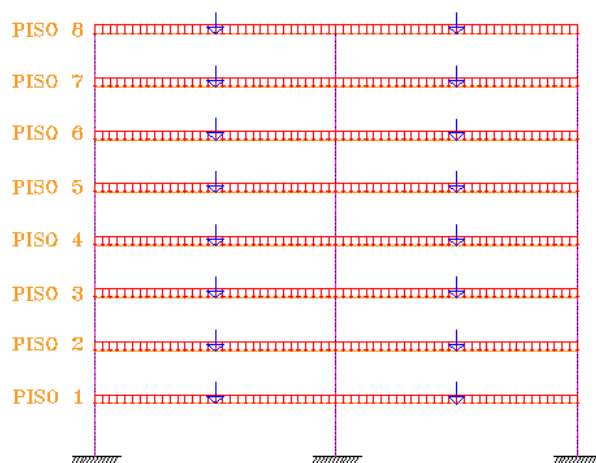
Para el análisis de vigas principales en dirección Y, se tiene pórticos con carga distribuida y una carga puntual en cada vano; correspondiente a la viga secundaria apoyada en las VP_y .

Gráfico 34: Cargas sobreimpuestas en pórticos $VP_{yA} - VP_{yC}$.



Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Gráfico 35: Cargas sobreimpuestas en pórticos $VP_{yD} - VP_{yF}$.



Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Los cálculos de una carga puntual y carga distribuida sobrepuesta en las vigas principales en dirección Y se presentan en anexo 6. En la tabla 40 se presentan las cargas muertas y cargas vivas sobrepuestas correspondientes para los pisos 1-7 y en la tabla 41 los valores correspondientes para la cubierta. El análisis para la VP_{yC} se divide en dos secciones, por su diferente área tributaria debido a su forma arquitectónica en L.

Tabla 40: Cargas sobrepuestas en pórticos VP_{yA} – VP_{yF} para piso 1-7.

Descripción	Carga Muerta Puntual (Ton)	Carga Muerta Distribuida (Ton/m)	Carga Viva Puntual (Ton)	Carga Viva Distribuida (Ton/m)
VP _{yA}	5.75	0.45	2.88	0.24
VP _{yB}	11.50	0.90	5.76	0.48
VP _{yC} (1-3)	11.50	0.90	5.76	0.48
VP _{yC} (3-6)	5.75	0.45	2.88	0.24
VP _{yD}	11.50	0.90	5.76	0.48
VP _{yE}	11.50	0.90	5.76	0.48
VP _{yF}	5.75	0.45	2.88	0.24

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Tabla 41: Cargas sobrepuestas en pórticos VP_{yA} – VP_{yF} para piso 8.

Descripción	Carga Muerta Puntual (Ton)	Carga Muerta Distribuida (Ton/m)	Carga Viva Puntual (Ton)	Carga Viva Distribuida (Ton/m)
VP _{yA}	4.19	0.32	0.84	0.07
VP _{yB}	8.38	0.64	1.68	0.14
VP _{yC} (1-3)	8.38	0.64	1.68	0.14
VP _{yC} (3-6)	4.19	0.32	0.84	0.07
VP _{yD}	8.38	0.64	1.68	0.14
VP _{yE}	8.38	0.64	1.68	0.14
VP _{yF}	4.19	0.32	0.84	0.07

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

4.3.2. Centro de masa y centro de rigidez de la estructura.

El cálculo del centro de masa presentado a continuación, es el mismo procedimiento para los dos diseños, excepto que cada diseño NEC-15 y ASCE 7-16 debe usar el cálculo del peso propio de las columnas tubulares cuadradas o perfil W respectivamente. El cálculo del centro de rigidez se hace internamente en los modelos matemáticos utilizados (SAP2000 y ETABS).

a) Cálculo del centro de masa del pre-diseño ASCE 7-16.

Para el cálculo del centro de masa se definen las cargas de servicio que soporta cada columna (columnas centrales, columnas laterales, etc.) en dirección X y Y para un piso tipo. Se hace el análisis para las columnas del piso 1. Los cálculos de las cargas de servicio de todas las columnas en su respectivo eje se presentan en el anexo 7. Las distancias especificadas en la tabla 42 y en la tabla 43 tienen como punto de referencia la columna A6.

Teniéndose el siguiente resultado para la sumatoria de las cargas de servicio de todas las columnas en su respectivo eje en dirección X:

Tabla 42: Cargas de servicios en cada eje en dirección X.

Descripción	Distancia (m)	Peso (kg)
Eje 6	0.00	433.55
Eje 5	8.00	804.69
Eje 4	16.00	804.69
Eje 3	24.00	1425.50
Eje 2	32.00	1977.13
Eje 1	40.00	1054.36
Total		6499.91

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Con estos datos se procede al cálculo de la coordenada en sentido Y:

$$Y_{c.m} = \frac{(W1 * Y1) + (W2 * Y2) + \dots}{\Sigma W}$$

$$Y_{c.m} = \frac{(433.55 \text{ Kg} * 0\text{m}) + (804.69 \text{ Kg} * 8\text{m}) + (804.69 * 16\text{m}) + (1425.50\text{Kg} * 24\text{m}) + (1977.13\text{Kg} * 32\text{m}) + (1054.36\text{Kg} * 40\text{m})}{6499.91 \text{ Kg}}$$

$$Y_{c.m} = 24.5 \text{ m}$$

Se tiene el siguiente resultado para la sumatoria de cargas de servicio de todas las columnas en su respectivo eje en dirección Y:

Tabla 43: Cargas de servicios en cada eje en dirección Y.

Descripción	Distancia (m)	Peso (kg)
Eje A	0.00	1054.36
Eje B	8.00	1977.13
Eje C	16.00	1425.50
Eje D	24.00	804.69
Eje E	32.00	804.69
Eje F	40.00	433.55
Total		6499.91

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Con estos datos se procede al cálculo de la coordenada en sentido X:

$$X_{c.m} = \frac{(W1 * X1) + (W2 * X2) + \dots}{\Sigma W}$$

$$X_{c.m} = \frac{(1054.36 \text{ Kg} * 0\text{m}) + (1977.13 \text{ Kg} * 8\text{m}) + (1425.50 * 16\text{m}) + (804.69\text{Kg} * 24\text{m}) + (804.69\text{Kg} * 32\text{m}) + (433.55\text{Kg} * 40\text{m})}{6499.91 \text{ Kg}}$$

$$X_{c.m} = 15.5 \text{ m}$$

b) Centro de rigidez del pre-diseño ASCE 7-16.

El centro de rigidez de cada piso lo reporta el programa ETABS, incluyendo las cargas gravitacionales que actúan en la estructura. Se obtiene que el centro de rigidez está en las coordenadas:

Tabla 44: Centro de rigidez del pre-diseño (ASCE 7-16).

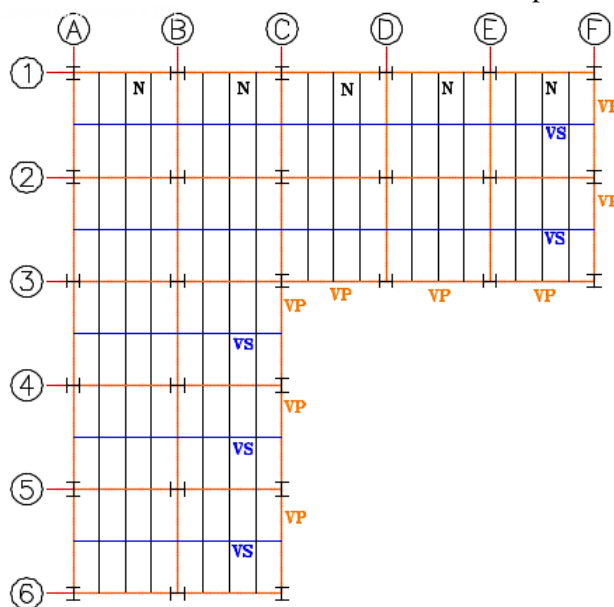
Piso	Nodo	XCR (m)	YCR (m)	Excentricidad inherente presentada en XCR (m)	Excentricidad inherente presentada en YCR (m)
PISO 1	D1	15.3512	24.5408	0.1488	0.0408
PISO 2	D2	15.1995	24.7076	0.3005	0.2076
PISO 3	D3	15.1445	24.8258	0.3555	0.3258
PISO 4	D4	15.1199	24.9120	0.3801	0.4120
PISO 5	D5	15.1076	24.9738	0.3924	0.4738
PISO 6	D6	15.0993	24.0242	0.4007	0.4758
PISO 7	D7	15.0935	24.0720	0.4065	0.4280
PISO 8	D8	15.0919	24.1213	0.4081	0.3787

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Debido a que existe excentricidades inherentes entre el centro de masa y el centro de rigidez, pueden ser reducidas cambiando la orientación de las columnas de sección W, de tal manera que un grupo (14) tenga su inercia mayor en dirección X y otro grupo

(13) en dirección Y, se procede a definir la orientación de las columnas con la finalidad de minimiza la torsión. En el gráfico 36 se presenta la orientación final de las columnas pre-diseñadas donde la excentricidad existente entre el centro de rigidez y el centro de masa son los valores mínimos.

Gráfico 36: Ubicación final de columnas de perfil W.



Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

c) Centro de rigidez del pre-diseño NEC-15

Se realiza el mismo cálculo que el procedimiento anterior, pero debido a que las columnas son cuadradas, no se puede reducir la excentricidad inherente sino considerarla en el diseño. El centro de rigidez presenta las siguientes coordenadas:

Tabla 45: Centro de rigidez del pre-diseño (NEC-15).

Piso	Nodo	XCR (m)	YCR (m)	Excentricidad inherente presentada en XCR (m)	Excentricidad inherente presentada en YCR (m)
PISO 1	D1	15.8778	24.1221	0.3778	0.3779
PISO 2	D2	15.7389	24.2611	0.2389	0.2389
PISO 3	D3	15.6189	24.3811	0.1189	0.1189
PISO 4	D4	15.5087	24.4912	0.0087	0.0088
PISO 5	D5	15.4081	24.5918	0.0919	0.0918
PISO 6	D6	15.3121	24.6878	0.1879	0.1878
PISO 7	D7	15.2198	24.7801	0.2802	0.2801
PISO 8	D8	15.1367	24.8632	0.3633	0.3632

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

4.3.3. Cortante basal de pre-diseño de la estructura.

a) Cálculo del cortante basal de pre-diseño NEC-15.

El procedimiento para el cálculo del cortante basal se realiza de acuerdo la sección 3.6.5. Para el cálculo del periodo de vibración de la estructura se definen los valores de C_t y α de la tabla 27, y se usa la ecuación 3-61, teniendo como resultado:

$$T = (0.072) * (28m)^{0.8}$$

$$T = 1.04 \text{ Seg.}$$

a.1) Factor de Zona (Z).

La provincia de Santa Elena se encuentra en la zona sísmica VI, con un factor de zona $Z = 0.5$ como se especifica en la tabla 22.

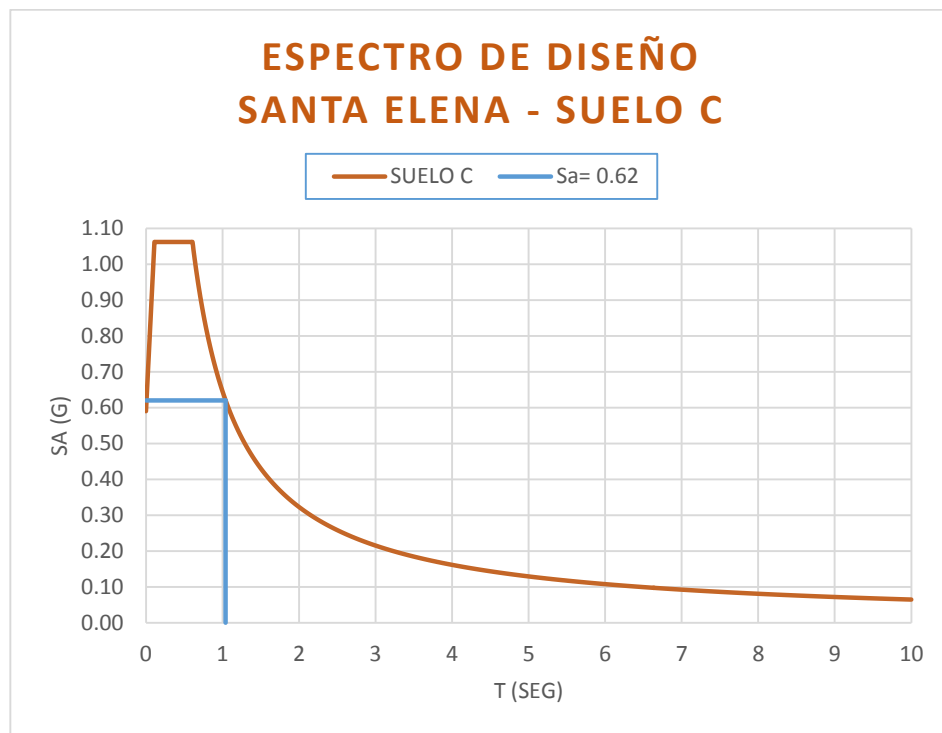
a.2) Coeficientes de perfil de suelo F_a , F_d y F_s .

Los coeficientes de amplificaciones para suelo tipo C son: $F_a = 1.18$, $F_d = 1.06$, $F_s = 1.23$ de acuerdo a la tabla 23, 24, 25 respectivamente.

a.3) Espectro elástico horizontal de diseño en aceleración.

Las ecuaciones y factores para elaborar el espectro de diseño se especifican en la sección 3.6.4. Con un valor de $T_a = 1.04$ Seg. Se obtiene un $S_a = 0.62$ con la ecuación 3-56.

Gráfico 37: Espectro de diseño para Santa Elena de suelo tipo C.



Fuente: (NEC-SE-DS)

a.4) Factores y coeficientes para determinar el cortante basal.

Coficiente de importancia (I) se especifica en la tabla 26 adoptando un valor de: $I = 1.0$

Factor de reducción (R) se especifica en la tabla 28 adoptando un valor de: $R = 8$

Coficiente de regularidad en planta (ϕ_p) se especifica en la tabla 30 adoptando un valor de: $\phi_p = 0.9$ (Penalizada por Irregularidad en planta Tipo 2)

Coficiente de regularidad en elevación (ϕ_e) se especifica en la tabla 32 adoptando un valor de: $\phi_e = 1$ (Por tener una configuración en elevación recomendada).

a.5) Carga Sísmica (W).

Para calcular el peso sísmico se usa la sección 3.6.5. Se adopta como peso sísmico $W = WD + 0.25 WL$. El procedimiento de cálculo es el mismo que en el pre-diseño ASCE 7-16, variando únicamente el peso propio de las columnas tubulares cuadradas cada dos pisos como se definió en el pre-dimensionamiento y se obtiene:

Tabla 46: Peso total de cada piso (NEC-15).

# Piso	Peso (Ton)
8	396.54
7	623.92
6	628.37
5	628.37
4	632.82
3	632.82
2	637.27
1	637.27

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Teniendo como peso total de la edificación $W = 4817.38$ Ton, se aplica la ecuación 3-60 para calcular el cortante basal.

$$V = \frac{(1)(0.62)}{(8)(0.9)(1)} (4817.38)$$

$$V = 414.83 \text{ Ton}$$

a.6) Cálculo para la distribución de fuerzas horizontales.

El cálculo para la distribución de fuerzas horizontales se realiza con las mismas ecuaciones del ASCE 7-16, excepto el coeficiente K que se determina de acuerdo a la tabla 33, teniendo como resultado:

$$K = 0.75 + 0.5 (1.04) = 1.27$$

Tabla 47: Distribución de fuerzas Horizontales (NEC-15).

# Piso	W_x Peso (Ton)	h_x Altura de piso (m)	$W_x*(h_x)^k$	$\frac{W_x*(h_x)^k}{\sum W_x*(h_x)^k}$	$F_x=Fi$	V_x (Ton)	$0,3*F_x$ (Ton)
8	396.54	28.00	27300.95	0.17	71.38	71.38	21.41
7	623.92	24.50	36255.16	0.23	94.79	166.16	28.44
6	628.37	21.00	30021.61	0.19	78.49	244.65	23.55
5	628.37	17.50	23816.27	0.15	62.27	306.92	18.68
4	632.82	14.00	18066.03	0.11	47.23	354.15	14.17
3	632.82	10.50	12536.91	0.08	32.78	386.93	9.83
2	637.27	7.00	7543.94	0.05	19.72	406.65	5.92
1	637.27	3.50	3128.17	0.02	8.18	414.83	2.45
W=	4817.38				V=	414.83	

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

b) Cálculo del cortante basal de pre-diseño con ASCE 7-16.

El cortante basal de pre-diseño se realiza de acuerdo con la sección 3.1.12 del capítulo 3. Se usa el valor de T_a de 1.04 Seg, como periodo de vibración estimado de la estructura obtenida con la ecuación 3-14.

Datos:

$$C_t = 0.0724$$

$$H_n = 28\text{m}$$

$$x = 0.8$$

$$T = (0.0724) * (28\text{m})^{0.8}$$

$$T = 1.04 \text{ Seg.}$$

b.1) Espectro de diseño.

Para el espectro de diseño se adopta los coeficientes F_a y F_v de sitio especificados en la sección 3.1.6, para suelo tipo C.

Se comparan en condiciones equivalentes de demanda sísmica los diseños realizado con normas NEC y AISC. Debido a que la norma ASCE 7-16 no considera los factores de penalización por elevación y planta con respecto a la norma ecuatoriana NEC-15 de diseño sísmico, para el diseño realizado con la norma estadounidense se homologan los valores de S_{ds} y S_{d1} para igualar al espectro de diseño para la ciudad de Santa Elena calculado con el procedimiento NEC-15. Por lo tanto, al homologar se tiene $S_s = 1.45$ y $S_1 = 0.76$, correspondiente a la ciudad El Centro (California) de USA.

Datos:

$$F_a = 1.20 \text{ (Especificado en la tabla 6)}$$

$$F_v = 1.40 \text{ (Especificado en la tabla 7)}$$

De la ecuación 3-1.

$$S_{ms} = (1.20) * (1.45) = 1.74$$

De la ecuación 3-2

$$S_{m1} = (1.40) * (0.76) = 1.06$$

Los parámetros de aceleración espectral de diseño se especifican en la sección 3.1.7.

De las ecuaciones 3-3, 3-4.

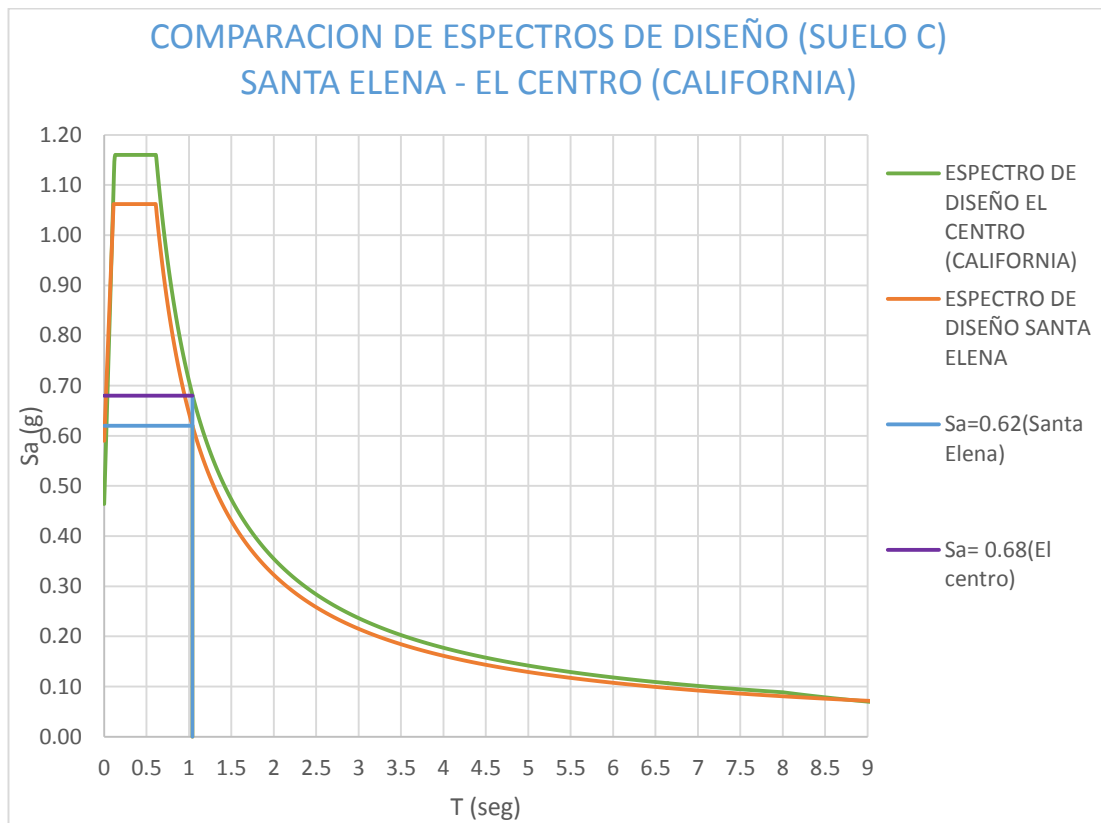
$$S_{ds} = 1.16 \text{ (Valor homologado con NEC-15)}$$

$$S_{d1} = 0.71 \text{ (Valor homologado con NEC-15)}$$

Usando las ecuaciones de la sección 3.1.8 se obtiene el espectro de diseño para la ciudad El Centro (California), como se muestra en el gráfico 38. Se tiene resultados similares con ambos espectros para la ciudad de Santa Elena.

Para un valor de $T = 1.04$ Seg, corresponde un $S_a = 0.68$.

Gráfico 38: Comparación de Espectros de diseño Santa Elena - El Centro (California).



Fuente: (ASCE 7-16)

b.2) Pesos sísmicos de la edificación.

Para calcular el peso sísmico se usa la sección 3.1.11. Se adopta como peso sísmico $W = WD + 0.25 WL$. Los valores se encuentran calculados en el anexo 5.

Tabla 48: Peso por piso (ASCE7-16).

# Piso	Peso (Ton)
8	396.54
7	609.88
6	614.24
5	614.24
4	619.02
3	619.02
2	628.17
1	628.17

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Conservadoramente, se incluye 25% de la carga viva en el cálculo del peso sísmico.

b.3) Cálculo de coeficiente de respuesta sísmica.

Para el cálculo de coeficiente de respuesta sísmica se usa la ecuación 3-9.

$R = 8$ (especificado en la sección 3.1.10.)

$I_e = 1$ (especificado en la sección 3.1.1.)

$$C_s = \frac{0.68}{\left(\frac{8}{1}\right)} = 0.085$$

Se tiene como peso total de la edificación $W = 4729.28$ Ton. Se aplica la ecuación 3-8 para calcular el cortante basal.

$$V = (0.085) * (4729.28 \text{ Ton})$$

$$V = 401.99 \text{ Ton.}$$

Para $T \leq TL$ se usa la ecuación 3-10 en la norma ASCE 7-16.

$$C_s = \frac{0.71}{(1.04)\left(\frac{8}{1}\right)} = 0.0853$$

La verificación del C_s se realiza con el S_{ds} de la meseta debido que es la máxima aceleración del espectro de diseño.

$$C_s = \frac{1.16}{\left(\frac{8}{1}\right)} = 0.145$$

$$0.085 \leq 0.145$$

C_s no será menor que el valor calculado con la ecuación 3-12.

$$C_s = 0.044 (1.16)(1) \geq 0.01$$

$$0.03 \geq 0.01 \text{ (satisface la condición).}$$

Además, para estructuras ubicadas donde S_1 es igual o mayor que 0.6 g, C_s no será menor que la ecuación 3-13.

$$C_s = \frac{0.5 (0.76)}{\left(\frac{8}{1}\right)} = 0.0475$$

$$0.85 > 0.0475 \text{ (satisface la condición).}$$

b.4) Cálculo para la distribución de fuerzas horizontales (ASCE 7-16).

Se calcula el coeficiente K de acuerdo a lo especificado sección 3.1.12, teniendo como resultado:

$$1 < K < 2$$

$$1 < 1.27 < 2 \text{ (Mediante Interpolación)}$$

La fuerza horizontal que actúa en cada piso se presenta en la tabla 49. De acuerdo con la ecuación 3-15 y 3-16 respectivamente.

Tabla 49: Distribución fuerzas horizontales (ASCE7-16).

# Piso	W _x Peso (Ton)	H _x Altura de piso (m)	W _x *(H _x ^k)	W _x *(H _x ^k)/Σ W _x *(H _x ^k)	F _x =F _i	V _x (Ton)	0,3*F _x (Ton)
8	396.54	28.00	2739.29	0.12	50.09	50.09	15.03
7	609.88	24.50	3899.09	0.18	71.30	121.39	21.39
6	614.24	21.00	3591.08	0.16	65.67	187.06	19.70
5	614.24	17.50	3230.72	0.15	59.08	246.14	17.72
4	619.02	14.00	2860.62	0.13	52.31	298.45	15.69
3	619.02	10.50	2421.00	0.11	44.27	342.72	13.28
2	628.17	7.00	1941.93	0.09	35.51	378.23	10.65
1	628.17	3.50	1299.08	0.06	23.76	401.99	7.13
W=	4729.28				V=	401.99	

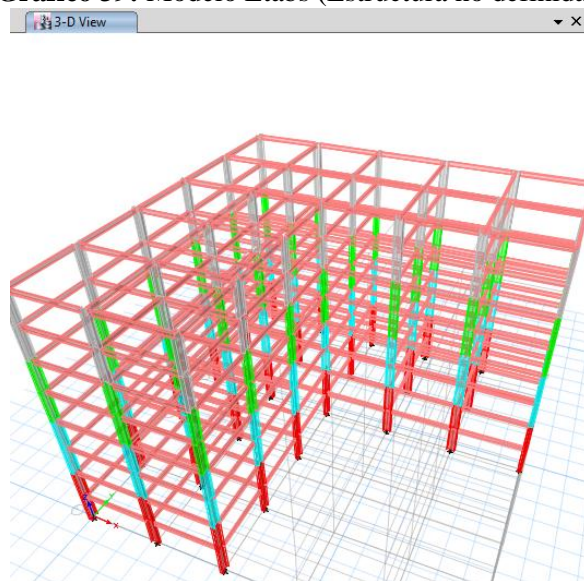
Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

4.3.4. Análisis lineal del pre-diseño según especificaciones ASCE 7-16.

Para el análisis sísmico lineal se modelan las estructuras en el programa ETABS. Se define el tipo de acero de los elementos estructurales de pre-dimensionamiento, la geometría del edificio se especifica en la sección 4.1.1. Se recalca que el modelo matemático en el software está representado solo por los elementos estructurales (vigas principales y columnas) que son parte del sistema resistente a sismos, previamente definido en la sección de 4.2.7.

Se realiza el análisis con las fuerzas de sismo en las direcciones X y Y, para tener los desplazamientos máximos en cada piso, en el caso que no cumplan con los requerimientos mínimos de diseño, se ajustan las dimensiones de los perfiles de los elementos pre-dimensionados para las columnas y las vigas principales, con el fin de obtener un desempeño global sísmico satisfactorio para la edificación estudiada.

Gráfico 39: Modelo Etabs (Estructura no definida).



Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

El software ETABS proporciona la información sobre los desplazamientos que experimenta cada nodo del edificio debido a la fuerza sísmica. Con estos valores se realiza el control de derivas inelásticas, el control de torsión y el chequeo del índice de estabilidad de la edificación para efectos P-Δ. Se identifica como casos críticos cuando el sismo actúa en la dirección X, combinado con una excentricidad accidental del centro de masa de -(5%) Ly perpendicular a la fuerza aplicada (Siendo Ly la dimensión del edificio en la dirección Y) y cuando el sismo actúa en la dirección Y, combinado con una excentricidad accidental del centro de masa de (5%) Lx perpendicular a la fuerza aplicada (Siendo Lx la dimensión del edificio en la dirección X).

Se consideraron los desplazamientos resultantes $\varepsilon = \sqrt{\varepsilon_x^2 + \varepsilon_y^2}$ debido a que la estructura no solamente sufre desplazamiento en la dirección de fuerza aplicada, sino que se desliza en el espacio también con pequeños desplazamientos perpendiculares a la dirección fuerza sísmica aplicada.

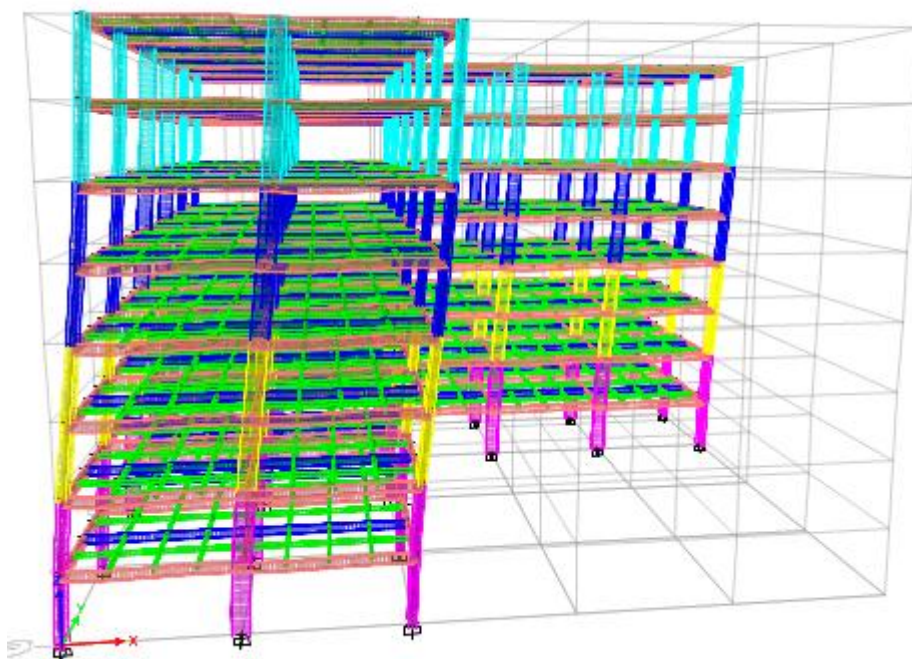
a) Análisis de derivas por pisos.

Se calculó las derivas inelásticas de acuerdo con la sección 3.1.14, como función del desplazamiento resultante de cada piso y con la sección 3.1.15 se verificó la deriva permisible no sea excedida en cada piso.

Para la verificación de las derivas inelásticas se consideró la torsión accidental especificada en la sección 3.1.14, teniéndose como resultado una excentricidad accidental = $0.05 * 40\text{m} = 2\text{m}$ (perpendicular a la fuerza de sismo).

Con los elementos del pre-dimensionamiento se encontró que las derivas inelásticas con el sismo en dirección X y con una excentricidad del centro de masa de -2m perpendicular a la fuerza, no cumplen con lo requerido en los pisos intermedios del edificio.

Gráfico 40: Deformada del edificio con sismo en dirección X (ASCE7-16).



Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Tabla 50: Derivas inelásticas con sismo en dirección X (ASCE7-16).

Piso	Nodo	Desplazamiento resultante (cm)	$\delta_{\text{máx}}$ (cm)	δ_i (cm)	δ_a (cm)	ASCE 7-16 ($\delta_i \leq \delta_a$)
PISO 8	27	7.6137	41.8751	2.9036	7	SI CUMPLE
PISO 7	54	7.0857	38.9716	4.1155	7	SI CUMPLE
PISO 6	81	6.3375	34.8561	5.4182	7	SI CUMPLE
PISO 5	108	5.3523	29.4378	6.5663	7	SI CUMPLE
PISO 4	137	4.1585	22.8716	7.2134	7	NO CUMPLE
PISO 3	171	2.8469	15.6582	7.1312	7	NO CUMPLE
PISO 2	201	1.5504	8.5270	5.7985	7	SI CUMPLE
PISO 1	230	0.4961	2.7285	2.7285	7	SI CUMPLE

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Se encontró que las derivas inelásticas con el sismo en dirección Y, con una excentricidad del centro de masa de 2m perpendicular a la fuerza no cumplen con lo requerido en los pisos intermedios del edificio.

Tabla 51: Derivas inelásticas con sismo en dirección Y (ASCE7-16).

Piso	Nodo	Desplazamiento resultante (cm)	$\delta_{\text{máx}}$ (cm)	δ_i (cm)	δ_a (cm)	ASCE 7-16 ($\delta_i \leq \delta_a$)
PISO 8	6	8.9802	49.3910	3.9334	7	SI CUMPLE
PISO 7	33	8.2650	45.4576	5.3680	7	SI CUMPLE
PISO 6	60	7.2890	40.0896	6.7986	7	SI CUMPLE
PISO 5	87	6.0529	33.2910	7.9168	7	NO CUMPLE
PISO 4	114	4.6135	25.3742	8.3611	7	NO CUMPLE
PISO 3	143	3.0933	17.0132	7.9459	7	NO CUMPLE
PISO 2	178	1.6486	9.0673	6.2301	7	SI CUMPLE
PISO 1	207	0.5158	2.8371	2.8371	7	SI CUMPLE

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

b) Análisis por irregularidad torsional.

El procedimiento se detalla en la tabla 12 de la sección 3.1.14. Se consideró el piso 8 para el control de la torsión máxima, debido a que entrepisos presenta los mayores desplazamientos ante la fuerza sísmica.

Debido a que no existe torsión excesiva en la estructura no es necesario penalizar por el factor A_x .

Tabla 52: Control por irregularidad torsional con sismo en dirección X (ASCE7-16).

Nodo	Desplazamiento resultante (cm)	$\delta_{\text{máx}}$ (cm)	$1,2*\delta_{\text{avg}}$ (cm)	$\delta_{\text{máx}} < 1,2*\delta_{\text{avg}}$
6	5.7402	7.6137	8.0123	NO HAY TORSION EXCESIVA
27	7.6137			

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Tabla 53: Control por irregularidad torsional con sismo en dirección Y (ASCE7-16).

Nodo	Desplazamiento resultante (cm)	$\delta_{\text{máx}}$ (cm)	$1,2*\delta_{\text{avg}}$ (cm)	$\delta_{\text{máx}} < 1,2*\delta_{\text{avg}}$
25	7.1347	8.9513	9.6516	NO HAY TORSION EXCESIVA
18	8.9513			

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

c) Análisis de los efectos de segundo orden P- Δ e índice de estabilidad.

El procedimiento de los efectos de segundo orden se detalla en la sección 3.1.16. Las derivas inelásticas (Δ) se calcularon con los desplazamientos resultantes de los nodos del centro de masa, se presentan en el anexo 8.

Tabla 54: Control índice de estabilidad con sismo en dirección X (ASCE7-16).

Piso	P _x (Ton)	V _x (Ton)	Δ (cm)	Θ _i	Θ _{máx}	ASCE7-16 (Θ _i < Θ _{máx})
PISO 8	450.30	50.09	2.4572	0.0115	0.1010	SI CUMPLE
PISO 7	1244.50	121.39	3.4931	0.0186	0.1010	SI CUMPLE
PISO 6	2043.06	187.06	4.6074	0.0261	0.1010	SI CUMPLE
PISO 5	2841.62	246.14	5.5908	0.0335	0.1010	SI CUMPLE
PISO 4	3644.96	298.45	6.1475	0.0390	0.1010	SI CUMPLE
PISO 3	4448.30	342.72	6.0840	0.0410	0.1010	SI CUMPLE
PISO 2	5260.79	378.23	4.9521	0.0358	0.1010	SI CUMPLE
PISO 1	6073.28	401.99	2.3346	0.0183	0.1010	SI CUMPLE

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Tabla 55: Control índice de estabilidad con sismo en dirección Y (ASCE7-16).

Piso	P _x (Ton)	V _x (Ton)	Δ (cm)	Θ _i	Θ _{máx}	ASCE7-16 (Θ _i < Θ _{máx})
PISO 8	450.30	70.43	3.3462	0.0111	0.1010	SI CUMPLE
PISO 7	1244.50	161.86	4.6316	0.0185	0.1010	SI CUMPLE
PISO 6	2043.06	237.56	5.9128	0.0264	0.1010	SI CUMPLE
PISO 5	2841.62	297.62	6.9257	0.0344	0.1010	SI CUMPLE
PISO 4	3644.96	343.21	7.3495	0.0405	0.1010	SI CUMPLE
PISO 3	4448.30	374.85	7.0298	0.0433	0.1010	SI CUMPLE
PISO 2	5260.79	394.03	5.5505	0.0385	0.1010	SI CUMPLE
PISO 1	6073.28	401.99	2.5536	0.0200	0.1010	SI CUMPLE

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

4.3.5. Análisis lineal del pre-diseño según especificaciones NEC-15.

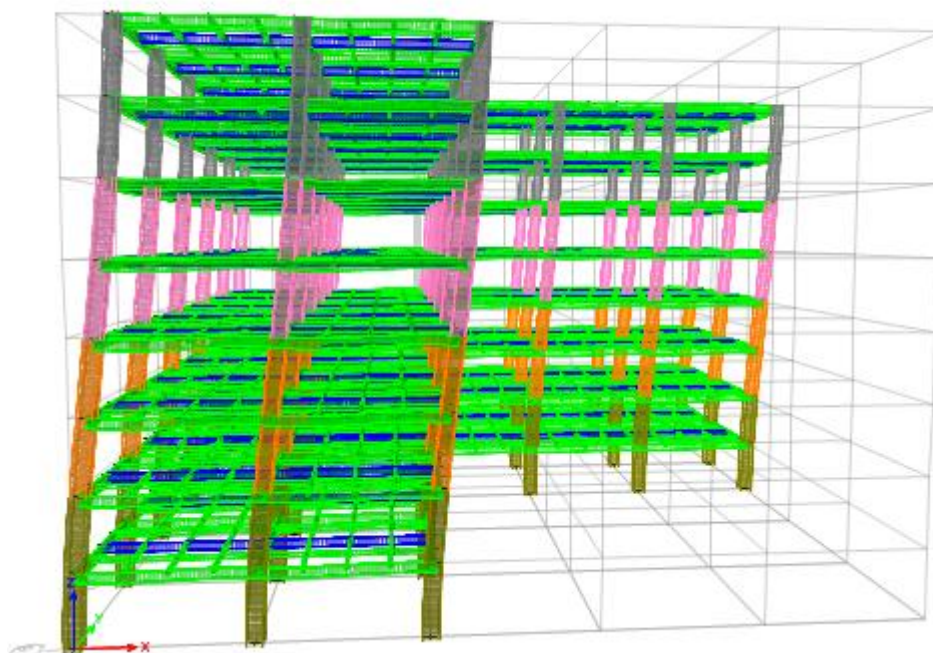
Para el análisis lineal con norma ecuatoriana se realiza el mismo criterio de modelamiento en el ETABS y análisis de fuerzas sísmicas especificado en la sección 4.3.4 de este capítulo.

a) Análisis de derivas por pisos.

Se analizó las derivas de acuerdo con la sección 3.6.6. El cálculo de las derivas se presenta en el Anexo 13.

Con los elementos del pre-dimensionamiento se encontró que las derivas inelásticas con el sismo en dirección X, con una excentricidad del centro de masa de -2m perpendicular a la fuerza no cumplen con lo requerido en los pisos intermedios del edificio.

Gráfico 41: Deformada del edificio con sismo en dirección X (NEC-15).



Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Tabla 56: Derivas inelásticas con sismo en dirección X (NEC-15).

Piso	Nodo	Desplazamiento resultante (cm)	ΔE	$\Delta_{\text{máx}}$ (%)	$\Delta_{\text{máx}} < 2\%$ (NEC-15)
PISO 8	27	7.5640	0.0019	1.11%	SI CUMPLE
PISO 7	54	6.9145	0.0025	1.50%	SI CUMPLE
PISO 6	81	6.0391	0.0031	1.86%	SI CUMPLE
PISO 5	108	4.9520	0.0035	2.12%	NO CUMPLE
PISO 4	137	3.7172	0.0036	2.18%	NO CUMPLE
PISO 3	171	2.4467	0.0033	2.01%	NO CUMPLE
PISO 2	201	1.2764	0.0025	1.53%	SI CUMPLE
PISO 1	230	0.3848	0.0011	0.66%	SI CUMPLE

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Se encontró que las derivas inelásticas con el sismo en dirección Y, con una excentricidad del centro de masa de 2m perpendicular a la fuerza no cumplen con lo requerido en los pisos intermedios del edificio.

Tabla 57: Derivas inelásticas con sismo en dirección Y (NEC-15).

Piso	Nodo	Desplazamiento resultante (cm)	Δ_E	$\Delta_{m\acute{a}x}$ (%)	$\Delta_{m\acute{a}x} < 2\%$ (NEC-15)
PISO 8	6	7.5947	0.0019	1.12%	SI CUMPLE
PISO 7	33	6.9417	0.0025	1.51%	SI CUMPLE
PISO 6	60	6.0622	0.0031	1.87%	SI CUMPLE
PISO 5	87	4.9704	0.0035	2.13%	NO CUMPLE
PISO 4	114	3.7305	0.0036	2.19%	NO CUMPLE
PISO 3	143	2.4552	0.0034	2.01%	NO CUMPLE
PISO 2	178	1.2807	0.0026	1.53%	SI CUMPLE
PISO 1	207	0.3861	0.0011	0.66%	SI CUMPLE

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

b) Análisis por irregularidad torsional.

El análisis por irregularidad torsional se realiza con la ecuación de la tabla 30 (Irregularidad torsional tipo 1), con nodos críticos del piso 4 donde se tienen las máximas derivas, dando como resultado que no hay torsión excesiva en planta y no es necesario penalizar por el factor A_x .

Tabla 58: Irregularidad torsional con sismo en dirección X (NEC-15).

Nodo	Desplazamiento resultante (cm)	Δ_E	$\Delta_{m\acute{a}x}$ (cm)	1,2 * PROMEDIO Δ_E (cm)	$\Delta_{m\acute{a}x} < 1,2*$ PROMEDIO Δ_E
114	2.9351	0.0028	0.0036	0.0039	NO HAY TORSION EXCESIVA
143	1.9422				
137	3.7172	0.0036			
171	2.4467				

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Tabla 59: Irregularidad torsional con sismo en dirección Y (NEC-15).

Nodo	Desplazamiento resultante (cm)	Δ_E	$\Delta_{m\acute{a}x}$ (cm)	1,2 * PROMEDIO Δ_E (cm)	$\Delta_{m\acute{a}x} < 1,2*$ PROMEDIO Δ_E
135	2.9351	0.0028	0.0036	0.0039	NO HAY TORSION EXCESIVA
169	1.9422				
126	3.7172	0.0036			
155	2.4467				

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

c) Análisis de los efectos de segundo orden P- Δ e índice de estabilidad Q_i .

El procedimiento de los efectos de segundo orden se detalla en la sección 3.6.9. Las derivas inelásticas (Δ) se calcularon con los desplazamientos resultantes de los nodos del centro de masa, se presentan en el anexo 14.

Tabla 60: Índice de estabilidad con sismo en dirección X (NEC-15).

Piso	Pi (Ton)	Vi (Ton)	Δ_i (cm)	Q_i	$Q_i \leq 0,30$
PISO 8	450.30	71.38	0.5461	0.0098	SI CUMPLE
PISO 7	1258.54	166.16	0.7468	0.0162	SI CUMPLE
PISO 6	2071.23	244.65	0.9351	0.0226	SI CUMPLE
PISO 5	2883.92	306.92	1.0688	0.0287	SI CUMPLE
PISO 4	3701.06	354.15	1.1049	0.0330	SI CUMPLE
PISO 3	4518.21	386.93	1.0232	0.0341	SI CUMPLE
PISO 2	5339.80	406.65	0.7837	0.0294	SI CUMPLE
PISO 1	6161.39	414.83	0.3403	0.0144	SI CUMPLE

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Tabla 61: Índice de estabilidad con sismo en dirección Y (NEC-15).

Piso	Pi (Ton)	Vi (Ton)	Δ_i (cm)	Q_i	$Q_i \leq 0,30$
PISO 8	450.30	71.38	0.5461	0.0098	SI CUMPLE
PISO 7	1258.54	166.16	0.7468	0.0162	SI CUMPLE
PISO 6	2071.23	244.65	0.9351	0.0226	SI CUMPLE
PISO 5	2883.92	306.92	1.0688	0.0287	SI CUMPLE
PISO 4	3701.06	354.15	1.1049	0.0330	SI CUMPLE
PISO 3	4518.21	386.93	1.0232	0.0341	SI CUMPLE
PISO 2	5339.80	406.65	0.7837	0.0294	SI CUMPLE
PISO 1	6161.39	414.83	0.3403	0.0144	SI CUMPLE

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

4.3.6. Pre-diseño de la estructura.

Con el cálculo de las derivas inelásticas, se pudo constatar que las secciones de los elementos escogidos en el pre-dimensionamiento no fueron satisfactorias para ambos diseños. A continuación, se procede a realizar los ajustes a las dimensiones de las columnas (Perfil W y tubulares cuadradas para diseños ASCE y NEC respectivamente) y vigas que son parte del sistema sismo resistente, con el fin de que cumplan con los requerimientos del análisis lineal especificado en las normas ASCE 7-16 y NEC-15.

Luego de varios análisis de distintas secciones de columnas (Perfil W y tubulares cuadradas) se definieron nuevas secciones y se obtuvieron resultados muy satisfactorios en cuanto a las derivas inelástica y control de torsión.

Antes de calcular la resistencia de los elementos se verifica la viga principal cumpla con la fórmula de la sección 3.3.2 del capítulo 3, de las especificaciones del ANSI/ AISC 341-10, relativa a la máxima longitud no arriostrada máxima. Para las vigas principales en dirección Y se pre-dimensionan una longitud de 4m no arriostrada.

Se refiere a continuación, que dicha longitud no cumple con las especificaciones de la norma AISC.

Viga principal escogida W18X71.

$$L_b = \frac{0.086 (4.32cm)(2100000 Kg/cm^2)}{3515 Kg/cm^2}$$

$$L_b = 221.96cm = 2.22m$$

Como $L_b \text{ propuesto} = 4m > L_b \text{ requerido} = 2.2m$, luego al no satisfacer esta condición, se procede a colocar nervios para arriostrar la viga principal en dirección Y cada 2 m y lograr que cumpla con lo especificado en la norma ANSI/ AISC 341-10.

a) Verificación de la resistencia de los elementos resistentes a sismos (ASCE 7-16).

Se verifica las relaciones ancho/espesor para los elementos W en compresión con las fórmulas de la tabla 19 del capítulo 3 para el pre-diseño con ASCE 7-16.

Para el perfil W36X527 (Columna del piso 1):

Para el ala:

$$b/t < 0.3 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$2.96 < 0.3 \sqrt{\frac{2100000}{3515}}$$

2.96 < 7.33 (Satisface la condición).

Para el alma:

$$h_w/t_w < 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$19.5 < 1.49 \sqrt{\frac{2100000}{3515}}$$

19.5 < 36.42 (Satisface la condición).

Las columnas de sección W para el diseño final son altamente resistente a pandeo local y cumplen holgadamente con las especificaciones AISC 341-10.

Para el cálculo de la resistencia de la estructura se utilizó la opción de chequeo del diseño de elemento del programa ETABS. Para el chequeo de longitudes arriostrada en vigas principales se deben incluir en el modelo todos los elementos de arriostramiento que no forman parte del sistema sismo resistente. Se analiza con la fuerza en la dirección especificada incluyendo el 30 % de la fuerza en la otra dirección para modelar los efectos multidimensionales de los sismos.

Se procedió a ejecutar el programa y se observó que existen casos en que los elementos de pre-dimensionamiento no cumplen con la relación columna fuerte-viga débil. Esto significa que la estructura podría formar rótulas plásticas en las columnas antes que en las vigas principales, lo cual debe evitarse.

Debido a que las vigas principales en algunos casos son más fuertes que las columnas, se probó una nueva sección de viga principal, mediante método de prueba y error, obteniéndose que el perfil 18X55 satisface la relación columna fuerte-viga débil.

Luego de verificar que las columnas cumplen con la relación de columna fuerte- viga débil se definieron las secciones para el diseño sismo resistente:

Columnas, primer y segundo piso: W36X527

Columnas, tercer y cuarto piso: W36X439

Columnas, quinto y sexto piso: W36X393

Columnas, séptimo y octavo piso: W36X359

Vigas principales: W18X55

Con estos perfiles definitivos, se verifica en el anexo 9 posteriormente que se cumplen los límites para derivas inelásticas, irregularidad torsional e índice de estabilidad. Dado que el periodo de la estructura va aumentando la fuerza cortante que actúa en ella ira disminuyendo, reduciendo así las fuerzas que de cada piso por los que las nuevas secciones cumplirán con los requisitos ASCE 7-16.

b) Verificación de resistencia de elementos resistente a sismo (NEC-15).

Se verifica las limitaciones con las fórmulas de la tabla 20 del capítulo 3 del pre-diseño NEC-15. Para el perfil 90X90X3 (Columnas del piso 1).

Para el ala:

$$b/t < 0.6 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$30 < 0.6 \sqrt{\frac{2100000}{3515}}$$

30 > 14.67 (No satisface la condición).

Para el alma:

$$C_a = \frac{373375.79 \text{ kg}}{(0.9)(3515 \text{ kg/cm}^2)(1044 \text{ cm}^3)} = 0.11$$

Cuando la relación es:

$$C_a \leq 0.125$$

$$0.11 \leq 0.125$$

Se usa la fórmula: $\lambda_{hd} = 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (1 - 2.75C_a)$

$$\lambda_{hd} = 2.45 \sqrt{\frac{2100000}{3515}} (1 - 2.75 * 0.11)$$

$$\lambda_{hd} = 41.27$$

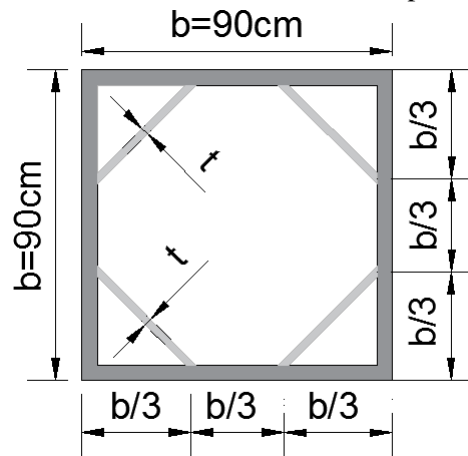
Se revisa la condición:

$$\lambda < \lambda_{hd}$$

$$30 < 41.27 \text{ (Satisface la condición).}$$

Las columnas de secciones tubulares cuadradas para el diseño final no son resistentes a pandeo local, con lo cual la estructura pierde ductilidad de acuerdo con las especificaciones AISC 341-10. Por tal motivo se realiza una modificación para reducir el ancho a la tercera parte colocando placas de acero internas y hacer cumplir este requisito. El resultado se muestra en el gráfico 42.

Gráfico 42: Columna tubular cuadrada con placas interiores.



Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Para el cálculo de la resistencia de la estructura se realiza con el 100% de fuerza en una dirección especificada para modelar los efectos multidimensionales de los sismos.

Se realizó las verificaciones de las vigas principales para satisfacer la relación columna fuerte-viga débil. Definiendo las secciones para el diseño final sismo resistente:

Columnas, primer y segundo piso: HSS 90x90x3cm

Columnas, tercer y cuarto piso: HSS 85x85x3cm

Columnas, quinto y sexto piso: HSS 80x80x3cm

Columnas, séptimo y octavo piso: HSS 75x75x3cm

Vigas principales: W18X55

Se procedió a ejecutar el programa y se observó que todas las columnas tubulares cuadradas no son sísmicamente compactas con una alta ductilidad según la especificación del ANSI/AISC 341-10 (Inconveniente resuelto con la consideración del gráfico 42).

Se verifica nuevamente el control de derivas inelásticas, irregularidad torsional e índice de estabilidad, especificado en el Anexo 15.

4.4. Análisis con dimensiones finales para los elementos.

Se actualizarán las cargas debido a los nuevos pesos por pisos y se hace revisión detallada de resistencia de los elementos (vigas principales y columnas).

4.4.1. Cortante basal del diseño.

a) Cálculo del cortante basal de diseño ASCE 7-16.

Realizando el procedimiento ya descrito para normativa ASCE 7-16, se actualiza los pesos propios de las nuevas columnas de sección W y se ha generado una nueva distribución de fuerzas horizontales en cada piso usando el periodo de vibración de la estructura tomado del análisis ETABS del pre-diseño de la estructura.

Tabla 62: Peso por piso final (ASCE7-16).

# Piso	Peso (Ton)
8	388.51
7	615.64
6	620.41
5	620.41
4	626.89
3	626.89
2	639.27
1	639.27

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Con un periodo de $T = 1.46$ Seg, se tiene un valor de $S_a = 0.49$, $K = 1.48$ y $C_s = 0.06$.

$$V = (0.06) * (4777.29 \text{ Ton})$$

$$V = 292.61 \text{ Ton}$$

Tabla 63: Distribución fuerzas horizontales finales (ASCE7-16).

# Piso	W _x Peso (Ton)	H _x Altura de piso (m)	W _x *(H _x ^k)	W _x *(H _x ^k)/Σ W _x *(H _x ^k)	F _x =F _i	V _x (Ton)	0,3*F _x (Ton)
8	388.51	28.00	53851.29	0.19	54.35	54.35	16.31
7	615.64	24.50	70031.37	0.24	70.68	125.03	21.20
6	620.41	21.00	56177.62	0.19	56.70	181.73	17.01
5	620.41	17.50	42891.88	0.15	43.29	225.02	12.99
4	626.89	14.00	31150.20	0.11	31.44	256.46	9.43
3	626.89	10.50	20349.40	0.07	20.54	277.00	6.16
2	639.27	7.00	11387.53	0.04	11.49	288.49	3.45
1	639.27	3.50	4082.30	0.01	4.12	292.61	1.24
W=	4777.29				V=	292.61	

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

El valor de C_s calculado no necesita exceder lo siguiente:

Para $T \leq T_L$ se usa la ecuación 3-10 en la norma ASCE 7-16.

$$C_s = \frac{0.71}{(1.46)\left(\frac{8}{1}\right)} = 0.0608$$

La verificación del C_s se realiza con el S_{ds} de la meseta debido que es la máxima aceleración del espectro de diseño

$$C_s = \frac{1.16}{\left(\frac{8}{1}\right)} = 0.145$$

$$0.0608 \leq 0.145$$

C_s no será menor que: se usa la ecuación 3-12.

$$C_s = 0.044 (0.049)(1) \geq 0.01$$

0.02 ≥ 0.01 (satisface la condición).

Además, para estructuras ubicadas donde S₁ es igual o mayor que 0.6 g, C_s no será menor que la ecuación 3-13.

$$C_s = \frac{0.5 (0.76)}{\left(\frac{8}{1}\right)} = 0.0475$$

0.06 > 0.0475 (satisface la condición).

b) Cálculo del cortante basal de diseño NEC-15.

Realizando el procedimiento ya descrito para normativa NEC-15, se actualizó los pesos propios de las nuevas columnas tubulares cuadrada y se ha generado una nueva distribución de fuerzas horizontales en cada piso usando el periodo de vibración de la estructura tomado del análisis ETABS del pre-diseño de la estructura.

Tabla 64: Peso por piso final (NEC-15).

# Piso	Peso (Ton)
8	388.51
7	615.64
6	620.41
5	620.41
4	626.89
3	626.89
2	639.27
1	639.27

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Con un periodo de $T_a = 1.34$ Seg, se tiene un valor de $S_a = 0.48$, $K = 1.42$ y $C_s = 0.07$.

$$V = (0.07) * (4846.62 \text{ Ton})$$

$$V = 323.11 \text{ Ton}$$

Tabla 65: Distribución fuerzas horizontales finales (NEC-15).

# Piso	Wx Peso (Ton)	hx Altura de piso (m)	$W_x * (hx)^k$	$W_x * (hx)^k / \sum W_x * (hx)^k$	$F_x = F_i$	V_x (Ton)	$0,3 * F_x$ (Ton)
8	388.51	28.00	44092.55	0.18	57.70	57.70	17.31
7	629.24	24.50	59079.10	0.24	77.31	135.01	23.19
6	633.69	21.00	47800.30	0.19	62.55	197.56	18.77
5	633.69	17.50	36897.18	0.15	48.28	245.84	14.48
4	638.14	14.00	27065.79	0.11	35.42	281.26	10.63
3	638.14	10.50	17989.03	0.07	23.54	304.80	7.06
2	642.60	7.00	10185.37	0.04	13.33	318.13	4.00
1	642.60	3.50	3806.40	0.02	4.98	323.11	1.49
W=	4846.62		246915.73		V=	323.11	

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

4.4.2. Diseño definitivo de la estructura.

Se verifica nuevamente el control de derivas inelásticas, irregularidad torsional y el índice de estabilidad del diseño ASCE 7-16 y el diseño NEC-15, dando resultados satisfactorios en el desempeño de la estructura para el cortante basal con secciones finales, los resultados son mostrados en el Anexo 10 y 16 respectivamente.

4.4.3. Diseño de sección de viga reducida.

El procedimiento realizado para el cálculo de la conexión de la sección de la viga reducida se describe en la sección 3.4.2 del capítulo 3 y se usa a continuación:

1. Se definen dimensiones para las secciones de viga, las cuales cumplen con las ecuaciones 3-45, 3-46, 3-47.

$$a = 100 \text{ mm}$$

$$b = 300 \text{ mm}$$

$$c = 30 \text{ mm}$$

2. Para el cálculo de la sección plástica en el centro de la sección de la viga reducida se utiliza la ecuación 3-48.

$$Z_{RBS} = 1835000 \text{ mm}^3 - 2(30\text{mm})(16\text{mm})(460\text{mm} - 16\text{mm})$$

$$Z_{RBS} = 1408760.00 \text{ mm}^3 = 1408.76 \text{ cm}^3$$

3. Se calcula el momento máximo probable en el centro de la sección de viga reducida como se define con la ecuación 3-49.

Antes de calcular el momento máximo probable se determina el factor de la resistencia máxima de la conexión C_{pr} de acuerdo con la ecuación 3-50.

$$C_{pr} = \frac{3515 \text{ kg/cm}^2 + 4569 \text{ kg/cm}^2}{2 (3515 \text{ kg/cm}^2)} \leq 1.2$$

$$C_{pr} = 1.15$$

Utilizando la ecuación del momento máximo probable:

$$M_{pr} = (1.15) (1.2) (3515 \text{ kg/cm}^2) (1408.76 \text{ cm}^3)$$

$$M_{pr} = 6833.05 \text{ Ton.cm}$$

4. La fuerza de corte en el centro de la sección reducida se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$V_{RBS} = \frac{2 M_{pr}}{L_h} + V_{DL}$$

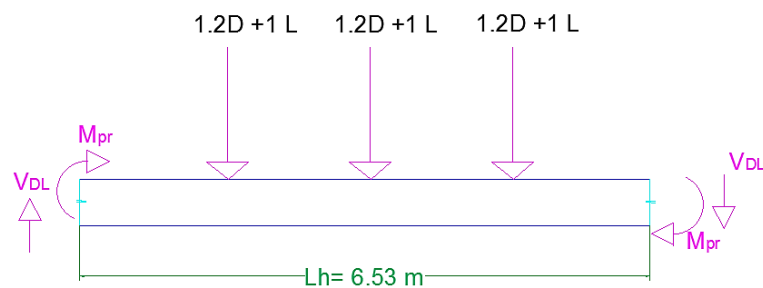
Donde V_{DL} se determina mediante un diagrama de cuerpo libre con la combinación de cargas $1.2D + 1L$. Se analiza la viga donde se presenta la primera rótula plástica ubicada en el 4 piso del pórtico 6.

Las cargas que actúan en la viga serán de 3 cargas puntuales:

$$D = 1.84 \text{ Ton.}$$

$$L = 0.96 \text{ Ton.}$$

Gráfico 43: Detalle de diagrama de cuerpo libre.



Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

El cortante que actúa en los extremos de la viga será:

$$V_{DL} = 4.752 \text{ Ton}$$

$$V_{RBS} = \frac{2(6833.05 \text{ Ton.cm})}{652.80 \text{ cm}} + 4.752 \text{ Ton}$$

$$V_{RBS} = 25.69 \text{ Ton.}$$

5. Se utiliza la ecuación 3-51 para el cálculo del momento máximo probable en la cara de la columna.

$$M_f = 6833.05 \text{ Ton.cm} + (25.69 \text{ Ton}) (25\text{cm})$$

$$M_f = 74.75 \text{ Ton.m}$$

6. Se usa la ecuación 3-52 para el cálculo del momento plástico de la viga basada en la resistencia esperada a la fluencia.

$$M_{pe} = (1.2) (3515 \text{ kg/cm}^2) (1835 \text{ cm}^3)$$

$$M_{pe} = 77.40 \text{ Ton.m}$$

7. Finalmente se comprueba la resistencia a la flexión de la viga en la cara de la columna de la ecuación 3-53.

$$74.75 \text{ Ton.m} \leq (1) (77.40) \text{ Ton.m} \text{ (Satisface la condición).}$$

8. La resistencia a corte requerida en la conexión de la viga-columna se define en la ecuación 3-54.

$$V_u = \frac{2(6833.05 \text{ Ton.cm})}{652.80 \text{ cm}} + 29.35 \text{ Ton}$$

$$V_u = 46.62 \text{ Ton.}$$

$$V_u < \phi V_n$$

$$46.62 \text{ Ton} < 96.16 \text{ Ton} \text{ (Satisface la condición).}$$

9. Se revisa la conexión viga-columna. Para esto se calcula el momento adicional debido a la amplificación de carga, se analiza la viga más crítica de toda la estructura.

$$M_{uv} = V_{RBS} \left(a + \frac{b}{2} + \frac{c}{2} \right)$$

$$M_{uv} = 25.69 \text{ Ton.} \left(100 \text{ mm} + \frac{300 \text{ mm}}{2} + \frac{996 \text{ mm}}{2} \right)$$

$$M_{uv} = 19.21 \text{ Ton.cm}$$

De la ecuación 3-39.

$$\Sigma M_{pb} = \Sigma (M_{pr} + M_{uv})$$

$$\Sigma M_{pb} = (68.33 \text{ Ton.m}) + (19.21 \text{ Ton.m}) = 87.54 \text{ Ton.}$$

Para la relación columna fuerte-viga débil se considera el caso más crítico y se analiza una columna del primer piso.

Usando la ecuación 3-38.

Para la columna superior:

$$M_{pc1} = 7440 \text{ cm}^3 \left(3515 \text{ kg/cm}^2 - \frac{489958.30 \text{ kg}}{993.5 \text{ cm}^2} \right)$$

$$M_{pc1} = 224.82 \text{ Ton.m}$$

Para la columna inferior:

$$M_{pc2} = 7440 \text{ cm}^3 \left(3515 \text{ kg/cm}^2 - \frac{424394.30 \text{ kg}}{993.5 \text{ cm}^2} \right)$$

$$M_{pc2} = 229.73 \text{ Ton.m}$$

$$\Sigma M_{pc} = \Sigma (M_{pc1} + M_{pc2})$$

$$\Sigma M_{pc} = 454.56 \text{ Ton.m}$$

De la ecuación 3-37.

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

$$5.19 > 1.0 \text{ (Satisface la condición).}$$

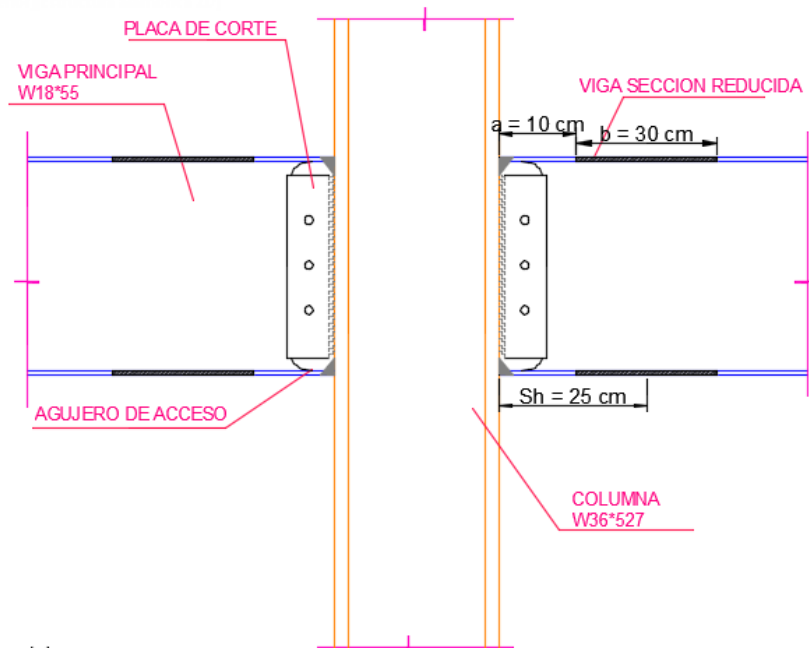
10. Para verificar si es necesario utilizar placas de continuidad se utiliza la ecuación 3-44.

$$t_{cf} \geq \frac{191 \text{ mm}}{6}$$

$$62.00 > 31.83 \text{ (Las columnas no necesitan placas de continuidad).}$$

Las columnas usadas para esta estructura son muy fuertes, esto origina una ausencia de diagonales rigidizadas o muro de corte sísmico porque las columnas poseen gran inercia para el control de las derivas.

Gráfico 44: Conexión de sección viga reducida – Vista lateral.



Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

4.4.4. Diseño de Ala soldada sin refuerzo y alma soldada (WUF-W) para diseño NEC-15.

El procedimiento de diseño para la conexión precalificada WUF-W, se detalla en la sección 3.4.3. Se cumple con las limitaciones de las vigas para este tipo de conexión. En el caso de las columnas, en el diseño NEC-15 se tiene un ancho de 900 mm, no cumple con las limitaciones ancho-espesor para el control de pandeo local, pero se decide colocar placas en el interior de las columnas (Gráfico 42) para que satisfaga el requisito de la sección 3.2.1.

1. El momento máximo probable en la articulación plástica.

$$M_{pr} = (C_{pr}) * (R_y) * (F_y) * (Z_e)$$

$$M_{pr} = (1.4) * (1.2) * (3515 \text{kg/cm}^2) * (1835 \text{cm}^3)$$

$$M_{pr} = 10836.04 \text{ Ton.cm}$$

2. Se toma la ubicación de la articulación plástica como $S_h = 0$.
3. La distancia entre articulaciones plásticas en la viga.

$$L_h = L - (2S_h) - (2d_c/2)$$

$$L_h = 800 \text{mm} - (2 * 900 \text{mm} / 2)$$

$$L_h = 710 \text{ cm}$$

Donde V_{DL} se determina mediante un diagrama de cuerpo libre con la combinación de cargas $1.2D + 1L$. Se analiza la viga donde se presenta la primera rótula plástica ubicada en el 4 piso del pórtico 6.

Las cargas que actúan en la viga serán de 3 cargas puntuales:

$$D = 1.84 \text{ Ton.}$$

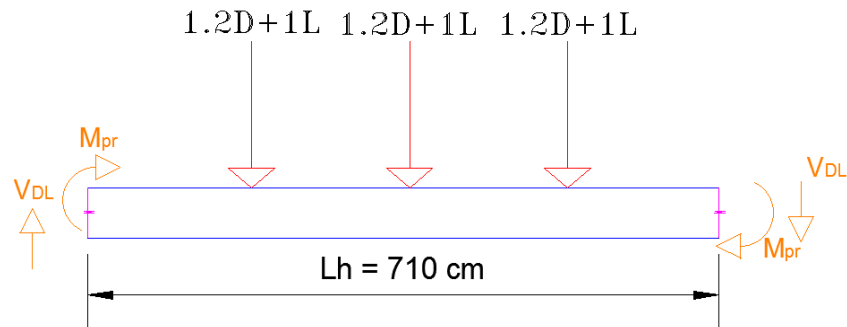
$$L = 0.96 \text{ Ton.}$$

$$V_{DL} = \frac{(1.2 D + 1L) * 3}{2}$$

$$V_{DL} = \frac{((1.2 * 1.84 \text{ Ton}) + (1.0 * 0.96 \text{ Ton})) * 3}{2}$$

$$V_{DL} = 4.752 \text{ Ton}$$

Gráfico 45: Detalle de diagrama de cuerpo libre.



Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

$$V_h = \frac{2 M_{pr}}{L_h} + V_{DL}$$

$$V_h = \frac{2(10836.04 \text{ ton.cm})}{710 \text{ cm}} + 4.752 \text{ ton.}$$

$$V_h = 35.28 \text{ Ton}$$

4. Momento máximo probable en la cara de la columna se toma como M_{pr} :

$$M_f = M_{pr}$$

$$M_f = 10836.04 \text{ Ton.cm}$$

Para la relación columna fuerte-viga débil se consideró la columna 2D del primer piso, la cual recibe la mayor carga axial, el momento adicional debido a la amplificación de la carga:

$$M_{uv} = V_h \left(a + \frac{b}{2} + \frac{d_c}{2} \right)$$

$$M_{uv} = 35.28 \text{ Ton} \left(6 \text{ mm} + \frac{25 \text{ mm}}{2} + \frac{900 \text{ mm}}{2} \right)$$

$$M_{uv} = 16.53 \text{ Ton.m}$$

La suma de las resistencias a la flexión esperadas en las vigas:

$$\Sigma M_{pb} = \Sigma (M_{pr} + M_{uv})$$

$$\Sigma M_{pb} = (108.36 \text{ Ton.m}) + (16.53 \text{ Ton.m}) = 124.89 \text{ Ton.}$$

La suma de las resistencias a la flexión nominales de las columnas.

Para columna por encima de la unión a la línea central de la viga:

$$M_{pc1} = \Sigma Z_{c1} \left(F_{yc1} - \frac{P_{uc1}}{A_{g1}} \right)$$

$$M_{pc1} = 340374 \text{ cm}^3 \left(3515 \text{ Kg/cm}^2 - \frac{427238.96 \text{ Kg}}{1044 \text{ cm}^2} \right)$$

$$M_{pc1} = 1058.26 \text{ Ton.m}$$

Para columna por debajo de la unión a la línea central de la viga:

$$M_{pc2} = \Sigma Z_{c2} \left(F_{yc2} - \frac{P_{uc2}}{A_{g2}} \right)$$

$$M_{pc2} = 34074 \text{ cm}^3 \left(3515 \text{ Kg/cm}^2 - \frac{492958.67 \text{ Kg}}{1044 \text{ cm}^2} \right)$$

$$M_{pc2} = 1036.81 \text{ Ton.m}$$

$$\Sigma M_{pc} = \Sigma (M_{pc1} + M_{pc2})$$

$$\Sigma M_{pc} = 2095.07 \text{ Ton.m}$$

La condición:

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

16.50 > 1.0 (Satisface la condición).

5. La Resistencia a corte requerida, donde ϕV_n se obtiene del Manual AISC.

$$V_u = \frac{2(M_{pr})}{L_h} + V_{gravity}$$

$$V_u = \frac{2(10836.04 \text{ Ton.cm})}{710 \text{ cm}} + 35.28 \text{ Ton}$$

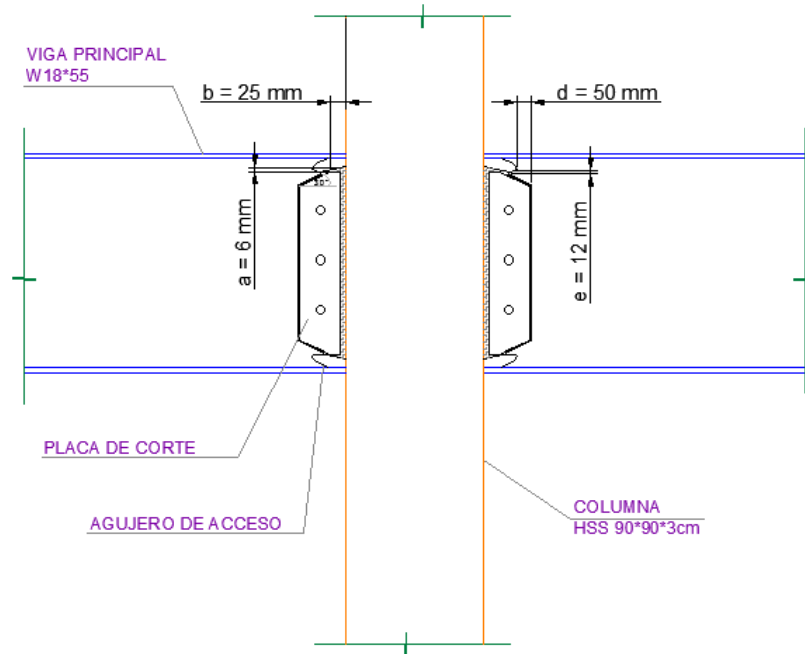
$$V_u = 65.80 \text{ Ton.}$$

$$V_u < \phi V_n$$

65.80 Ton < 96.16 Ton (Satisface la condición).

6. No se realiza el chequeo por placa de continuidad debido que se está usando columnas de sección tubular cuadrada con rigidizares internos del elemento.

Gráfico 46: Conexión precalificada (WUF-W) – Vista lateral.



Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

4.5. Verificación del desempeño sísmico de la estructura.

El análisis sísmico no lineal de las estructuras se realiza por medio del método Pushover (Análisis con carga incremental estático hasta la falla) usando el programa SAP2000. Se modelan los elementos estructurales definitivos que son parte del sistema sismo resistente para ambos diseños que cumplen con los requerimientos de normas AISC y NEC. Se definen las propiedades inelásticas de los materiales usando parámetros de las rótulas plásticas definidas por FEMA 356.

Para definir los patrones de carga sobre cada piso y para cada estructura diseñada el patrón de carga laterales del análisis lineal elástico equivalente de las estructuras se divide para la fuerza máxima de piso en dicho patrón de carga, obteniendo los patrones de carga analizados.

Los análisis Pushover se hacen en la dirección X, teniendo una excentricidad del centro de masa de $-(5\%) L_y$ perpendicular a la fuerza y en la dirección Y, teniendo una excentricidad del centro de masa de $(5\%) L_x$ perpendicular a la fuerza.

4.5.1. Comportamiento No Lineal del diseño ASCE 7-16.

La máxima fuerza horizontal que actúa en la estructura se encuentra en el séptimo piso y se procedió a dividir para cada fuerza horizontal que actúa en los ocho pisos del edificio, obteniendo los patrones de carga para cada piso del edificio estudiado, estos valores se ingresan al programa SAP2000 como nuevo tipo de carga (Pushover).

Tabla 66: Patrón de carga (ASCE7-16).

# Piso	Patrón de carga
8	0.77
7	1.00
6	0.80
5	0.61
4	0.44
3	0.29
2	0.16
1	0.06

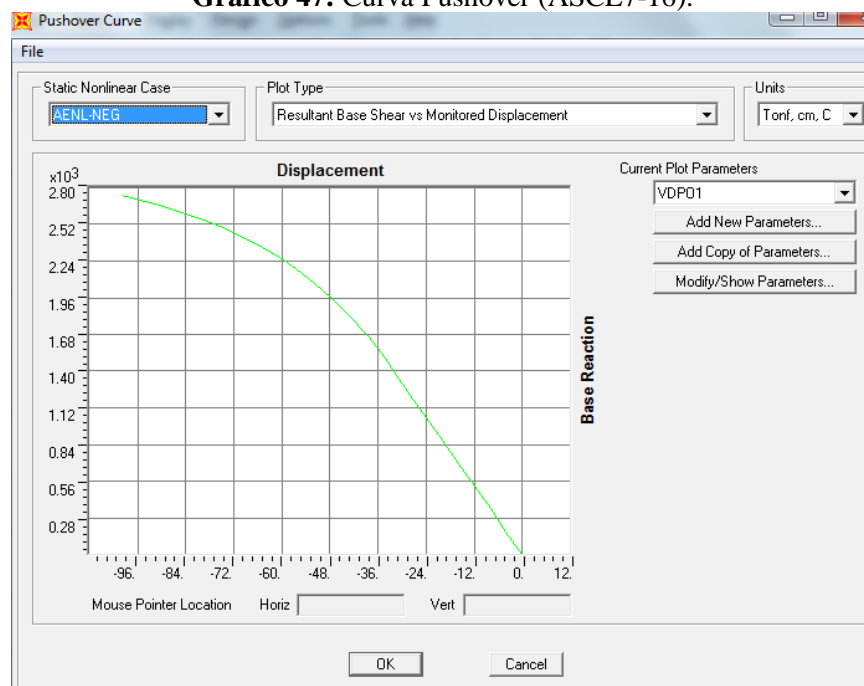
Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Se definen los casos de carga CGNL (Carga de gravedad no lineal), donde se incluyen los patrones de carga estático (cargas muerta sobrepuesta y peso propio con un factor de escala de 1 y la carga viva con un factor de escala de 0.25), y AENL (Análisis elástico no lineal), estos son analizados en el nodo de control de la estructura que será el nodo 27 ubicada en el octavo piso del pórtico en dirección X en el eje 6. En el caso de carga AENL-NEG (Análisis elástico No Lineal) incluye la carga Pushover, donde están incluida los valores de patrón de carga de cada piso y se especifica el caso de carga CGNL para que el programa analice considerando las cargas de gravedad.

Se asume que las posibles rótulas plásticas en las columnas y vigas principales se formarán a una distancia del 10 y 90% de la longitud de los elementos; es decir a 0.8m de las caras del eje de cada conexión y columnas a 0.35m del eje de cada conexión.

Se procede a ejecutar el programa con la fuerza de sismo en dirección X, obteniéndose como primer resultado la curva de capacidad de la estructura en la dirección analizada.

Gráfico 47: Curva Pushover (ASCE7-16).



Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

En la tabla 67 se reporta la secuencia incremental de carga que constituye la curva de capacidad y se tiene que la primera rótula plástica se presenta en la estructura en el caso cuando está sometida a un cortante basal de 1495.3291 Tonf, ocurriendo en la viga principal en dirección X del cuarto piso en el eje 6 (Gráfico 48).

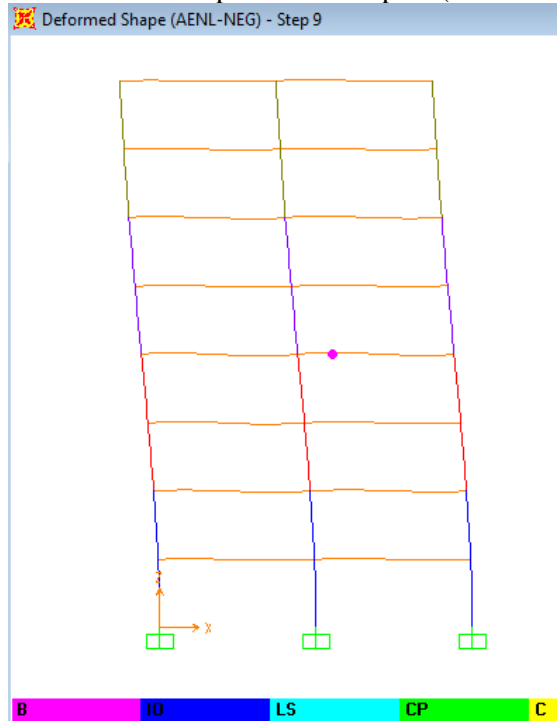
Tabla 67: Resultados de la gráfica capacidad vs desplazamiento (ASCE7-16).

Etapa	Desplazamiento	Cortante Basal	Desempeño Elástico	Desempeño Inelástico con baja demanda de ductilidad	Desempeño Inelástico con alta demanda de ductilidad
	Cm	Ton			
0	0.025456	0	1104	0	0
1	-3.974544	174.0783	1104	0	0
2	-7.974544	348.1567	1104	0	0
3	-11.974544	522.235	1104	0	0
4	-15.974544	696.3133	1104	0	0
5	-19.974544	870.3916	1104	0	0
6	-23.974544	1044.47	1104	0	0
7	-27.974544	1218.5483	1104	0	0
8	-31.974544	1392.6266	1104	0	0
9	-34.334457	1495.3291	1103	1	0
10	-38.619705	1668.0639	1084	20	0
11	-43.060558	1823.6157	1057	30	17
12	-47.509465	1957.2456	1020	50	34
13	-51.877924	2071.0342	986	58	60
14	-56.592471	2180.0502	947	59	98
15	-60.662653	2264.9396	915	62	127
16	-64.94474	2344.2103	885	59	160
17	-70.87657	2438.9199	861	41	202
18	-75.476547	2503.2161	834	40	230
19	-80.48273	2563.0988	818	35	247
20	-84.984207	2610.3185	802	30	259
21	-90.523234	2662.4657	793	17	270
22	-95.261262	2702.6336	783	16	261
23	-99.974544	2740.817	775	18	249

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Con el análisis no lineal se puede constatar que la estructura ha sido diseñada con una rigidez alta, resultado de los requerimientos lineales de diseño sismo resistente para control de derivas. En el Anexo 11 se presentan los gráficos de distintas etapas donde se ha producido cambio significativo en el desempeño de las estructuras, tanto para cargas en la dirección X y como para la dirección Y. El nodo de control de la estructura es el nodo 6, localizado en el octavo piso en la intersección de los ejes 1 y F. Para la dirección X el nodo 27 será el nodo de control, ubicada en la intersección del eje 6 y C.

Gráfico 48: Rótula plástica en etapa 9 (ASCE7-16).



Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

4.5.2. Comportamiento No Lineal del diseño NEC-15.

Para el análisis no lineal del diseño con norma ecuatoriana se realiza el mismo criterio de modelamiento en el SAP2000 y análisis de fuerzas sísmicas especificado en la sección 4.5.1 de este capítulo.

Los patrones de carga para cada piso del edificio, que se ingresan al programa SAP2000 como nuevo tipo de carga (Pushover) son:

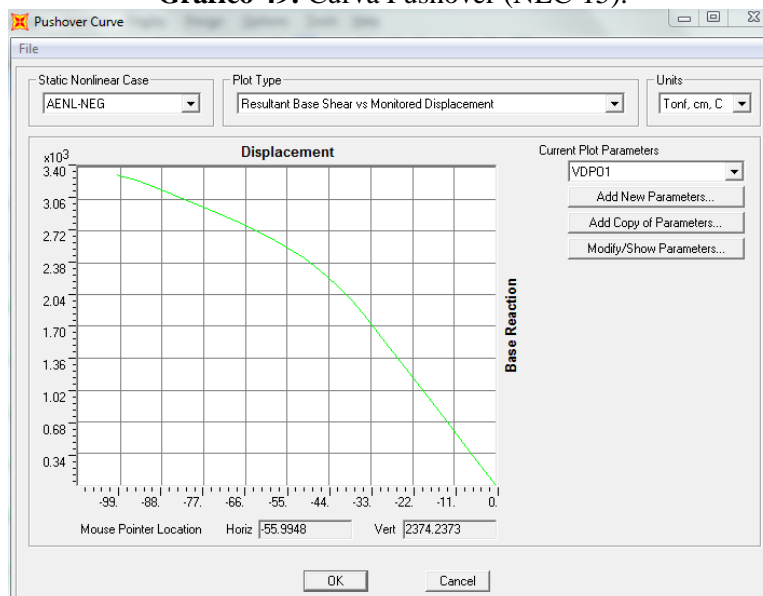
Tabla 68: Patrón de carga (NEC-15).

# Piso	Patrón de carga
8	0.75
7	1.00
6	0.81
5	0.62
4	0.46
3	0.30
02	0.17
1	0.06

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Se procede a ejecutar el programa con la fuerza de sismo en dirección X, obteniéndose como primer resultado la curva de capacidad de la estructura en la dirección analizada.

Gráfico 49: Curva Pushover (NEC-15).



Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

En la tabla 69 se reporta la secuencia incremental de carga que constituye la curva de capacidad y se tienen que en la etapa 9 con un cortante basal de 1770.8314 Tonf, aparecen tres rótula plásticas, de las cuales la viga principal más crítica está en dirección X del cuarto piso en el eje 6 (Gráfico 50).

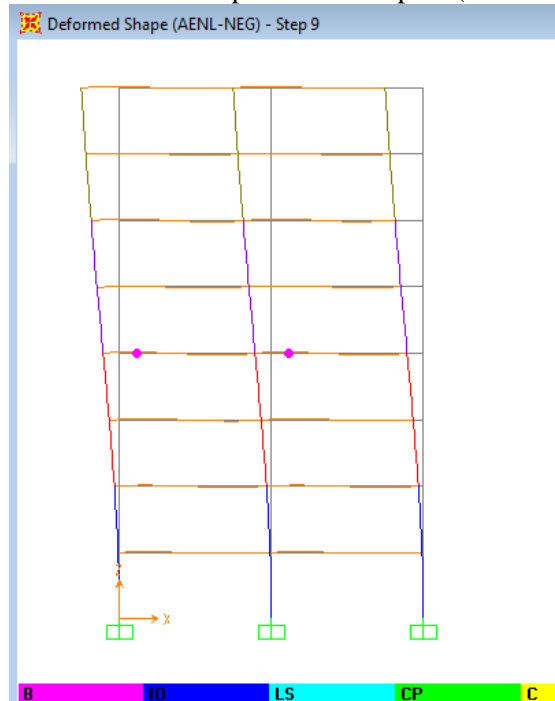
Tabla 69: Resultados de la gráfica capacidad vs desplazamiento (NEC-15).

Etap	Desplazamiento	Cortante Basal	Desempeño Elástico	Desempeño Inelástico con baja demanda de ductilidad	Desempeño Inelástico con alta demanda de ductilidad
	Cm	Ton			
0	-0.003528	0	1104	0	0
1	-4.003528	209.9313	1104	0	0
2	-8.003528	419.8625	1104	0	0
3	-12.003528	629.7938	1104	0	0
4	-16.003528	839.7251	1104	0	0
5	-20.003528	1049.6563	1104	0	0
6	-24.003528	1259.5876	1104	0	0
7	-28.003528	1469.5189	1104	0	0
8	-32.003528	1679.4502	1104	0	0
9	-33.744692	1770.8314	1101	3	0
10	-37.932059	1972.2393	1075	29	0
11	-42.015084	2141.2346	1044	43	17
12	-46.204468	2290.9972	997	59	48
13	-50.665938	2427.8057	937	78	89
14	-54.961821	2539.782	897	81	126
15	-59.632265	2646.3939	869	53	182
16	-64.468569	2743.934	836	43	225
17	-68.525352	2818.2632	820	38	246
18	-72.592321	2888.9764	810	23	271
19	-76.592321	2957.9708	810	12	282
20	-80.592321	3026.9651	810	10	274
21	-86.219991	3122.3987	805	5	266
22	-90.432428	3189.0471	798	10	246
23	-95.07359	3256.3681	789	14	214
24	-99.199946	3307.8289	779	19	181
25	-100.003528	3316.5877	779	14	182

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Con el análisis no lineal se puede constatar que la estructura ha sido diseñada con una rigidez alta, resultado de los requerimientos lineales de diseño sismo resistente para control de derivas. En el Anexo 17 se presentan los gráficos de distintas etapas donde se ha producido cambio significativo en el desempeño de las estructuras, tanto para cargas en la dirección X y como para la dirección Y, El nodo de control de la estructura es el nodo 6, localizado en el octavo piso en la intersección de los ejes 1 y F. Para la dirección X el nodo 27 será el nodo de control, ubicada en la intersección del eje 6 y C.

Gráfico 50: Rótula plástica en etapa 9 (NEC-15).



Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

CAPÍTULO 5

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones.

I. La forma constructiva de estructuras de acero.

En EE.UU, las estructuras de acero están construidas generalmente con elementos estructurales resistentes a sismos con perfiles W, esto radica en la disponibilidad de los materiales para la fabricación de los perfiles forjados al caliente, existiendo una gran variedad en la selección de perfiles estructurales. En el sistema de losa del Steel Deck instalan conectores de corte y la losa de hormigón encima.

Mientras que la construcción de estructuras de acero en Ecuador se utiliza secciones HSS para las columnas y se ve limitada en secciones forjadas al caliente, ocasionando que se suelden placas para la elaboración de los perfiles estructurales. Se usan secciones tubulares con placas dobladas, pero como resultado se tiene que fluyen en las esquinas de los perfiles quedando esfuerzos residuales en determinadas zonas y el perfil tiende a pandearse tempranamente o ser más débil a compresión. Se usan secciones tubulares con placas soldadas, pero se realiza con mano de obra calificada para evitar que se sobrecalienten y los elementos se empiecen a torcer en el ensamblaje del perfil. En el sistema de losa del Steel Deck instalan pernos y la losa de hormigón encima.

Conclusión: Entre las dos formas constructivas se tiene una diferencia con respecto a la calidad de la estructura. La forma constructiva aplicada en el Ecuador de los elementos estructurales representaría un beneficio económico significativo que importar acero forjado en caliente, sin embargo, en algunos casos el uso de secciones tubulares va demandar que se complemente con hormigón para compensar la rigidez y esto implica un costo adicional.

II. La fuerza sísmica para diseño de estructuras de acero.

La normativa ASCE 7-16 realiza el control de las derivas inelásticas máximas usando los desplazamientos máximos en (cm) de cada piso, con un valor de $C_d = 5.5$. El control por irregularidad torsional se realiza con los desplazamientos máximos de los nodos del piso 8 o el último piso. En la revisión global de la estructura para la peligrosidad sísmica exige considerar el 100% de la fuerza sísmica en la dirección especificada más el 30% en su dirección perpendicular a la fuerza.

La normativa NEC-15 homologa algunos valores y ecuaciones de las normas norteamericanas sobre las cargas no sísmicas de diseño, requisitos de los miembros del sistema resistente a cargas sísmicas, diseño de miembros a flexión o compresión, entre otros (Proporcionadas por las especificaciones para la construcción en acero del AISC 360-10 y las disposiciones sísmicas del 341-10). El control de las derivas de cada piso se chequea en (%), con un valor de $C_d = 6$. El espectro de diseño con norma ecuatoriana se puede homologar con su fuerza sísmica para otros sitios de EE.UU realizando un procedimiento de cálculo diferente, pero teniendo resultados similares. El control por irregularidad torsional se realiza con las derivas inelásticas máximas de los nodos de los pisos intermedios de la estructura. Para el cálculo del cortante basal de la estructura irregular en planta, tiende a ser más conservadora al penalizar con un factor de ϕ_p , aumentando un 10% más de fuerza al cortante basal. En la revisión global de la estructura para la peligrosidad sísmica permite considerar 100% de la fuerza sísmica en ambas direcciones o 100% en la dirección especificada y 0% perpendicular a la fuerza.

Conclusión: El diseño de las fuerzas sísmicas para una estructura según NEC-15 y ASCE 7-16, independientemente de las especificaciones diferentes y factores que varían un poco su valor, se tienen resultados muy similares.

III. Conexiones precalificadas para diseño de estructuras de acero.

En EE.UU, las estructuras de acero se construyen generalmente con conexiones de viga con sección reducida, este tipo de conexión usa pernos para la instalación pero no forman parte de la ductilidad de la conexión que se encuentra en la sección reducida. La normativa ANSI/AISC 358-10 (Conexiones precalificadas) facilita el diseño de 7 tipos de conexiones precalificadas para marcos especiales a momentos.

La NEC- SE-AC (Estructuras de Acero) para pórticos especiales a momento induce al uso de la conexión precalificada con sección de viga reducida. No es clara al aceptar otros tipos de conexiones que se especifica en la norma ANSI/AISC 358-10.

Conclusión general: La diferencia no está en la metodología de diseño entre las normas (NEC-15 y ASCE 7-16), sino se refleja en los proyectos o en los sitios donde no se aplican las normas.

5.2. Recomendaciones.

i. La forma constructiva de estructuras de acero.

El sistema de losa Steel Deck usado en el Ecuador (Novalosa), debería ser diseñado considerando la forma constructiva de USA, colocando conectores de corte (Headed Studs in Steel Deck Systems) para que funcione como diafragma rígido y mejore su desempeño ante fuerzas sísmicas. En el Ecuador son pocos los proyectos que usan este tipo de consideración.

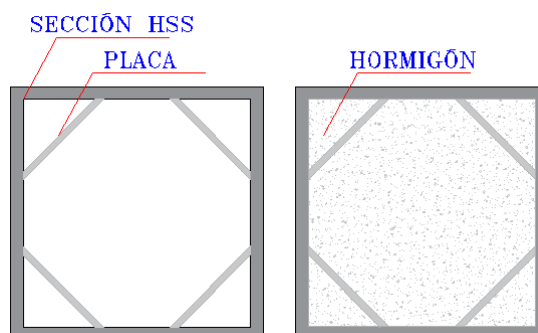
Gráfico 51: Headed Studs in Steel Deck System.



Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

En las columnas tubulares cuadradas se deben colocar placas de acero internas para que cumpla la relación ancho/espesor para tener una alta ductilidad o se puede usar una sección tubular compuesta con hormigón, dándole mayor rigidez a la estructura.

Gráfico 52: Sección HSS con placas internas - hormigón.



Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Gráfico 53: Sección HSS con placas internas (Construcción Ecuador).



Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

ii. La fuerza sísmica para diseño de estructuras de acero.

Es recomendable cambiar las direcciones de algunas columnas en los pórticos de acero de perfiles W, debido que tienen mayor rigidez en una sola dirección, con este cambio se regularía la rigidez en la estructura y su centro de masa estará cerca de su centro de rigidez, existiendo menor excentricidad y torsión en la estructura.

Se recomienda para el uso de pórticos resistente a momento de estructuras de acero con norma estadounidense diseñar arriostramiento con diagonales excéntricas o concéntricas para la sobre resistencia según especifica la norma AISC 341-10, lo cual la estructura presentaría otro tipo de comportamiento disminuyendo las secciones para las columnas.

En el diseño de la edificación con norma ecuatoriana se pueden optimizar los elementos estructurales del sistema resistente a sismos, mediante la incorporación de arriostramientos que den rigidez lateral y reduzcan deformaciones inelásticas significativas por el sismo, especificado en la NEC- SE-AC (Pórticos especiales arriostrados concéntricamente - Pórticos arriostrados excéntricamente). Esto permitiría columnas más pequeñas, un sistema eficiente y potencialmente más económico.

Gráfico 54: Pórticos especiales con arriostramiento en X en cada entrepiso (Construcción Ecuador).



Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Gráfico 55: Pórticos especiales con arriostramiento simple (Construcción Ecuador).



Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

La NEC-15 utiliza un mapa de zonificación sísmica para definir el valor Z , que para algunos lugares se da un valor de Z muy bajos, por ende, valores de S_a muy bajos especialmente para ciudades del perfil costero ecuatoriano. Se recomienda recategorizar el mapa de zonificación sísmica para las zonas con mayor peligro sísmico en el Ecuador.

Según la norma ecuatoriana de Estructuras de Acero para el diseño de pórticos especiales a momento (PEM), el sistema estructural tipo 1 en Ecuador se basa con un $R = 6$, pero es incoherente castigar a una estructura para ser diseñada con fuerzas altas en todos los PEM de la edificación y premiar el sistema estructural tipo 2 con un $R = 8$. Se recomienda más investigación sobre este tema y mejorar NEC-15.

Escoger secciones de vigas y columnas que respeten y que cumplan con lo especificado en las normas ASCE 7-10 y AISC 358-10, AISC 341-10, AISC 360-10, para que la estructura no solamente pueda resistir la fuerza producida por un sismo, sino que siga funcionando posteriormente sin ningún daño severo. Revisando correctamente las limitaciones de ancho/espesor de los elementos estructurales, la resistencia a pandeo local y pandeo lateral torsional.

iii. Conexiones precalificadas para diseño de estructuras de acero.

La NEC- SE-AC (Estructuras de Acero) para pórticos especiales a momento debería permitir todo tipo de conexión precalificada especificada en la norma ANSI/AISC 358-10.

La mayoría de estructuras de Acero construidas en el Ecuador no poseen conexiones precalificadas, es importante recordar que la norma norteamericana indica que se pueden usar otros métodos de conexión siempre y cuando se realicen ensayos a la conexión para ser aprobada. Se recomienda realizar un mayor control a las construcciones con estructuras de acero en el Ecuador.

Gráfico 56: Conexión viga - columna (Construcción Ecuador).



Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Gráfico 57: Conexión viga – columna soldada (Construcción Ecuador).



Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

REFERENCIAS

- Alacero. (10 de Marzo de 2015). *Construcción en acero*. Obtenido de Métodos de Análisis Sísmico (I). El Método Estático Equivalente:
<http://www.construccionenacero.com/blog/ndeg-12-metodos-de-analisis-sismico-i-el-metodo-estatico-equivalente>
- Alacero. (s.f.). *Arquitectura+acero*. Obtenido de Perfiles y tubos:
<http://www.arquitecturaenacero.org/uso-y-aplicaciones-del-acero/materiales/perfiles-y-tubos>
- Amado, J. A. (Mayo de 2008). Ejemplo de diseño sísmico de un edificio estructurado con tabiques en voladizo de hormigón armado. Argentina. Obtenido de
https://www.inti.gob.ar/cirsoc/pdf/ejemplos/ejemplos103_contabique.pdf
- Angulo Pozo, D. &. (Junio de 2009). Diseño de una matriz ensambladora de vigas tipo I para usos en la construcción de edificios. Quito, Ecuador. Obtenido de
<http://bibdigital.epn.edu.ec/bitstream/15000/1629/1/CD-2297.pdf>
- ANSI/AISC 341-10. (2010). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. Chicago, United States of America: American Institute of Steel Construction. Obtenido de
<https://www.aisc.org/>
- ANSI/AISC 358-10. (2010). *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*. Chicago, United States of America: American Institute of Steel Construction. Obtenido de <https://www.aisc.org/>
- ANSI/AISC 360-16. (2016). *Specification for Structural Steel Buildings*. Chicago, United States of America: American Institute of Steel Construction. Obtenido de
<https://www.aisc.org/>
- ASCE 7-16. (2016). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. Reston, Virginia, United States of America: American Society of Civil Engineers. Obtenido de <https://www.asce.org/>
- ATC - 40. (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings* (Vol. 1). (A. T. Council, Ed.) California, EE.UU.
- Cárdenas Mesías & Talmatch González. (2016). Comparación técnica de estructuras metálicas, analizadas mediante el método Lineal de segundo orden y análisis estático No Lineal (Pushover). Quito, Ecuador. Obtenido de
<http://repositorio.puce.edu.ec/handle/22000/12309>
- Dipac. (s.f.). *Dipac noticias*. Obtenido de Beneficios de la construcción en estructuras de acero: <http://blog.dipacmanta.com/beneficios-de-la-construccion-en-estructuras-de-acero/>
- Dipac. (s.f.). *Dipac noticias*. Obtenido de Ventajas de hacer tubos estructurales:
<http://blog.dipacmanta.com/ventajas-de-usar-tubos-estructurales/>
- FEMA 440. (2005). *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*. (A. T.-5. Project), Ed.) California, EE.UU.

- Instituto Tecnológico de Costa Rica. (16 de Junio de 2007). *Estructura de Acero*. Obtenido de <http://estructurasacero.blogspot.com/2007/06/ventajas-y-desventajas-del-uso-de-acero.html>
- Karen, B. (2016). Modelación; análisis y diseño estructural de una edificación metálica bajo las disposiciones de la norma NEC y AISC. Guayaquil, Guayas, Ecuador. Obtenido de http://repositorio.ug.edu.ec/bitstream/redug/15567/1/BAQUEDANO_KAREN_TRA_BAJO_TITULACION_ESTRUCTURAS_DICIEMBRE_2016.pdf
- Luisar, C. (16 de Junio de 2007). *Estructuras de acero*. Obtenido de <http://estructurasacero.blogspot.com/2007/06/ventajas-y-desventajas-del-uso-de-acero.html>
- McCormac, J. &. (2012). *Diseño de estructura de acero*. Mexico D.F.: Alfaomega Grupo Editor.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI), C. d. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción, Cargas (No Sísmicas)*. Quito - Ecuador: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI), C. d. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción, Estructuras de Acero*. Quito - Ecuador: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI), C. d. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción, Peligro Sísmico (Diseño Sismo Resistente)*. Quito - Ecuador: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- Morocho, D. G. (2014). Cálculo de la deriva de piso en un edificio de seis pisos altos y dos subterráneos con la utilización del CEC 2002 y NEC 2011 y su incidencia en sus resultados finales. Ambato, Azuay, Ecuador. Obtenido de <http://repositorio.uta.edu.ec/bitstream/123456789/7441/1/Tesis%20788%20-%20Parra%20Morocho%20Deysi%20Gabriela.pdf>
- NEC-SE-AC. (2015). *Estructuras de Acero*. Quito - Ecuador, Ecuador: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI. Obtenido de <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/documentos-normativos-nec-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>
- NEC-SE-CG. (2015). *Cargas (No Sísmicas)*. Quito - Ecuador, Ecuador: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI. Obtenido de <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/documentos-normativos-nec-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>
- NEC-SE-DS. (2015). *Peligro Sísmico (Diseño Sismo Resistente)*. Quito - Ecuador, Ecuador: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI. Obtenido de <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/documentos-normativos-nec-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>
- Novacero. (s.f.). Novalosa 55. *Catálogo de producto Novalosa*. Obtenido de <http://www.novacero.com>

- Pérez Alvarado, C. &. (Junio de 2017). Análisis comparativo entre el método estático equivalente y el método por desempeño sísmico en el diseño de edificios de estructuras de acero. San Salvador, El Salvador. Obtenido de <http://ri.ues.edu.sv/id/eprint/13265/1/An%C3%A1lisis%20comparativo%20entre%20el%20m%C3%A9todo%20est%C3%A1tico%20equivalente%20y%20el%20m%C3%A9todo%20por%20desempe%C3%B1o%20s%C3%ADsmico%20en%20el%20dise%C3%B1o%20de%20edificios%20de%20estructuras%20de%20ace>
- Ruiz Aguirre, D. (Agosto de 2010). Comportamiento de conexiones tipo placa-tope bajo carga ciclica y monotoná mediante análisis de elemento finito. Mexico DF., Mexico. Obtenido de <http://www.ptolomeo.unam.mx:8080/xmlui/bitstream/handle/132.248.52.100/3838/tesis.pdf?sequence=1>
- Solidworks. (2010). *Solidworks*. Obtenido de <http://help.solidworks.com/2010/spanish/SolidWorks/cworks/LegacyHelp/Simulation/AnalysisBackground/StaticAnalysis/HelpViewerDS.aspx?version=2010&prod=SolidWorks&lang=spanish&path=cworks%2fLegacyHelp%2fSimulation%2fAnalysisBackground%2fStaticAnalysis%2fIDH>
- Steel Construction Manual. (2005). *American Institute of Steel Construction Inc.* (Tercera ed.). United States of America.
- Zabala Jorquera. (24 de Enero de 2017). Modelado y análisis Pushover de la respuesta sísmica de estructura de acero. Cartagena. Obtenido de <http://hdl.handle.net/10317/6092>

ANEXOS

ANEXO 1

DISEÑO DE NERVIO (N) TIPO

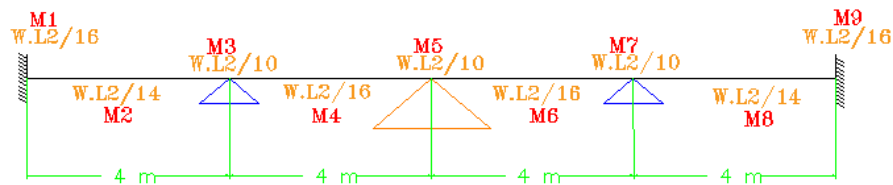
1. Diseño por deflexión de nervio.

Para el cálculo de momento último en los vanos se utilizaron los coeficientes ACI (tabla 6.5.2 del ACI página 76).

$$M_u = (W_u) * (l^2) * (\text{coeficiente ACI})$$

$$M_u = \left(1848 \frac{\text{kg}}{\text{m}}\right) * (4 \text{ m})^2 * (\text{coeficiente ACI})$$

Gráfico A1.1: Coeficientes ACI en vigas continuas.



Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Tabla A1.1: Momentos en nervios.

Momento 1	Momento 2	Momento 3	Momento 4	Momento 5
1848	2112	2956.80	1848.00	2956.8

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Tabla A1.2: Momentos en nervios.

Momento 6	Momento 7	Momento 8	Momento 9
1848	2956.8	2112	1848

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Teniendo un momento máximo = 2956.8 kg.m = 21.34 kips.ft

Se calcula el momento último en los vanos considerando peso propio del nervio:

$C_b = 1.14$, (Tabla 3-1 Manual AISC).

$$M_{u \text{ efectivo}} = \frac{M_u}{C_b}$$

$$M_{u \text{ efectivo}} = \frac{21.34}{1.14} = 18.72 \text{ kips.ft}$$

$$L_b = 400 \text{ cm} = 13.2 \text{ ft}$$

Mediante las gráficas de diseño de las tablas 3-10 del Manual AISC para un $L_b = 13.2$ ft y $M_u \text{ efectivo} = 18.72$ kips.ft, obtenemos un perfil W8*15.

Considerando el peso propio de 25 kg/m. Se calcula nuevamente la carga factorada de diseño y los momentos últimos en los vanos.

$$W_u = 1,2 (925 \text{ kg/m}) + 1,6 (480 \text{ kg/m})$$

$$W_u = 1878 \text{ kg/m}$$

Tabla A1.3: Momentos en nervios con peso propio.

Momento 1	Momento 2	Momento 3	Momento 4	Momento 5
1878	2146	3004.80	1878.00	3004.8

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Tabla A1.4: Momentos en nervios con peso propio.

Momento 6	Momento 7	Momento 8	Momento 9
1878	3004.8	2146.29	1878

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Teniendo un momento máximo = 3004.8 kg.m = 21.69 kips.ft

2. Control de deflexión permisible (Δ_a).

$$\Delta_a = \frac{L}{360} = \frac{400}{360} = 1.11 \text{ cm (Vigas continuas tabla 5.17 del Manual AISC)}$$

$$\Delta_{m\acute{a}x} = \frac{2 W L^4}{384 E I} = \frac{2 (14.05 \text{ kg/cm})(400 \text{ cm})^4}{384 (2.1 \times 10^6)(1998 \text{ cm}^4)} = 0.45 \text{ cm}$$

Condición: $\Delta_a > \Delta_{m\acute{a}x}$

1.11cm > 0.45cm (Satisface la condición).

3. Chequeo de Resistencia a Corte (V_u).

$$V_u = \frac{(W_u) (L)}{2}$$

$$V_u = \frac{(1878 \text{ kg/m}) (4\text{m})}{2}$$

$$V_u = 3756 \text{ kg}$$

Del Manual AISC (American Institute of Steel Construction), se obtiene ϕV_n del perfil W8*15 = 38.6 kips = 17545.45 kg

Condición: $V_u < \phi V_n$

3756 kg < 17545.45 kg (Satisface la condición).

4. Revisión de resistencia a pandeo local.

El procedimiento de diseño se especifica en la sección 3.2.1. No obstante se conoce del Manual AISC (American Institute of Steel Construction), que es una sección compacta.

Para Ala:

$$\lambda = 6.37$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{2100000}{3515}} = 9.29$$

$$\lambda_r = 1.0 \sqrt{\frac{2100000}{3515}} = 24.44$$

Como $\lambda < \lambda_p$; Las Alas son compactas.

6.37 < 9.29 (Satisface la condición).

Para Alma:

$$\lambda = 27.00$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{2100000}{3515}} = 91.90$$

$$\lambda_r = 5.70 \sqrt{\frac{2100000}{3515}} = 139.32$$

Como $\lambda < \lambda_p$; El Alma es compacta.

27.00 < 91.90 (Satisface la condición).

5. Revisión de resistencia a pandeo lateral torsional.

Para perfiles compactos especificados en la sección 3.2.3.

Datos:

$$L_p = 103 \text{ cm} \quad E = 2100 \times 10^3 \text{ kg/cm}^2$$

$$L_r = 316 \text{ cm} \quad I_y = 142 \text{ cm}^4$$

$$L_b = 400 \text{ cm} \quad G = 787424 \text{ kg/cm}^2$$

$$Z_x = 223 \text{ cm}^3 \quad J = 5.83 \text{ cm}^4$$

$$C_b = 1.14 \quad C_w = 13910 \text{ cm}^6$$

De acuerdo con los datos obtenidos la condición que satisface es:

$$L_b > L_r$$

$$400 \text{ cm} > 316 \text{ cm}$$

El momento nominal se calcula con la ecuación 3-28, sin embargo, las especificaciones del AISC 360-16 nos proporcionan una ecuación 3-33 más simplificada.

$$M_{cr} = 1.14 * \frac{\pi}{400} \sqrt{2100 \times 10^3 * 142 * 787423.99 * 5.83 + \left(\frac{\pi * 2100 \times 10^3}{400} \right)^2 * 142 * 13910}$$

$$M_n = M_{cr} = 390919.53 \text{ kg.cm} = 28.22 \text{ kips.ft}$$

El momento plástico se calcula con la ecuación 3-27.

$$M_p = 3515 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 223 \text{ cm}^3 = 783845.00 \text{ kg.cm}$$

$$\text{Entonces, } M_n \leq M_p$$

$$390919.53 \text{ kg.cm} \leq 783845.00 \text{ kg.cm} \text{ (satisface la condición).}$$

$$\text{Condición: } \phi M_n \geq M_u$$

$$(0.9) * (28.22 \text{ kips.ft}) \geq 21.69 \text{ kips.ft}$$

$$25.39 \text{ kips.ft} \geq 21.69 \text{ kips.ft} \text{ (El perfil es resistente a pandeo lateral torsional).}$$

El perfil W8*15, cumple con los requerimientos de diseño para los nervios.

ANEXO 2

DISEÑO DE VIGA SECUNDARIA (VS) TIPO

1. Diseño por deflexión de Viga Secundaria.

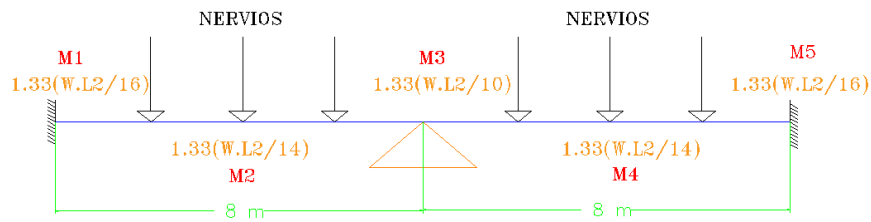
Para el cálculo de momento último en los vanos se utilizaron los coeficientes ACI (tabla 6.5.2 del ACI página 76).

El momento máximo de una viga con tres cargas puntuales se lo puede representar como el momento de una viga simplemente apoyada con una carga distribuida multiplicada por 1.33, este valor correspondería a la variación existente entre los momentos máximos de estos dos casos.

$$M_u = 1.33 (W_u) * (l^2) * (\text{coeficiente ACI})$$

$$M_u = 1.33 (3736.14 \text{ kg/m}) * (8\text{m})^2 * (\text{coeficiente ACI})$$

Gráfico A2.1: Coeficientes ACI vigas continuas.



Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez

Tabla A2.1: Momentos en vigas secundarias.

Momento 1	Momento 2	Momento 3	Momento 4	Momento 5
19876.26	22715.73	31802.02	22715.73	19876.26

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Teniendo un momento máximo = 31802.02 kg.m = 229.54 kips.ft

Se calcula el momento último en los vanos considerando peso propio de la viga secundaria:

$$C_b = 1.14, (\text{Tabla 3-1 Manual AISC})$$

$$M_{u \text{ efectivo}} = \frac{M_u}{C_b}$$

$$M_{u \text{ efectivo}} = \frac{229.54}{1.14} = 201.35 \text{ kips.ft}$$

$$L_b = 200 \text{ cm} = 6.56 \text{ ft}$$

Mediante las gráficas de diseño de las tablas 3-10 del Manual AISC para un $L_b = 6.56$ ft y $M_u \text{ efectivo} = 201.35$ kips.ft, obtenemos un perfil W16*36.

Considerando el peso propio de 60 kg/m. Se calcula nuevamente la carga factorada de diseño y los momentos últimos en los vanos.

$$W_u = 1,2 (1893.45 \text{ kg/m}) + 1,6 (960 \text{ kg/m})$$

$$W_u = 3808.14 \text{ kg/m}$$

Tabla A2.2: Momentos en vigas secundarias con peso propio.

Momento 1	Momento 2	Momento 3	Momento 4	Momento 5
20259.30	23153.49	32414.89	23153.49	20259.30

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez

Teniendo un momento máximo = 32414.89 kg.m = 233.97 kips.ft

2. Control de deflexión permisible (Δ_a).

$$\Delta_a = \frac{L}{360} = \frac{800}{360} = 2.22 \text{ cm (Vigas continuas tabla 5.17 del Manual AISC)}$$

$$\Delta_{m\acute{a}x} = \frac{2 W L^4}{384 E I} = \frac{2 (28.53 \text{ kg/cm})(800 \text{ cm})^4}{384 (2.1 \times 10^6)(18647 \text{ cm}^4)} = 1.55 \text{ cm}$$

Condición: $\Delta_a > \Delta_{m\acute{a}x}$

2.2cm > 1.55cm (Satisface la condición).

3. Chequeo de Resistencia a Corte (V_u).

$$V_u = \frac{(W_u) (L)}{2}$$

$$V_u = \frac{(3808.14 \text{ kg/m}) (8 \text{ m})}{2}$$

$$V_u = 15232.56 \text{ kg}$$

Del Manual AISC (American Institute of Steel Construction), se obtiene ϕV_n del perfil W16*36 = 140 kips = 63636.36 kg

Condición: $V_u < \phi V_n$

15232.56 kg < 63636.36 kg (Satisface la condición).

4. Revisión de resistencia a pandeo local.

El procedimiento de diseño se especifica en la sección 3.2.1. No obstante se conoce del Manual AISC (American Institute of Steel Construction), que es una sección compacta.

Para Ala:

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{b_f}{2 t_f} = 8.12$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{2100000}{3515}} = 9.29$$

$$\lambda_r = 1.0 \sqrt{\frac{2100000}{3515}} = 24.44$$

Como $\lambda < \lambda_p$; Las Alas son compactas.

8.12 < 9.29 (Satisface la condición).

Para Alma:

$$\lambda = 46.20$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{2100000}{3515}} = 91.90$$

$$\lambda_r = 5.70 \sqrt{\frac{2100000}{3515}} = 139.32$$

Como $\lambda < \lambda_p$; El Alma es compacta.

46.20 < 91.90 (Satisface la condición).

5. Revisión de resistencia a pandeo lateral torsional.

Para perfiles compactos especificados en la sección 3.2.3.

Datos:

$$F_y = 3515 \text{ kg/cm}^2 \quad S_x = 926 \text{ cm}^3$$

$$L_p = 179 \text{ cm} \quad Z_x = 1049 \text{ cm}^3$$

$$L_r = 349 \text{ cm} \quad C_b = 1.14$$

$$L_b = 200 \text{ cm}$$

De acuerdo con los datos obtenidos la condición que satisface es:

$$L_p < L_b \leq L_r$$

$$179 < 200 \leq 349$$

El momento nominal se calcula con la ecuación 3-28.

$$M_n = 1.14 \left(3687235 - (3687235 - 0.7 * 3515 * 926) \left(\frac{200 - 179}{349 - 179} \right) \right)$$

$$M_n = 4005054.02 \text{ kg.cm} = 289.08 \text{ kips.ft}$$

El momento plástico se calcula con la ecuación 3-27.

$$M_p = 3515 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1049 \text{ cm}^3 = 3687235.00 \text{ kg.cm}$$

$$\text{Entonces, } M_n \leq M_p$$

$$4005054.02 \text{ kg.cm} \leq 3687235.00 \text{ kg.cm} \text{ (No satisface la condición).}$$

$$\text{Entonces, } \phi M_n = \phi M_p$$

$$\text{Condición: } \phi M_n \geq M_u$$

$$(0.9) * (266.14 \text{ kips.ft}) \geq 233.97 \text{ kips.ft}$$

$$239.53 \text{ kips.ft} \geq 233.97 \text{ kips.ft} \text{ (El perfil es resistente a pandeo lateral torsional).}$$

El perfil W16*36, cumple con los requerimientos de diseño para las vigas secundarias.

ANEXO 3

PRE-DIMENSIONAMIENTO DE VIGA PRINCIPAL (VP)

1. Diseño por deflexión de vigas principales.

a) Para Viga Principal en dirección X.

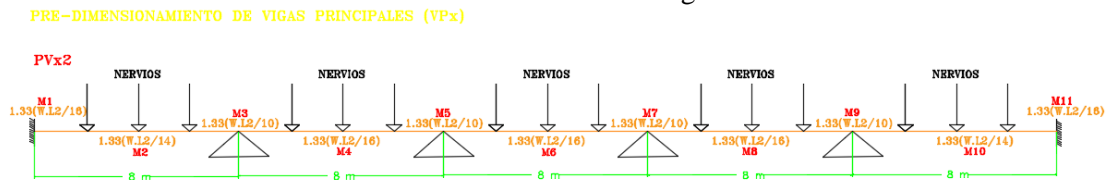
Para el cálculo de momento último en los vanos se utilizaron los coeficientes ACI (tabla 6.5.2 del ACI página 76).

El momento máximo de una viga con tres cargas puntuales se lo puede representar como el momento de una viga simplemente apoyada con una carga distribuida multiplicada por 1.33, este valor correspondería a la variación existente entre los momentos máximos de estos dos casos.

$$M_u = 1.33(W_u) * (l^2) * (\text{coeficiente ACI})$$

$$M_u = 1.33 \left(2812.14 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \right) * (8\text{m})^2 * (\text{coeficiente ACI})$$

Gráfico A3.1: Coeficientes ACI vigas continuas.



Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Tabla A3.1: Momentos en VP_x.

Momento 1	Momento 2	Momento 3	Momento 4	Momento 5	Momento 6
14960.58	17097.81	23936.94	14960.58	23936.94	14960.585

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez

Tabla A3.2: Momentos en VP_x.

Momento 7	Momento 8	Momento 9	Momento 10	Momento 11
23936.936	14960.58	23936.936	17097.81	14960.58

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Teniendo un momento máximo = 23936.9 kg.m = 172.73 kip.ft

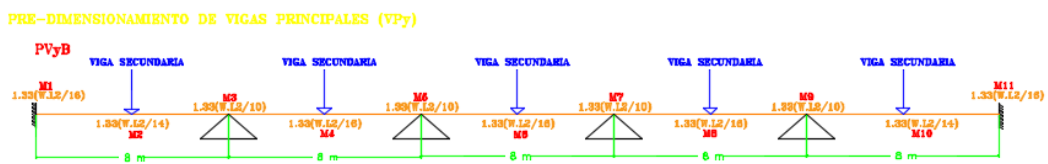
b) Para Viga Principal en dirección Y.

El momento máximo de una viga con una carga puntual se lo puede representar como el momento de una viga simplemente apoyada con una carga distribuida multiplicada por 2, este valor correspondería a la variación existente entre los momentos máximos de estos dos casos.

$$M_u = 2 * (W_u) * (l^2) * (\text{coeficiente ACI})$$

$$M_u = 2 * \left(4724.76 \frac{\text{kg}}{\text{m}}\right) * (8\text{m})^2 * (\text{coeficiente ACI})$$

Gráfico A3.2: Coeficientes ACI vigas continuas.



Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Tabla A3.3: Momentos en VP_y.

Momento 1	Momento 2	Momento 3	Momento 4	Momento 5	Momento 6
37795.68	43195.06	60473.09	37795.68	60473.09	37795.68

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Tabla A3.4: Momentos en VP_y.

Momento 7	Momento 8	Momento 9	Momento 10	Momento 11
60473.088	37795.68	60473.088	43195.06	37795.68

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Teniendo un momento máximo = 60473.08 kg.m = 436.48 kips.ft

La viga principal en dirección Y es la más crítica, por lo que los cálculos estarán basados en las VP_y. Se calcula el momento último en los vanos considerando peso propio de la viga principal (VP_y):

$$M_{u \text{ efectivo}} = \frac{436.48}{1.14} = 382.88 \text{ kips.ft}$$

$$L_b = 400 \text{ cm} = 13.2 \text{ ft}$$

Mediante las gráficas de diseño de la tabla 3-10 del Manual AISC para un $L_b = 13.2 \text{ ft}$ y $M_{u \text{ efectivo}} = 382.88 \text{ kips.ft}$, analizamos un perfil W18*71.

Considerando el peso propio de 110 kg/m. Se calcula nuevamente la carga factorada de diseño y los momentos últimos en los vanos.

$$W_u = 1,2 (2447.05 \text{ kg/m}) + 1,6 (1200 \text{ kg/m})$$

$$W_u = 4856.46 \text{ kg/m}$$

Tabla A3.5: Momentos en VP_y con peso propio.

Momento 1	Momento 2	Momento 3	Momento 4	Momento 5	Momento 6
38851.68	44401.92	62162.69	38851.68	62162.69	38851.68

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Tabla A3.6: Momentos en VP_y con peso propio.

Momento 7	Momento 8	Momento 9	Momento 10	Momento 11
62162.688	38851.68	62162.688	44401.92	38851.68

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

2. Control de deflexión permisible (Δ_a).

$$\Delta_a = \frac{800}{360} = 2.22 \text{ cm}$$

$$\Delta_{m\acute{a}x} = \frac{2.5(36.47\text{kg/cm})(800\text{cm})^4}{384(2.1 \times 10^6)(48699 \text{ cm}^4)} = 0.95 \text{ cm}$$

Condición: $\Delta_a > \Delta_{m\acute{a}x}$

2.22cm > 0.95cm (Satisface la condición).

3. Chequeo de Resistencia a Corte (V_u).

$$V_u = \frac{(4856.46 \text{ kg/m}) (8\text{m})}{2}$$

$$V_u = 19425.84 \text{ kg}$$

Del Manual AISC (American Institute of Steel Construction), se obtiene ϕV_n del perfil W18*71 = 274 kips = 124545.45 kg

Condición: $V_u < \phi V_n$

19425.84 kg < 124545.45 kg (Satisface la condición).

4. Revisión de resistencia a pandeo local.

El procedimiento de diseño se especifica en la sección 3.2.1. No obstante se conoce del Manual AISC (American Institute of Steel Construction), que es una sección compacta.

Para Ala:

$$\lambda = 4.71$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{2100000}{3515}} = 9.29$$

$$\lambda_r = 1.0 \sqrt{\frac{2100000}{3515}} = 24.44$$

Como $\lambda < \lambda_p$; las alas son compactas.

$$4.98 < 9.29 \text{ (Satisface la condición).}$$

Alma:

$$\lambda = 31.30$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{2100000}{3515}} = 91.90$$

$$\lambda_r = 5.70 \sqrt{\frac{2100000}{3515}} = 139.32$$

Como $\lambda < \lambda_p$; el alma es compacta.

$$31.30 < 91.9 \text{ (Satisface la condición).}$$

5. Revisión de resistencia a pandeo lateral torsional.

Para perfiles compactos especificados en la sección 3.2.3.

Datos:

$$L_p = 200 \text{ cm} \quad S_x = 2081 \text{ cm}^3$$

$$L_r = 615 \text{ cm} \quad C_b = 1.14$$

$$L_b = 400 \text{ cm}$$

De acuerdo con los datos obtenidos la condición que satisface es:

$$L_p < L_b < L_r$$

$$200 \text{ cm} < 400 \text{ cm} < 615 \text{ cm}$$

El momento nominal se calcula con la ecuación 3-28.

$$M_n = 1.14 \left(8351640 - (8351640 - 0.7 * 3515 * 2081) \left(\frac{400 - 200}{615 - 200} \right) \right)$$

$$M_n = 7745579.47 \text{ kg.cm} = 559.06 \text{ kips.ft}$$

El momento plástico se calcula con la ecuación 3-27.

$$M_p = 3515 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 2376 \text{ cm}^3 = 8351640 \text{ kg.cm}$$

$$\text{Entonces, } M_n < M_p$$

$$7745579.47 \text{ kg.cm} < 8351640 \text{ kg.cm} \text{ (satisface la condición).}$$

$$\text{Entonces, } \phi M_n \geq M_u$$

$$(0.9) * (559.06 \text{ kips.ft}) \geq 448.68 \text{ kips.ft}$$

$$503.16 \text{ kips.ft} \geq 448.68 \text{ kips.ft} \text{ (El perfil es resistente a pandeo lateral torsional).}$$

El perfil W18*71, cumple con los requerimientos de diseño para las vigas principales.

ANEXO 4

PRE-DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS PARA DISEÑO ASCE 7-16

Con la carga factorada de diseño de un piso del 1 al 7, se calcula la carga factorada que soporta la columna del primer piso:

$$P_u = (62322.24 \text{ kg/piso}) * (8 \text{ pisos}) = 498577.92 \text{ kg} = 498.58 \text{ Ton}$$

De acuerdo la sección 3.2.2.

Asumimos $\frac{kl}{r} = 50$, ya que dicho valor se encuentra en el rango elástico.

Usando $F_y = 50 \text{ ksi}$, de la tabla 4-22 del AISC (American Institute of Steel Construction), obtenemos el valor de $\phi F_{cr} = 37.5 \text{ ksi} = 2642.06 \text{ kg/cm}^2$

Para definir el área de la sección transversal se utiliza la ecuación 3-23. Se adopta el valor de 0.3 para consideración sismo resistente.

$$A_g = \frac{498577.92 \text{ kg}}{(0.3)(2642.06 \text{ kg/cm}^2)}$$

$$A_g = 629.03 \text{ cm}^2$$

Con el área bruta calculada elegimos un perfil del Manual AISC (American Institute of Steel Construction), donde obtenemos un perfil de W27x368.

Considerando el peso propio de 1925 kg ($550 \text{ kg/m} * 3.5 \text{ m}$), se calcula nuevamente la carga factorada de diseño de la columna.

$$P_u = 1,2 (33380.2 \text{ kg}) + 1,6 (15360 \text{ kg})$$

$$P_u = 64632.2 \text{ kg}$$

La carga factorada de diseño que soporta la columna del primer piso incluyendo el peso propio:

$$P_u = (6432.2 \text{ kg/piso}) * (8 \text{ pisos}) = 517057.92 \text{ kg}$$

El área bruta de la sección transversal se calcula con la ecuación 3-23.

$$A_g = \frac{517057.92 \text{ kg}}{(0.3)(2642.06 \text{ kg/cm}^2)}$$

$$A_g = 652.34 \text{ cm}^2$$

Con el área bruta calculada elegimos un perfil del Manual AISC (American Institute of Steel Construction), considerando un perfil W30 X 391.

Se calcula la relación de esbeltez eje Y.

$$\frac{kl}{r_y} = \frac{1.5(350\text{cm})}{9.35\text{cm}} = 56.15$$

Y con un $F_y = 50$ ksi de la tabla 4-22 del Manual AISC (American Institute of Steel Construction), obtenemos el valor de $\phi F_{cr} = 35.8$ ksi = 2522.28 kg/cm²

Condición: $P_u \leq \phi P_n$

$$P_u \leq \phi F_{cr} A_g$$

$$517057.922 \text{ kg} \leq 0.3 * (2522.28 \text{ kg/cm}^2) * (735.5 \text{ cm}^2)$$

$$517057.92 \text{ kg} \leq 556541 \text{ kg (satisface la condición)}$$

El perfil W30*391, cumple con los requerimientos de diseño para las columnas.

ANEXO 5

PESOS SÍSMICOS DE LA EDIFICACIÓN

Se detalla el cálculo de las cargas muertas y cargas vivas correspondientes al piso 1-2:

a) Carga muerta.

Peso propio de viga principal = (Peso propio) * (Longitud de influencia)

Peso propio de viga principal = (105.7 kg/m) * (16m) = 35515.2 kg

Peso propio nervios = (Peso propio) * (Longitud de influencia)

Peso propio nervios = (22.3 kg/m) * (384m) = 8563.2 Kg

Peso muerto = (Carga muerta de losa) * (Área tributaria)

Peso muerto = (450 kg/m²) * (1024m²) = 460800 kg

Peso propio de viga secundaria = (Peso propio) * (Longitud de influencia)

Peso propio de viga secundaria = (53.6 kg/m) * (128m) = 6860.8 kg

Peso propio de columna = (Altura) * (Peso propio) * (Número de columna)

Peso propio de columna = (3.5m) * (581.9 kg/m) * (27) = 54989.55 kg

Carga muerta puntual = 56672875 kg

b) Carga viva.

Carga viva puntual = (Carga de oficina) * (Área tributaria)

Carga viva puntual = (240 kg/m²) * (1024m²)

Carga viva puntual = 245760 kg

Obteniendo un peso sísmico en el piso 1-2:

c) Carga sísmica = W + 0.25 L

Carga sísmica = 56672875 kg + (0.25) *(245760 kg)

Carga sísmica = 628168.8 kg = 628.17 Ton

Para los siguientes pisos superiores se realiza el mismo procedimiento variando únicamente el peso propio de las columnas cada dos pisos como se definió en el pre-dimensionamiento y obtenemos:

Tabla A5.1: Carga Muerta y Carga Viva para Piso 1 y 2.

Descripción	Valor	Unidades
Peso Propio de Viga Principal	105.7	kg/m
Longitud de influencia de Viga Principal	336	M
Área tributaria	1024	m ²
Carga muerta de losa	450	kg/m ²
Carga viva para oficina	240	kg/m ²
Peso Propio de Nervio	22.3	kg/m
Peso propio viga secundaria	53.6	kg/m
Longitud de influencia de Nervio	384	M
Longitud de influencia de Viga Secundaria	128	M
Peso Propio de Columna (Piso 1 y 2)	581.9	kg/m
Altura de Columna	3.5	M
Numero de Columnas	27	#
Carga Muerta de Piso	566728.75	Kg
Carga Viva de Piso	245760	Kg

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Tabla A5.2: Carga Muerta y Carga Viva para Piso 3 y 4.

Descripción	Valor	Unidades
Peso Propio de Viga Principal	105.7	kg/m
Longitud de influencia de Viga Principal	336	M
Área tributaria	1024	m ²
Carga muerta de losa	450	kg/m ²
Carga viva para oficina	240	kg/m ²
Peso Propio de Nervio	22.3	kg/m
Peso Propio Viga Secundaria	53.6	kg/m
Longitud de influencia de Nervio	384	M
Longitud de influencia de Viga Secundaria	128	M
Peso Propio de Columna (Piso 3 y 4)	485.1	kg/m
Altura de Columna	3.5	M
Numero de Columnas	27	#
Carga Muerta de Piso	557581.15	Kg
Carga Viva de Piso	245760	Kg

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Tabla A5.3: Carga Muerta y Carga Viva para Piso 5 y 6.

Descripción	Valor	Unidades
Peso Propio de Viga Principal	105.7	kg/m
Longitud de influencia de Viga Principal	336	M
Área tributaria	1024	m ²
Carga muerta de losa	450	kg/m ²
Carga viva para oficina	240	kg/m ²
Peso Propio de Nervio	22.3	kg/m
Peso Propio Viga Secundaria	53.6	kg/m
Longitud de influencia de Nervio	384	M
Longitud de influencia de Viga Secundaria	128	M
Peso Propio de Columna (Piso 5 y 6)	434.5	kg/m
Altura de Columna	3.5	M
Numero de Columnas	27	#
Carga Muerta de Piso	552799.45	Kg
Carga Viva de Piso	245760	Kg

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Tabla A5.4: Carga Muerta y Carga Viva para Piso 7.

Descripción	Valor	Unidades
Peso Propio de Viga Principal	105.7	kg/m
Longitud de influencia de Viga Principal	336	M
Área tributaria	1024	m ²
Carga muerta de losa	450	kg/m ²
Carga viva para oficina	240	kg/m ²
Peso Propio de Nervio	22.3	kg/m
Peso Propio Viga Secundaria	53.6	kg/m
Longitud de influencia de Nervio	384	M
Longitud de influencia de Viga Secundaria	128	M
Peso Propio de Columna	388.4	kg/m
Altura de Columna	3.5	M
Numero de Columnas	27	#
Carga Muerta de Piso	548443	Kg
Carga Viva de Piso	245760	Kg

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Tabla A5.5: Carga Muerta y Carga Viva para Piso 8.

Descripción	Valor	Unidades
Peso Propio de Viga Principal	105.7	kg/m
Longitud de influencia de Viga Principal	336	M
Área tributaria	1024	m ²
Carga muerta de losa de cubierta	320	kg/m ²
Carga viva de cubierta	70	kg/m ²
Peso Propio de Nervio	22.3	kg/m
Peso Propio Viga Secundaria	53.6	kg/m
Longitud de influencia de Nervio	384	M
Longitud de influencia de Viga Secundaria	128	M
Carga Muerta de Piso	378619.2	Kg
Carga Viva de Piso	71680	Kg

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

ANEXO 6

CARGA SOBREPUESTA EN VIGAS PRINCIPALES PARA MODELO MATEMÁTICO

a) Cálculo de cargas sobrepuestas en vigas principales en dirección X.

Se detalla el cálculo de una carga puntual sobrepuestas en VP_{x1} con cargas muertas y cargas vivas correspondientes al piso 1-7:

a.1) Carga muerta.

$$\text{Peso muerto} = (\text{Carga muerta de losa}) * (\text{Área tributaria})$$

$$\text{Peso muerto} = (450 \text{ kg/m}^2) * (4 \text{ m}^2) = 1800 \text{ kg}$$

$$\text{Peso nervio} = (\text{Peso Propio}) * (\text{Longitud de influencia})$$

$$\text{Peso nervio} = (22.3 \text{ kg/m}) * (2\text{m}) = 44.6 \text{ kg}$$

$$\text{Carga muerta puntual} = \text{Peso muerto} + \text{Peso nervio}$$

$$\text{Carga muerta puntual} = 1800 \text{ kg} + 44.6 \text{ kg} = 1844.6 \text{ kg} = 1.84 \text{ Ton}$$

a.2) Carga viva.

$$\text{Carga viva puntual} = (\text{Carga viva para oficina}) * (\text{Área tributaria})$$

$$\text{Carga viva puntual} = (240 \text{ kg/m}^2) * (4\text{m}^2) = 960 \text{ kg} = 0.96 \text{ Ton}$$

Se detalla el cálculo de una carga puntual sobrepuestas en VP_{x1} con cargas muertas y cargas vivas correspondientes al piso 8:

a.3) Carga muerta.

$$\text{Peso muerto} = (\text{Carga muerta de losa de cubierta}) * (\text{Área tributaria})$$

$$\text{Peso muerto} = (320 \text{ kg/m}^2) * (4\text{m}^2) = 1280 \text{ kg}$$

$$\text{Peso nervio} = (\text{Peso Propio}) * (\text{Longitud de influencia})$$

$$\text{Peso nervio} = (22.3 \text{ kg/m}) * (2\text{m}) = 44.6 \text{ kg}$$

Carga muerta puntual = Peso muerto + Peso nervio

Carga muerta puntual = 1280 kg + 44.6 kg = 1324.6 kg = 1.32 Ton

a.4) Carga viva.

Carga viva puntual = (Carga viva de cubierta) * (Área tributaria)

Carga viva puntual = (70 kg/m²) * (4m²) = 280 kg = 0.28 Ton

Se realiza el mismo procedimiento para el cálculo de una carga puntual sobreimpuesta en las demás vigas principales en dirección X.

Se detalla el cálculo de una carga puntual sobreimpuestas en VP_x con cargas muertas y cargas vivas correspondientes al piso 1-7:

Tabla A6.1: Carga Muerta y Carga Viva sobreimpuesta en viga principal (VP_{x2}).

Descripción	Valor	Unidades
Carga muerta de losa	450	kg/m ²
Carga viva para oficina	240	kg/m ²
Peso Propio de Nervio	22.3	kg/m
Longitud de influencia de Nervio	4	M
Área tributaria	8	m ²
Carga muerta puntual	3689.2	Kg
Carga viva puntual	1920	Kg

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Tabla A6.2: Carga Muerta y Carga Viva sobreimpuesta en viga principal (VP_{x3} entre eje A-C).

Descripción	Valor	Unidades
Carga muerta de losa	450	kg/m ²
Carga viva para oficina	240	kg/m ²
Peso Propio de Nervio	22.3	kg/m
Longitud de influencia de Nervio	4	M
Área tributaria	8	m ²
Carga muerta puntual	3689.2	Kg
Carga viva puntual	1920	Kg

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Tabla A6.3: Carga Muerta y Carga Viva sobrepuesta en viga principal (VP_{x3} entre eje C-F).

Descripción	Valor	Unidades
Carga muerta de losa	450	kg/m ²
Carga viva para oficina	240	kg/m ²
Peso Propio de Nervio	22.3	kg/m
Longitud de influencia de Nervio	2	M
Área tributaria	4	m ²
Carga muerta puntual	1844.6	Kg
Carga viva puntual	960	Kg

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Tabla A6.4: Carga Muerta y Carga Viva sobrepuesta en viga principal (VP_{x4} y VP_{x5}).

Descripción	Valor	Unidades
Carga muerta de losa	450	kg/m ²
Carga viva para oficina	240	kg/m ²
Peso Propio de Nervio	22.3	kg/m
Longitud de influencia de Nervio	4	M
Área tributaria	8	m ²
Carga Muerta Puntual	3689.2	Kg
Carga Viva Puntual	1920	Kg

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Tabla A6.5: Carga Muerta y Carga Viva sobrepuesta en viga principal (VP_{x6}).

Descripción	Valor	Unidades
Carga muerta de losa	450	kg/m ²
Carga viva para oficina	240	kg/m ²
Peso Propio de Nervio	22.3	kg/m
Longitud de influencia de Nervio	2	M
Área tributaria	4	m ²
Carga muerta puntual	1844.6	Kg
Carga viva puntual	960	Kg

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Se detalla el cálculo de una carga puntual sobreimpuestas en VP_x con cargas muertas y cargas vivas correspondientes al piso 8:

Tabla A6.6: Carga Muerta y Carga Viva sobreimpuesta en viga principal (VP_{x2}).

Descripción	Valor	Unidades
Carga muerta de losa de cubierta	320	kg/m ²
Carga viva de cubierta	70	kg/m ²
Peso Propio de Nervio	22.3	kg/m
Longitud de influencia de Nervio	4	M
Área tributaria	8	m ²
Carga Muerta Puntual	2649.2	Kg
Carga Viva Puntual	560	Kg

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Tabla A6.7: Carga Muerta y Carga Viva sobreimpuesta en viga principal (VP_{x3} entre eje A-C).

Descripción	Valor	Unidades
Carga muerta de losa de cubierta	320	kg/m ²
Carga viva de cubierta	70	kg/m ²
Peso propio de nervio	22.3	kg/m
Longitud de influencia de nervio	4	M
Área tributaria	8	m ²
Carga muerta puntual	2649.2	Kg
Carga viva puntual	560	Kg

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Tabla A6.8: Carga Muerta y Carga Viva sobreimpuesta en viga principal (VP_{x3} entre eje C-F).

Descripción	Valor	Unidades
Carga muerta de losa de cubierta	320	kg/m ²
Carga viva de cubierta	70	kg/m ²
Peso propio de nervio	22.3	kg/m
Longitud de influencia de nervio	2	M
Área tributaria	4	m ²
Carga muerta puntual	1324.6	Kg
Carga viva puntual	280	Kg

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Tabla A6.9: Carga Muerta y Carga Viva sobreimpuesta en viga principal (VP_{x4} y VP_{x5}).

Descripción	Valor	Unidades
Carga muerta de losa de cubierta	320	kg/m ²
Carga viva de cubierta	70	kg/m ²
Peso propio de nervio	22.3	kg/m
Longitud de influencia de nervio	4	M
Área tributaria	8	m ²
Carga muerta puntual	2649.2	Kg
Carga viva puntual	560	Kg

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Tabla A6.10: Carga Muerta y Carga Viva sobreimpuesta en viga principal (VP_{x6}).

Descripción	Valor	Unidades
Carga muerta de losa de cubierta	320	kg/m ²
Carga viva de cubierta	70	kg/m ²
Peso Propio de Nervio	22.3	kg/m
Longitud de influencia de Nervio	2	M
Área tributaria	4	m ²
Carga muerta puntual	1324.6	Kg
Carga viva puntual	280	Kg

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

b) Cálculo de cargas sobreimpuestas en vigas principales en dirección Y.

Se detalla el cálculo de una carga puntual y distribuida sobreimpuestas en VP_{yA} con cargas muertas y cargas vivas correspondientes al piso 1-7:

b.1) Carga muerta.

Peso muerto = (Carga muerta de losa) * (Área tributaria)

Peso muerto = (450 kg/m²) * (12m²) = 5400 kg

Peso nervios = (Peso propio) * (Longitud de influencia)

Peso nervios = (22.3 kg/m) * (6m) = 133.8 kg

Peso viga secundaria = (Peso propio) * (Longitud de influencia)

Peso viga secundaria = (53.6 kg/m) * (4m) = 214.4 kg

Carga muerta puntual = Peso muerto + Peso nervios + Peso viga secundaria

Carga muerta puntual = 5400 kg + 133.8 kg + 214.4 kg = 5748.2 kg = 5.75 Ton

Carga muerta distribuida = (Carga muerta de losa) * (Ancho de influencia)

Carga muerta distribuida = (450 kg/m²) * (1m) = 450 kg/m = 0.45 Ton/m

b.2) Carga viva.

Carga viva puntual = (Carga de oficina) * (Área tributaria)

Carga viva puntual = (240 kg/m²) * (12m²) = 2880 kg = 2.88 Ton

Carga viva distribuida = (Carga de oficina) * (Ancho de influencia)

Carga viva distribuida = (240 kg/m²) * (1m) = 240 kg/m = 0.24 Ton/m

Se detalla el cálculo de una carga puntual y distribuida sobrepuestas en VP_{YA} con cargas muertas y cargas vivas correspondientes al piso 8:

b.3) Carga muerta.

Peso muerto = (Carga muerta de losa de cubierta) * (Área tributaria)

Peso muerto = (320 kg/m²) * (12m²) = 3840 kg

Peso nervios = (Peso propio) * (Longitud de influencia)

Peso nervios = (22.3 kg/m) * (6m) = 133.8 kg

Peso viga secundaria = (Peso propio) * (Longitud de influencia)

Peso viga secundaria = (53.6 kg/m) * (4m) = 214.4 kg

Carga muerta puntual = Peso muerto + Peso nervios + Peso viga secundaria

Carga muerta puntual = 3840 kg + 133.8 kg + 214.4 kg = 4188.2 kg = 4.19 Ton

Carga muerta distribuida = (Carga muerta de losa de cubierta) * (Ancho de influencia)

Carga muerta distribuida = (320 kg/m²) * (1m) = 320 kg/m = 0.32 Ton/m

b.4) Carga viva.

Carga viva puntual = (Carga viva de cubierta) * (Área tributaria)

Carga viva puntual = $(70 \text{ kg/m}^2) * (12\text{m}^2) = 840 \text{ kg} = 0.84 \text{ Ton}$

Carga viva distribuida = (Carga viva de cubierta) * (Ancho de influencia)

Carga viva distribuida = $(70 \text{ kg/m}^2) * (1\text{m}) = 70 \text{ kg/m} = 0.07 \text{ Ton/m}$

Se realiza el mismo procedimiento para el cálculo de una carga puntual y distribuida sobreimpuesta en las demás vigas principales en dirección Y.

Se detalla el cálculo de una carga puntual y distribuida sobreimpuestas en VP_y con cargas muertas y cargas vivas correspondientes al piso 1-7:

Tabla A6.11: Carga Muerta y Carga Viva sobreimpuesta en viga principal (VP_{yB}).

Descripción	Valor	Unidades
Carga muerta de losa	450	kg/m ²
Carga viva para oficina	240	kg/m ²
Peso Propio de Nervio	22.3	kg/m
Longitud de influencia de Nervio	12	M
Área tributaria	24	m ²
Peso propio viga secundaria	53.6	kg/m
Longitud de influencia de Viga secundaria	8	M
Ancho de influencia de losa para carga muerta distribuida	2	M
Carga muerta puntual	11496.4	Kg
Carga viva puntual	5760	Kg
Carga Muerta Distribuida	900	Kg/m
Carga Viva Distribuida	480	Kg/m

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Tabla A6.12: Carga Muerta y Carga Viva sobrepuesta en viga principal (VP_{YC} entre eje 1-3).

Descripción	Valor	Unidades
Carga muerta de losa	450	kg/m ²
Carga viva para oficina	240	kg/m ²
Peso Propio de Nervio	22.3	kg/m
Longitud de influencia de Nervio	12	M
Área tributaria	24	m ²
Peso Propio Viga Secundaria	53.6	kg/m
Longitud de influencia de Viga secundaria	8	M
Ancho de influencia de losa para carga muerta distribuida	2	M
Carga Muerta Puntual	11496.4	Kg
Carga Viva Puntual	5760	Kg
Carga Muerta Distribuida	900	Kg/m
Carga Viva Distribuida	480	Kg/m

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Tabla A6.13: Carga Muerta y Carga Viva sobrepuesta en viga principal (VP_{YC} entre eje 3-6).

Descripción	Valor	Unidades
Carga muerta de losa	450	kg/m ²
Carga viva para oficina	240	kg/m ²
Peso propio de nervio	22.3	kg/m
Longitud de influencia de nervio	6	M
Área tributaria	12	m ²
Peso propio viga secundaria	53.6	kg/m
Longitud de influencia de viga secundaria	4	M
Ancho de influencia de losa para carga muerta distribuida	1	M
Carga muerta puntual	5748.2	Kg
Carga viva puntual	2880	Kg
Carga muerta distribuida	450	Kg/m
Carga viva distribuida	240	Kg/m

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Tabla A6.14: Carga Muerta y Carga Viva sobrepuesta en viga principal (VP_{yD} y VP_{yE}).

Descripción	Valor	Unidades
Carga muerta de losa	450	kg/m ²
Carga viva para oficina	240	kg/m ²
Peso propio de nervio	22.3	kg/m
Longitud de influencia de nervio	12	M
Área tributaria	24	m ²
Peso propio viga secundaria	53.6	kg/m
Longitud de influencia de viga secundaria	8	M
Ancho de influencia de losa para carga muerta distribuida	2	M
Carga muerta puntual	11496.4	Kg
Carga viva puntual	5760	Kg
Carga muerta distribuida	900	Kg/m
Carga viva distribuida	480	Kg/m

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Tabla A6.15: Carga Muerta y Carga Viva sobrepuesta en viga principal (VP_{yF}).

Descripción	Valor	Unidades
Carga muerta de losa	450	kg/m ²
Carga viva para oficina	240	kg/m ²
Peso propio de nervio	22.3	kg/m
Longitud de influencia de nervio	6	M
Área tributaria	12	m ²
Peso propio viga secundaria	53.6	kg/m
Longitud de influencia de viga secundaria	4	M
Ancho de influencia de losa para carga muerta distribuida	1	M
Carga muerta puntual	5748.2	Kg
Carga viva puntual	2880	Kg
Carga muerta distribuida	450	Kg/m
Carga viva distribuida	240	Kg/m

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Se detalla el cálculo de una carga puntual y distribuida sobreimpuestas en VP_y con cargas muertas y cargas vivas correspondientes al piso 8:

Tabla A6.16: Carga Muerta y Carga Viva sobreimpuesta en viga principal (VP_{yB}).

Descripción	Valor	Unidades
Carga muerta de losa de cubierta	320	kg/m ²
Carga viva de cubierta	70	kg/m ²
Peso propio de nervio	22.3	kg/m
Longitud de influencia de nervio	12	M
Área tributaria	24	m ²
Peso propio viga secundaria	53.6	kg/m
Longitud de influencia de viga secundaria	8	M
Ancho de influencia de losa para carga muerta distribuida	2	M
Carga muerta puntual	8376.4	Kg
Carga viva puntual	1680	Kg
Carga muerta distribuida	640	Kg/m
Carga viva distribuida	140	Kg/m

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Tabla A6.17: Carga Muerta y Carga Viva sobreimpuesta en viga principal (VP_{yC} entre eje 1-3).

Descripción	Valor	Unidades
Carga muerta de losa de cubierta	320	kg/m ²
Carga viva de cubierta	70	kg/m ²
Peso propio de nervio	22.3	kg/m
Longitud de influencia de nervio	12	M
Área tributaria	24	m ²
Peso propio viga secundaria	53.6	kg/m
Longitud de influencia de viga secundaria	8	M
Ancho de influencia de losa para carga muerta distribuida	2	M
Carga muerta puntual	8376.4	Kg
Carga viva puntual	1680	Kg
Carga muerta distribuida	640	Kg/m
Carga viva distribuida	140	Kg/m

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Tabla A6.18: Carga Muerta y Carga Viva sobrepuesta en viga principal (VP_{yC} entre eje 3-6).

Descripción	Valor	Unidades
Carga muerta de losa de cubierta	320	kg/m ²
Carga viva de cubierta	70	kg/m ²
Peso propio de nervio	22.3	kg/m
Longitud de influencia de nervio	6	M
Área tributaria	12	m ²
Peso propio viga secundaria	53.6	kg/m
Longitud de influencia de viga secundaria	4	M
Ancho de influencia de losa para carga muerta distribuida	1	M
Carga muerta puntual	4188.2	Kg
Carga viva puntual	840	Kg
Carga muerta distribuida	320	Kg/m
Carga viva distribuida	70	Kg/m

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Tabla A6.19: Carga Muerta y Carga Viva sobrepuesta en viga principal (VP_{yD} y VP_{yE}).

Descripción	Valor	Unidades
Carga muerta de losa de cubierta	320	kg/m ²
Carga viva de cubierta	70	kg/m ²
Peso propio de nervio	22.3	kg/m
Longitud de influencia de nervio	12	M
Área tributaria	24	m ²
Peso propio viga secundaria	53.6	kg/m
Longitud de influencia de viga secundaria	8	M
Ancho de influencia de losa para carga muerta distribuida	2	M
Carga muerta puntual	8376.4	Kg
Carga viva puntual	1680	Kg
Carga muerta distribuida	640	Kg/m
Carga viva distribuida	140	Kg/m

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Tabla A6.20: Carga Muerta y Carga Viva sobrepuesta en viga principal (VP_{yF}).

Descripción	Valor	Unidades
Carga muerta de losa de cubierta	320	kg/m ²
Carga viva de cubierta	70	kg/m ²
Peso propio de nervio	22.3	kg/m
Longitud de influencia de nervio	6	M
Área tributaria	12	m ²
Peso propio viga secundaria	53.6	kg/m
Longitud de influencia de viga secundaria	4	M
Ancho de influencia de losa para carga muerta distribuida	1	M
Carga muerta puntual	4188.2	Kg
Carga viva puntual	840	Kg
Carga muerta distribuida	320	Kg/m
Carga viva distribuida	70	Kg/m

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

ANEXO 7

CÁLCULO DE CENTRO DE MASA

Se detalla el cálculo de la carga de servicio que soporta la columna esquinera con cargas muertas y cargas vivas correspondientes al piso 1-7:

a) Carga muerta.

$$\text{Peso muerto} = (\text{Carga muerta de losa}) * (\text{Área tributaria})$$

$$\text{Peso muerto} = (450 \text{ kg/m}^2) * (16\text{m}^2) = 7200 \text{ kg}$$

$$\text{Peso de viga secundaria} = (\text{Peso propio}) * (\text{Longitud de influencia})$$

$$\text{Peso de viga secundaria} = (53.6 \text{ kg/m}) * (2\text{m}) = 107.2 \text{ kg}$$

$$\text{Peso nervios} = (\text{Peso propio}) * (\text{Longitud de influencia})$$

$$\text{Peso nervios} = (22.3 \text{ kg/m}) * (6\text{m}) = 133.8 \text{ Kg}$$

$$\text{Peso de viga principal} = (\text{Peso propio}) * (\text{Longitud de influencia})$$

$$\text{Peso de viga principal} = (105.7 \text{ kg/m}) * (8\text{m}) = 845.6 \text{ kg}$$

$$\text{Peso de columna} = (\text{Peso propio}) * (\text{Altura de columna})$$

$$\text{Peso de columna} = (581.9 \text{ kg/m}) * (3.50\text{m}) = 2036.65 \text{ kg}$$

$$\text{Carga muerta puntual} = (\text{P. M} + \text{P. VS} + \text{P. VP} + \text{P. C}) * (\text{Número de pisos})$$

$$\text{Carga muerta puntual} = 10323.25 \text{ kg} * 8 = 82586 \text{ kg}$$

b) Carga viva.

$$\text{Carga viva puntual} = (\text{Carga de oficina piso}) * (\text{Área tributaria}) * (\text{Número de pisos})$$

$$\text{Carga viva puntual} = (240 \text{ kg/m}^2) * (16 \text{ m}^2) * (8)$$

$$\text{Carga viva puntual} = 30720 \text{ kg}$$

c) Carga de servicio.

$$P_u = D + L$$

$$P_u = 82586 \text{ kg} + 30720 \text{ kg}$$

$$P_u = 113306 \text{ kg} = 113.31 \text{ Ton}$$

Se desarrolla el mismo procedimiento para el cálculo de las cargas de servicio de las demás columnas: centrales, laterales, etc.

Tabla A7.1: Carga Muerta y Carga Viva que soporta la columna Piso 1 (Columnas centrales).

Descripción	Valor	Unidades
Peso Propio de Viga Principal	105.7	kg/m
Longitud de influencia de Viga Principal	16	m
Área tributaria	64	m ²
Carga muerta de losa	450	kg/m ²
Carga viva para oficina	240	kg/m ²
Peso Propio de Nervio	22.3	kg/m
Peso Propio Viga Secundaria	53.6	kg/m
Longitud de influencia de Nervio	24	m
Longitud de influencia de Viga Secundaria	8	m
Peso Propio de Columna	581.9	kg/m
Altura de Columna	3.5	m
Número de pisos	8	#
Carga Muerta Puntual	267934.8	Kg
Carga Viva Puntual	122880	Kg

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Tabla A7.2: Carga Muerta y Carga Viva que soporta la columna Piso 1 (Columnas laterales).

Descripción	Valor	Unidades
Peso propio de viga principal	105.7	kg/m
Longitud de influencia de viga principal	12	m
Área tributaria	32	m ²
Carga muerta de losa	450	kg/m ²
Carga viva para oficina	240	kg/m ²
Peso propio de nervio	22.3	kg/m
Peso propio viga secundaria	53.6	kg/m
Longitud de influencia de nervio	12	m
Longitud de influencia de viga secundaria	4	m
Peso propio de columna	581.9	kg/m
Altura de columna	3.5	m
Número de pisos	8	#
Carga muerta puntual	145496.4	Kg
Carga viva puntual	61440	Kg

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Tabla A7.3: Carga Muerta y Carga Viva que soporta la columna Piso 1 (Columnas esquinera 2).

Descripción	Valor	Unidades
Peso propio de viga principal	105.7	kg/m
Longitud de influencia de viga principal	16	m
Área tributaria	48	m ²
Carga muerta de losa	450	kg/m ²
Carga viva para oficina	240	kg/m ²
Peso propio de nervio	22.3	kg/m
Peso propio viga secundaria	53.6	kg/m
Longitud de influencia de nervio	18	m
Longitud de influencia de viga secundaria	6	m
Peso propio de columna	581.9	kg/m
Altura de columna	3.5	m
Número de pisos	8	#
Carga muerta puntual	208406.8	Kg
Carga viva puntual	92160	Kg

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Tiendo como resultado la sumatoria de cargas de servicio de todas las columnas en su respectivo eje en dirección X:

Tabla A7.4: Carga de servicio de todas las columnas en el eje 6.

Eje 6	Distancia	0.00 m	
Elemento	No.	Peso (Kg)	Total
Columnas centrales	0	390.81	0.00
Columnas esquineras	2	113.31	226.61
Columnas laterales	1	206.94	206.94
Columna esquinera 2	0	300.57	0.00
$\Sigma =$			433.55

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Tabla A7.5: Carga de servicio de todas las columnas en el eje 5.

Eje 5	Distancia	8.00 m	
Elemento	No.	Peso (Kg)	Total
Columnas centrales	1	390.81	390.81
Columnas esquineras	0	113.31	0.00
Columnas laterales	2	206.94	413.87
Columna esquinera 2	0	300.57	0.00
$\Sigma =$			804.69

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Tabla A7.6: Carga de servicio de todas las columnas en el eje 4.

Eje 4	Distancia	16.00 m	
Elemento	No.	Peso (Kg)	Total
Columnas centrales	1	390.81	390.81
Columnas esquineras	0	113.31	0.00
Columnas laterales	2	206.94	413.87
Columna esquinera 2	0	300.57	0.00
$\Sigma =$			804.69

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Tabla A7.7: Carga de servicio de todas las columnas en el eje 3.

Eje 3	Distancia	24.00 m	
Elemento	No.	Peso (Kg)	Total
Columnas centrales	1	390.81	390.81
Columnas esquineras	1	113.31	113.31
Columnas laterales	3	206.94	620.81
Columna esquinera 2	1	300.57	300.57
$\Sigma =$			1425.50

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Tabla A7.8: Carga de servicio de todas las columnas en el eje 2.

Eje 2	Distancia	32.00 m	
Elemento	No.	Peso (Kg)	Total
Columnas centrales	4	390.81	1563.26
Columnas esquineras	0	113.31	0.00
Columnas laterales	2	206.94	413.87
Columna esquinera 2	0	300.57	0.00
$\Sigma =$			1977.13

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Tabla A7.9: Carga de servicio de todas las columnas en el eje 1.

Eje 1	Distancia	40.00 m	
Elemento	No.	Peso (Kg)	Total
Columnas centrales	0	390.81	0.00
Columnas esquineras	2	113.31	226.61
Columnas laterales	4	206.94	827.75
Columna esquinera 2	0	300.57	0.00
$\Sigma =$			1054.36

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Tiendo como resultado la sumatoria de cargas de servicio de todas las columnas en su respectivo eje en dirección Y:

Tabla A7.10: Carga de servicio de todas las columnas en el eje A.

Eje A	Distancia	0.00 m	
Elemento	No.	Peso (Kg)	Total
Columnas centrales	0	390.81	0.00
Columnas esquineras	2	113.31	226.61
Columnas laterales	4	206.94	827.75
Columna esquinera 2	0	300.57	0.00
$\Sigma =$			1054.36

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Tabla A7.11: Carga de servicio de todas las columnas en el eje B.

Eje B	Distancia	8.00 m	
Elemento	No.	Peso (Kg)	Total
Columnas centrales	4	390.81	1563.26
Columnas esquineras	0	113.31	0.00
Columnas laterales	2	206.94	413.87
Columna esquinera 2	0	300.57	0.00
$\Sigma =$			1977.13

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Tabla A7.12: Carga de servicio de todas las columnas en el eje C.

Eje C	Distancia	16.00 m	
ELEMENTO	No.	Peso (Kg)	Total
Columnas centrales	1	390.81	390.81
Columnas esquineras	1	113.31	113.31
Columnas laterales	3	206.94	620.81
Columna esquinera 2	1	300.57	300.57
$\Sigma =$			1425.50

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Tabla A7.13: Carga de servicio de todas las columnas en el eje D.

Eje D	Distancia	24.00 m	
Elemento	No.	Peso (Kg)	Total
Columnas centrales	1	390.81	390.81
Columnas esquineras	0	113.31	0.00
Columnas laterales	2	206.94	413.87
Columna esquinera 2	0	300.57	0.00
$\Sigma =$			804.69

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Tabla A7.14: Carga de servicio de todas las columnas en el eje E.

Eje E	Distancia	32.00 m	
Elemento	No.	Peso (Kg)	Total
Columnas centrales	1	390.81	390.81
Columnas esquineras	0	113.31	0.00
Columnas laterales	2	206.94	413.87
Columna esquinera 2	0	300.57	0.00
$\Sigma =$			804.69

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Tabla A7.15: Carga de servicio de todas las columnas en el eje F.

Eje F	Distancia	40.00 m	
Elemento	No.	Peso (Kg)	Total
Columnas centrales	0	390.81	0.00
Columnas esquineras	2	113.31	226.61
Columnas laterales	1	206.94	206.94
Columna esquinera 2	0	300.57	0.00
$\Sigma =$			433.55

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

ANEXO 8

ANÁLISIS DE LOS EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN (P-Δ) E ÍNDICE DE ESTABILIDAD SEGÚN ESPECIFICACIONES ASCE 7-16

Se calcula el coeficiente de estabilidad (θ_i) para el piso 8 de acuerdo la ecuación 3-20:

$$\theta_i = \frac{(450.30\text{Ton})(2.4572\text{cm})(1)}{(50.09\text{Ton})(350\text{cm})(5.5)} = 0.0115$$

Con la ecuación 3-21, se verifica la condición del coeficiente máximo de estabilidad:

$$\theta_{\text{máx}} = \frac{0.5}{(0.9)(5.5)} \leq 0.25$$

$$\theta_{\text{máx}} = 0.1010 \leq 0.25 \text{ (Satisface la condición).}$$

Condición para índice de estabilidad:

$$\theta_i < \theta_{\text{máx}}$$

$$0.0115 < 0.1010 \text{ (Satisface la condición).}$$

Este procedimiento se repite para los demás pisos del edificio.

Tabla A8.1: Desplazamientos resultantes con sismo en dirección X (ASCE7-16).

Piso	Nodo	Desplazamiento x (cm)	Desplazamiento y (cm)	Desplazamiento resultante (cm)	$\delta_{\text{máx}}$ (cm)
PISO 8	168	6,4849	0,0005	6,4849	35,6667
PISO 7	167	6,0381	-0,0010	6,0381	33,2095
PISO 6	166	5,4030	-0,0022	5,4030	29,7163
PISO 5	165	4,5653	-0,0032	4,5653	25,1089
PISO 4	164	3,5488	-0,0037	3,5488	19,5181
PISO 3	163	2,4310	-0,0036	2,4310	13,3707
PISO 2	159	1,3248	-0,0027	1,3249	7,2867
PISO 1	134	0,4245	-0,0012	0,4245	2,3346

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Tabla A8.2: Desplazamiento resultante con sismo en dirección Y (ASCE7-16).

Piso	Nodo	Desplazamiento x (cm)	Desplazamiento y (cm)	Desplazamiento resultante (cm)	$\delta_{\text{máx}}$ (cm)
PISO 8	168	0.0216	7.8726	7.8726	43.2995
PISO 7	167	0.0198	7.2642	7.2642	39.9533
PISO 6	166	0.0174	6.4221	6.4221	35.3217
PISO 5	165	0.0143	5.3471	5.3471	29.4090
PISO 4	164	0.0108	4.0879	4.0879	22.4833
PISO 3	163	0.0071	2.7516	2.7516	15.1338
PISO 2	159	0.0036	1.4735	1.4735	8.1040
PISO 1	134	0.0011	0.4643	0.4643	2.5536

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

ANEXO 9

ANÁLISIS LINEAL PARA PRE-DISEÑO SEGÚN ESPECIFICACIONES ASCE 7-16

Tabla A9.1: Derivas inelásticas con sismo en dirección X (ASCE7-16).

Piso	Nodo	Desplazamiento resultante (cm)	$\delta_{\text{máx}}$ (cm)	δ_i (cm)	δ_a (cm)	ASCE 7-16 ($\delta_i \leq \delta_a$)
PISO 8	S27	9.9554	54.7546	5.3483	7	SI CUMPLE
PISO 7	S54	8.9830	49.4062	6.6320	7	SI CUMPLE
PISO 6	S81	7.7771	42.7743	7.9146	7	NO CUMPLE
PISO 5	S108	6.3381	34.8597	8.8270	7	NO CUMPLE
PISO 4	S137	4.7332	26.0327	8.9975	7	NO CUMPLE
PISO 3	S171	3.0973	17.0352	8.2049	7	NO CUMPLE
PISO 2	S201	1.6055	8.8303	6.1677	7	SI CUMPLE
PISO 1	S230	0.4841	2.6626	2.6626	7	SI CUMPLE

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Tabla A9.2: Irregularidad torsional con sismo en dirección X (ASCE7-16).

Nodo	Desplazamiento resultante (cm)	$\delta_{\text{máx}}$ (cm)	$1,2*\delta_{\text{avg}}$ (cm)	$\delta_{\text{máx}} < 1,2*\delta_{\text{avg}}$
S6	7.2918	9.9554	10.3483	NO HAY TORSION EXCESIVA
S27	9.9554			

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Tabla A9.3: Desplazamiento resultante del centro de masas con sismo en dirección X (ASCE7-16).

Piso	Nodo	Desplazamiento x (cm)	Desplazamiento y (cm)	Desplazamiento resultante (cm)	$\delta_{\text{máx}}$ (cm)
PISO 8	D8	8.2098	0.0207	8.2098	45.1540
PISO 7	D7	7.4138	0.0179	7.4138	40.7760
PISO 6	D6	6.4221	0.0130	6.4221	35.3216
PISO 5	D5	5.2366	0.0086	5.2366	28.8013
PISO 4	D4	3.9127	0.0049	3.9127	21.5199
PISO 3	D3	2.5620	0.0020	2.5620	14.0910
PISO 2	D2	1.3290	0.0004	1.3290	7.3095
PISO 1	D1	0.4012	-0.0001	0.4012	2.2066

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Tabla A9.4: Índice de estabilidad con sismo en dirección X (ASCE7-16).

Piso	P _x (Ton)	V _x (Ton)	Δ (cm)	Θ _i	Θ _{máx}	ASCE7-16 (Θ _i < Θ _{máx})
PISO 8	450.30	70.43	4.3780	0.0145	450.30	SI CUMPLE
PISO 7	1244.50	161.86	5.4544	0.0218	1244.50	SI CUMPLE
PISO 6	2043.06	237.56	6.5203	0.0291	2043.06	SI CUMPLE
PISO 5	2841.62	297.62	7.2815	0.0361	2841.62	SI CUMPLE
PISO 4	3644.96	343.21	7.4289	0.0410	3644.96	SI CUMPLE
PISO 3	4448.30	374.85	6.7815	0.0418	4448.30	SI CUMPLE
PISO 2	5260.79	394.03	5.1029	0.0354	5260.79	SI CUMPLE
PISO 1	6073.28	401.99	2.2066	0.0173	6073.28	SI CUMPLE

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Tabla A9.5: Derivas inelásticas con sismo en dirección Y (ASCE7-16).

Piso	Nodo	Desplazamiento resultante (cm)	δ _{máx} (cm)	δ _i (cm)	δ _a (cm)	ASCE 7-16 (δ _i ≤ δ _a)
PISO 8	S6	10.0394	55.2169	5.5674	7	SI CUMPLE
PISO 7	S33	9.0272	49.6495	6.8034	7	SI CUMPLE
PISO 6	S60	7.7902	42.8461	8.0375	7	NO CUMPLE
PISO 5	S87	6.3288	34.8086	8.8964	7	NO CUMPLE
PISO 4	S114	4.7113	25.9122	9.0140	7	NO CUMPLE
PISO 3	S143	3.0724	16.8982	8.1706	7	NO CUMPLE
PISO 2	S178	1.5868	8.7276	6.1068	7	SI CUMPLE
PISO 1	S207	0.4765	2.6208	2.6208	7	SI CUMPLE

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Tabla A9.6: Irregularidad torsional con sismo en dirección Y (ASCE7-16).

Nodo	Desplazamiento resultante (cm)	δ _{máx} (cm)	1,2*δ _{avg} (cm)	δ _{máx} < 1,2*δ _{avg}
S25	7.7418	9.9990	10.6444	NO HAY TORSION EXCESIVA
S18	9.9990			

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Tabla A9.7: Desplazamiento resultante del centro de masas con sismo en dirección Y (ASCE7-16).

Piso	Nodo	Desplazamiento x (cm)	Desplazamiento y (cm)	Desplazamiento resultante (cm)	$\delta_{\text{máx}}$ (cm)
PISO 8	D8	0.0450	8.5418	46.9800	0.0450
PISO 7	D7	0.0417	7.7118	42.4150	0.0417
PISO 6	D6	0.0356	6.6802	36.7411	0.0356
PISO 5	D5	0.0286	5.4478	29.9628	0.0286
PISO 4	D4	0.0210	4.0716	22.3935	0.0210
PISO 3	D3	0.0134	2.6672	14.6698	0.0134
PISO 2	D2	0.0068	1.3845	7.6148	0.0068
PISO 1	D1	0.0020	0.4184	2.3012	0.0020

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Tabla A9.8: Índice de estabilidad con sismo en dirección Y (ASCE7-16).

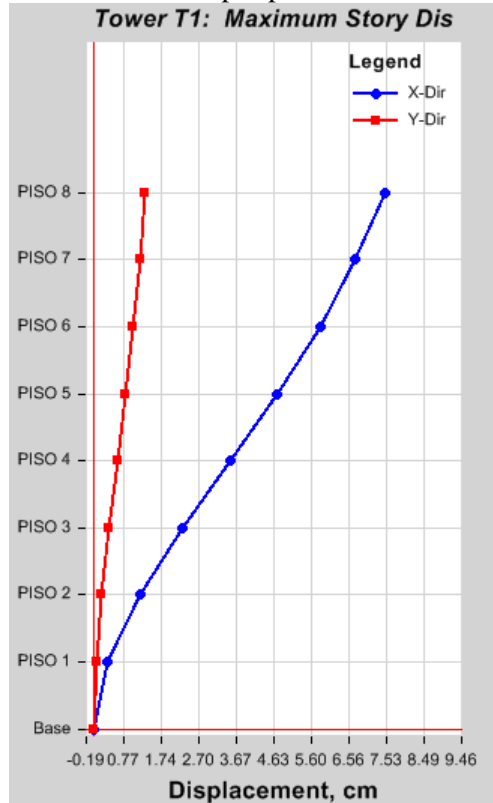
Piso	Px (Ton)	Vx (Ton)	Δ (cm)	Θ_i	$\Theta_{\text{máx}}$	ASCE7-16 ($\Theta_i < \Theta_{\text{máx}}$)
PISO 8	450.30	70.43	4.5650	0.0152	0.1010	SI CUMPLE
PISO 7	1244.50	161.86	5.6739	0.0227	0.1010	SI CUMPLE
PISO 6	2043.06	237.56	6.7783	0.0303	0.1010	SI CUMPLE
PISO 5	2841.62	297.62	7.5692	0.0375	0.1010	SI CUMPLE
PISO 4	3644.96	343.21	7.7238	0.0426	0.1010	SI CUMPLE
PISO 3	4448.30	374.85	7.0549	0.0435	0.1010	SI CUMPLE
PISO 2	5260.79	394.03	5.3136	0.0369	0.1010	SI CUMPLE
PISO 1	6073.28	401.99	2.3012	0.0181	0.1010	SI CUMPLE

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

ANEXO 10

ANÁLISIS LINEAL DEL DISEÑO SEGÚN ESPECIFICACIONES ASCE 7-16

Gráfico A10.1: Desplazamiento máximo por piso con sismo en dirección X (ASCE7-16).



Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Tabla A10.1: Derivas inelásticas con sismo en dirección X (ASCE7-16).

Piso	Nodo	Desplazamiento resultante (cm)	$\delta_{m\acute{a}x}$ (cm)	δ_i (cm)	δ_a (cm)	ASCE 7-16 ($\delta_i \leq \delta_a$)
PISO 8	S27	7.4714	41.0925	4.0728	7	SI CUMPLE
PISO 7	S54	6.7308	37.0196	5.0414	7	SI CUMPLE
PISO 6	S81	5.8142	31.9783	5.9901	7	SI CUMPLE
PISO 5	S108	4.7251	25.9882	6.6418	7	SI CUMPLE
PISO 4	S137	3.5175	19.3463	6.7276	7	SI CUMPLE
PISO 3	S171	2.2943	12.6187	6.0984	7	SI CUMPLE
PISO 2	S201	1.1855	6.5203	4.5595	7	SI CUMPLE
PISO 1	S230	0.3565	1.9608	1.9608	7	SI CUMPLE

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Tabla A10.2: Irregularidad torsional con sismo en dirección X (ASCE7-16).

Nodo	Desplazamiento resultante (cm)	$\delta_{\text{máx}}$ (cm)	$1,2*\delta_{\text{avg}}$ (cm)	$\delta_{\text{máx}} < 1,2*\delta_{\text{avg}}$
S6	5.4725	7.4714	7.7663	NO HAY TORSION EXCESIVA
S27	7.4714			

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Tabla A10.3: Desplazamiento resultante del centro de masas con sismo en dirección X (ASCE7-16).

Piso	Nodo	Desplazamiento x (cm)	Desplazamiento y (cm)	Desplazamiento resultante (cm)	$\delta_{\text{máx}}$ (cm)
PISO 8	D8	6.1614	0.0157	6.1614	33.8878
PISO 7	D7	5.5552	0.0135	5.5552	30.5537
PISO 6	D6	4.8012	0.0099	4.8012	26.4067
PISO 5	D5	3.9039	0.0066	3.9039	21.4715
PISO 4	D4	2.9078	0.0037	2.9078	15.9929
PISO 3	D3	1.8977	0.0016	1.8977	10.4374
PISO 2	D2	0.9814	0.0003	0.9814	5.3977
PISO 1	D1	0.2954	-0.0001	0.2954	1.6247

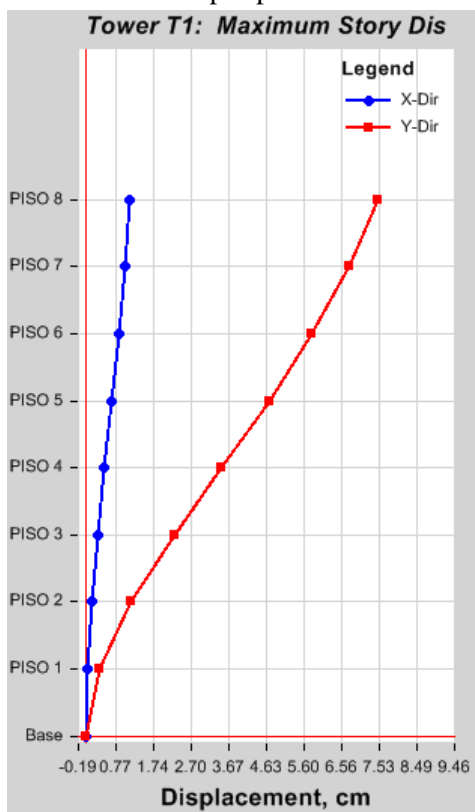
Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Tabla A10.4: Índice de estabilidad con sismo en dirección X (ASCE7-16).

Piso	P_x (Ton)	V_x (Ton)	Δ (cm)	Θ_i	$\Theta_{\text{máx}}$	ASCE7-16 ($\Theta_i < \Theta_{\text{máx}}$)
PISO 8	442.27	54.35	3.3341	0.0141	0.1010	SI CUMPLE
PISO 7	1242.23	125.03	4.1470	0.0214	0.1010	SI CUMPLE
PISO 6	2046.96	181.73	4.9352	0.0289	0.1010	SI CUMPLE
PISO 5	2851.69	225.02	5.4786	0.0361	0.1010	SI CUMPLE
PISO 4	3662.90	256.46	5.5556	0.0412	0.1010	SI CUMPLE
PISO 3	4474.11	277.00	5.0397	0.0423	0.1010	SI CUMPLE
PISO 2	5297.69	288.49	3.7730	0.0360	0.1010	SI CUMPLE
PISO 1	6121.28	292.61	1.6247	0.0177	0.1010	SI CUMPLE

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Gráfico A10.2: Desplazamiento máximo por piso con sismo en dirección Y (ASCE7-16).



Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Tabla A10.5: Derivas inelásticas con sismo en dirección Y (ASCE7-16).

Piso	Nodo	Desplazamiento resultante (cm)	$\delta_{m\acute{a}x}$ (cm)	δ_i (cm)	δ_a (cm)	ASCE 7-16 ($\delta_i \leq \delta_a$)
PISO 8	S6	7.5356	41.4460	4.2377	7	SI CUMPLE
PISO 7	S33	6.7652	37.2084	5.1700	7	SI CUMPLE
PISO 6	S60	5.8252	32.0384	6.0823	7	SI CUMPLE
PISO 5	S87	4.7193	25.9561	6.6941	7	SI CUMPLE
PISO 4	S114	3.5022	19.2620	6.7407	7	SI CUMPLE
PISO 3	S143	2.2766	12.5213	6.0746	7	SI CUMPLE
PISO 2	S178	1.1721	6.4467	4.5163	7	SI CUMPLE
PISO 1	S207	0.3510	1.9303	1.9303	7	SI CUMPLE

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Tabla A10.6: Irregularidad torsional con sismo en dirección Y (ASCE7-16).

Nodo	Desplazamiento resultante (cm)	$\delta_{\text{máx}}$ (cm)	$1,2*\delta_{\text{avg}}$ (cm)	$\delta_{\text{máx}} < 1,2*\delta_{\text{avg}}$
S25	5.8098	7.5052	7.9890	NO HAY TORSION EXCESIVA
S18	7.5052			

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Tabla A10.7: Desplazamiento resultante del centro de masas con sismo en dirección Y (ASCE7-16).

Piso	Nodo	Desplazamiento x (cm)	Desplazamiento y (cm)	Desplazamiento resultante (cm)	$\delta_{\text{máx}}$ (cm)
PISO 8	D8	0.0338	6.4106	6.4107	35.2588
PISO 7	D7	0.0313	5.7784	5.7785	31.7817
PISO 6	D6	0.0266	4.9940	4.9941	27.4674
PISO 5	D5	0.0213	4.0611	4.0612	22.3364
PISO 4	D4	0.0156	3.0256	3.0256	16.6410
PISO 3	D3	0.0100	1.9755	1.9755	10.8654
PISO 2	D2	0.0050	1.0222	1.0222	5.6222
PISO 1	D1	0.0015	0.3081	0.3081	1.6946

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Tabla A10.8: Índice de estabilidad con sismo en dirección Y (ASCE7-16).

Piso	P_x (Ton)	V_x (Ton)	Δ (cm)	Θ_i	$\Theta_{\text{máx}}$	ASCE7-16 ($\Theta_i < \Theta_{\text{máx}}$)
PISO 8	442.27	54.35	3.4771	0.0147	0.1010	SI CUMPLE
PISO 7	1242.23	125.03	4.3143	0.0223	0.1010	SI CUMPLE
PISO 6	2046.96	181.73	5.1310	0.0300	0.1010	SI CUMPLE
PISO 5	2851.69	225.02	5.6953	0.0375	0.1010	SI CUMPLE
PISO 4	3662.90	256.46	5.7756	0.0429	0.1010	SI CUMPLE
PISO 3	4474.11	277.00	5.2432	0.0440	0.1010	SI CUMPLE
PISO 2	5297.69	288.49	3.9276	0.0375	0.1010	SI CUMPLE
PISO 1	6121.28	292.61	1.6946	0.0184	0.1010	SI CUMPLE

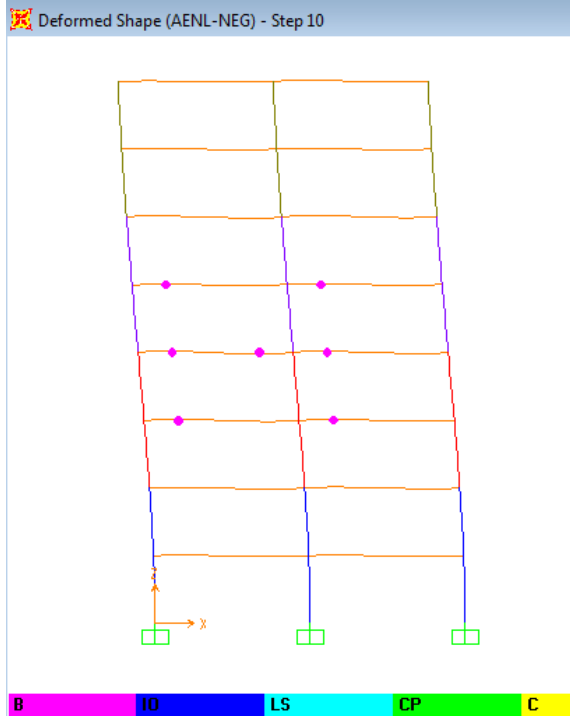
Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

ANEXO 11

ANÁLISIS NO LINEAL DEL DISEÑO ASCE 7-16

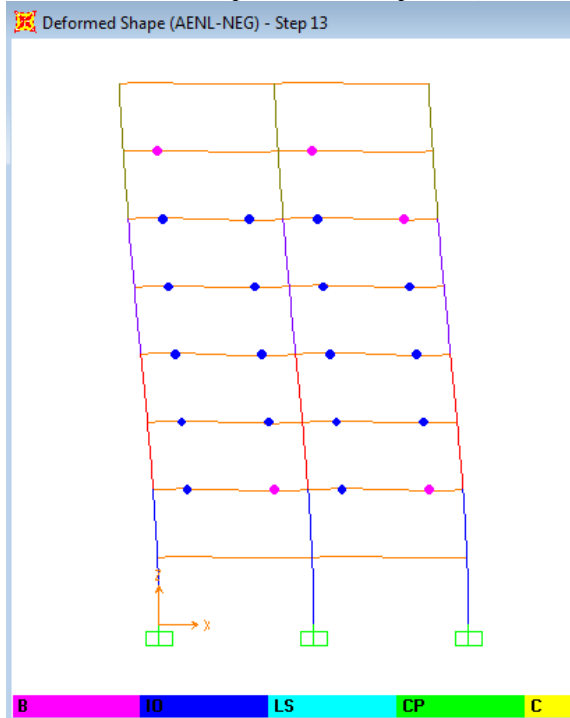
a) Gráficos de etapas del análisis no lineal con sismo en dirección X.

Gráfico A11.1: Rótula plástica en etapa 10 (ASCE 7-16).



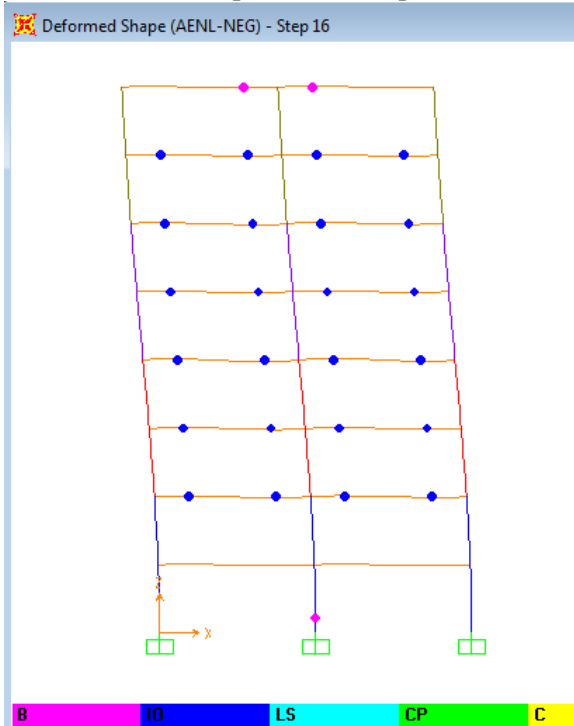
Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Gráfico A11.2: Rótula plástica en etapa 13 (ASCE 7-16).



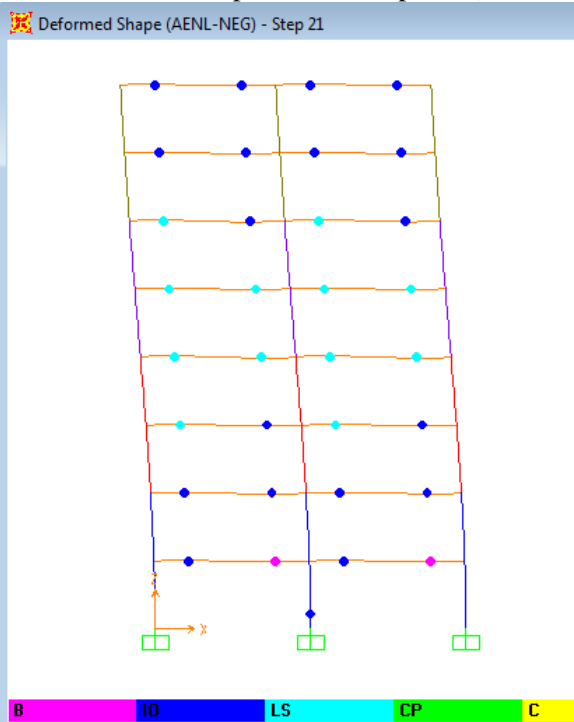
Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Gráfico A11.3: Rótula plástica en etapa 16 (ASCE 7-16).



Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Gráfico A11.4: Rótula plástica en etapa 21 (ASCE 7-16).



Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

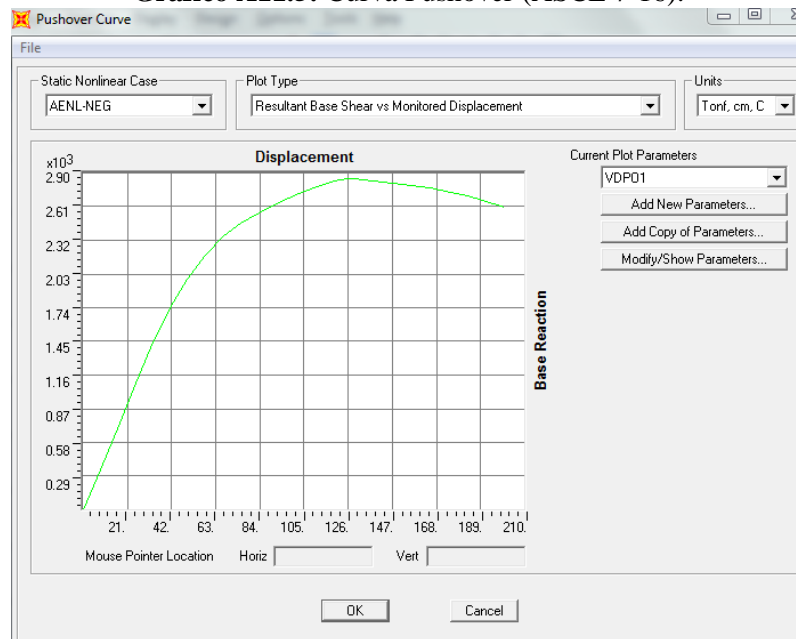
b) Resultados del análisis no lineal con sismo en dirección Y.

Tabla A11.1: Resultados de la gráfica capacidad vs desplazamiento (ASCE 7-16).

Etapa	Desplazamiento	Cortante Basal	Desempeño Elástico	Desempeño Inelástico con baja demanda de ductilidad	Desempeño Inelástico con alta demanda de ductilidad
	cm	Ton			
0	0.011543	0	1104	0	0
1	8.011543	347.977	1104	0	0
2	16.011543	695.9541	1104	0	0
3	24.011543	1043.9311	1104	0	0
4	32.011543	1391.9081	1103	1	0
5	32.559258	1415.4683	1102	2	0
6	41.007978	1736.9461	1062	30	12
7	49.506644	1989.6406	999	49	56
8	58.027062	2190.6955	937	51	116
9	67.002873	2356.6213	879	50	175
10	75.075026	2471.3057	837	42	224
11	83.329067	2560.181	809	29	252
12	91.817255	2634.0452	790	20	253
13	102.715646	2719.8675	775	12	218
14	111.036112	2779.4085	761	15	177
15	119.390013	2828.8669	752	10	139
16	125.831193	2850.3988	744	7	129
17	126.421899	2851.3442	743	8	124
18	127.131418	2851.673	742	7	118
19	127.481094	2851.7276	742	7	117
20	128.874407	2850.5734	741	3	120
21	137.711443	2835.0108	740	1	91
22	146.94639	2816.1382	740	1	56
23	155.92796	2795.4778	740	1	33
24	164.831833	2771.0986	740	1	13
25	174.625159	2735.3765	740	1	6
26	182.744594	2698.5644	740	1	0
27	191.737822	2651.0992	740	1	0
28	200.011543	2601.8878	740	1	0

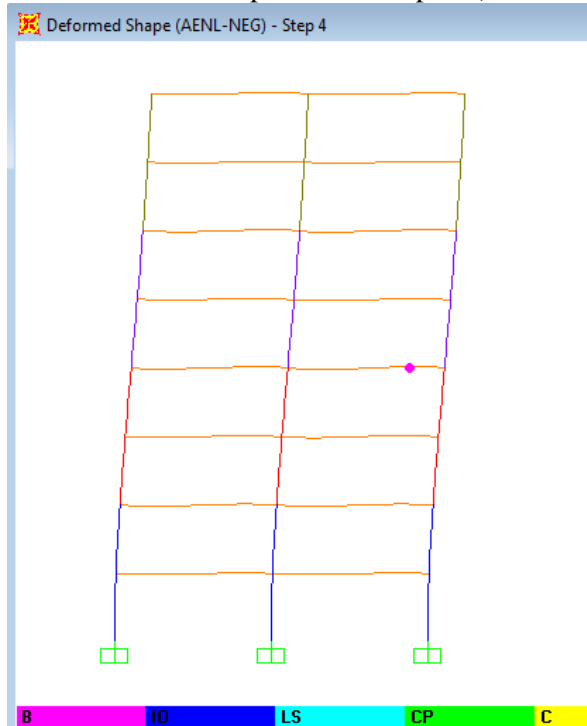
Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Gráfico A11.5: Curva Pushover (ASCE 7-16).



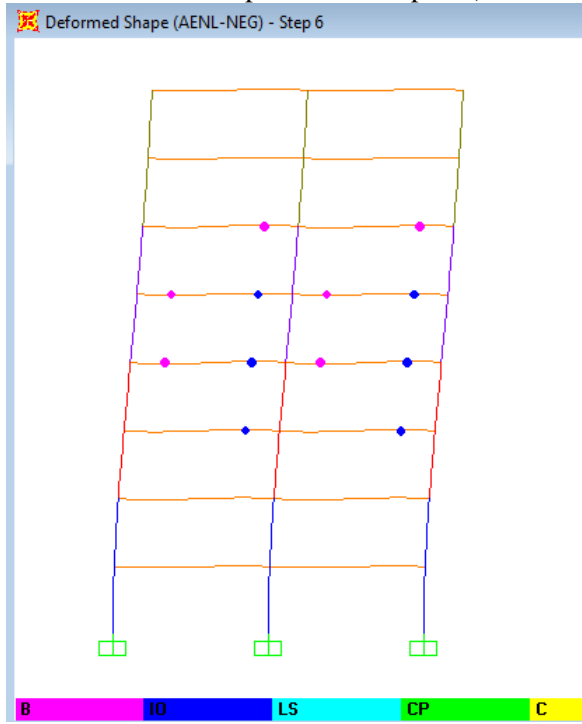
Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Gráfico A11.6: Rótula plástica en etapa 4 (ASCE 7-16).



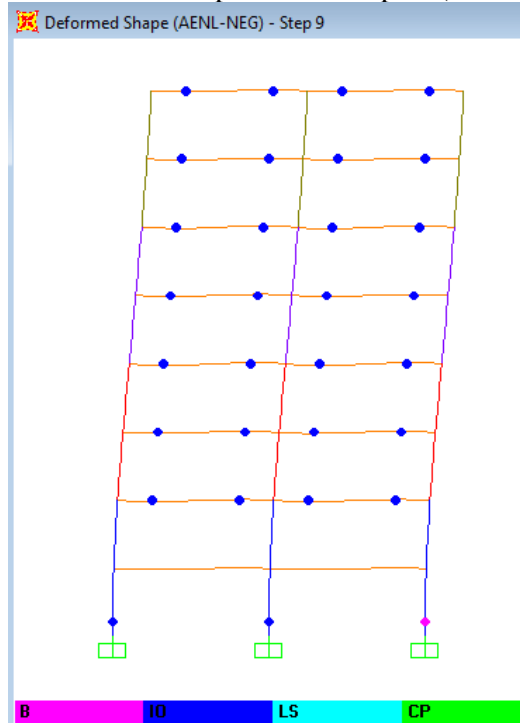
Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Gráfico A11.7: Rótula plástica en etapa 6 (ASCE 7-16).



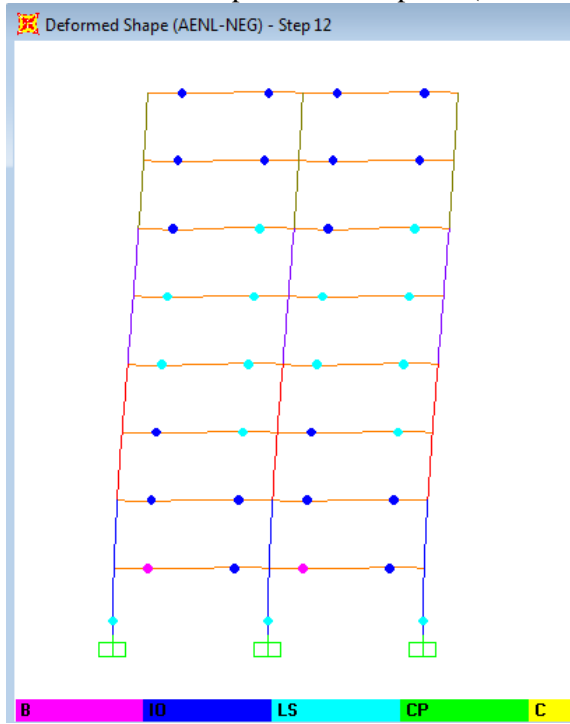
Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Gráfico A11.8: Rótula plástica en etapa 9 (ASCE 7-16).



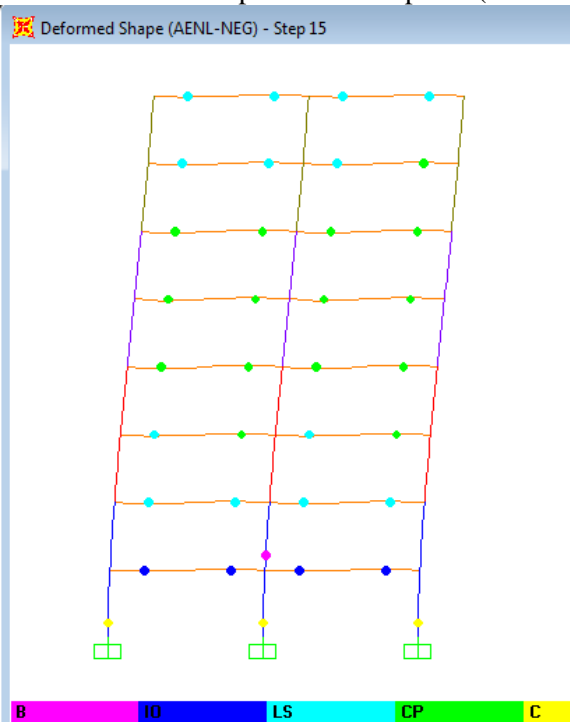
Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Gráfico A11.9: Rótula plástica en etapa 12 (ASCE 7-16).



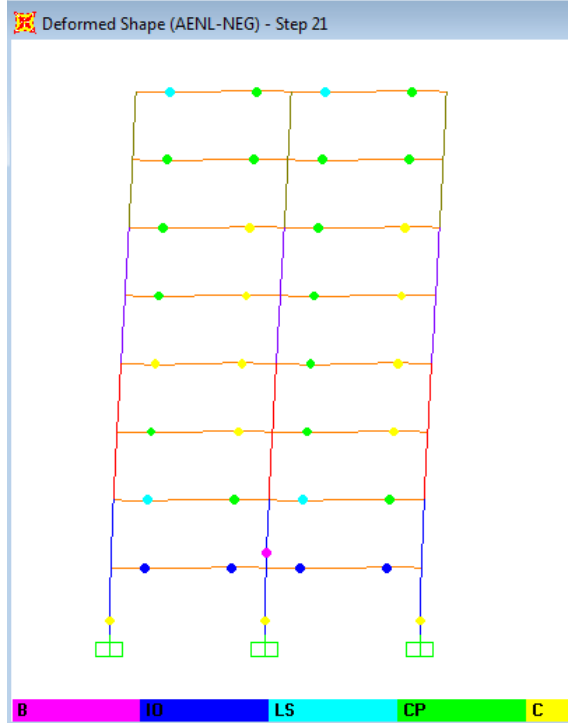
Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Gráfico A11.10: Rótula plástica en etapa 15 (ASCE 7-16).



Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Gráfico A11.11: Rótula plástica en etapa 21 (ASCE 7-16).



Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

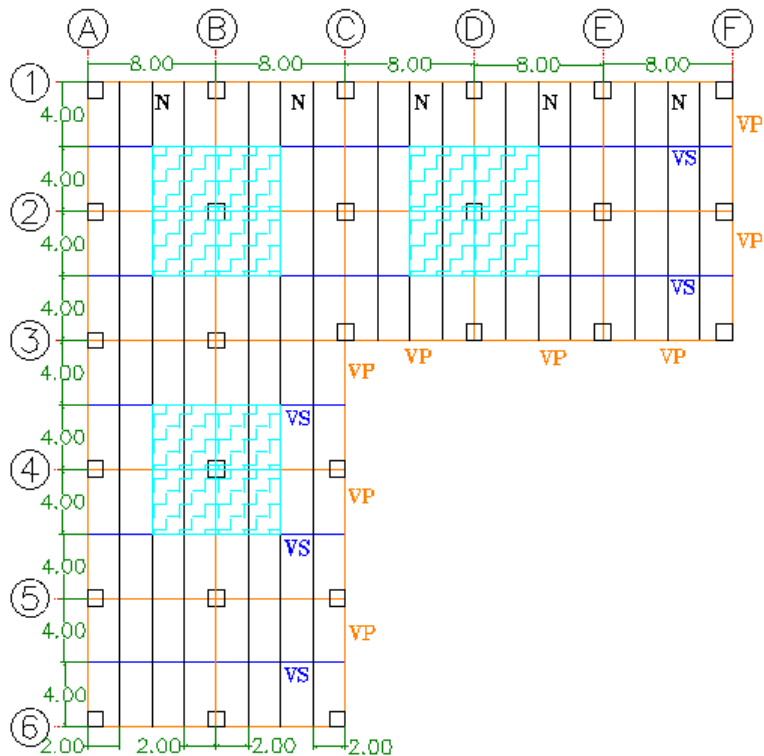
ANEXO 12

PRE-DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS PARA DISEÑO NEC-15

Para el pre-dimensionamiento de las columnas tubulares cuadradas se realiza por el método de áreas tributarias debido a las cargas verticales (cargas muertas y cargas vivas) correspondientes para los pisos 1 al 7.

Se analiza una columna central tipo, que es considerada la columna más crítica y la encargada de soportar mayores cargas, que tiene un área tributaria de 64 m^2 (8m de ancho y 8m de largo).

Gráfico A12.1: Área tributaria de columna tubular cuadrada.



Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

a) Cálculo de la carga vertical sobre una columna crítica interior.

a.1) Carga muerta.

Peso muerto = (Carga muerta de losa) * (Área tributaria)

Peso muerto = $(450 \text{ kg/m}^2) * (64 \text{ m}^2) = 28800 \text{ kg}$

Peso de viga secundaria = (Peso propio) * (Longitud de influencia)

Peso de viga secundaria = (53.6 kg/m) * (8m) = 428.8 kg

Peso nervios = (Peso propio) * (Longitud de influencia)

Peso nervios = (22.3 kg/m) * (24m) = 535.2 kg

Peso de viga principal = (Peso propio) * (Longitud de influencia)

Peso de viga principal = (105.7 kg/m) * (16m) = 1691.2 kg

Carga muerta puntual = 31455.2 kg

a.2) Carga viva.

Carga viva puntual = (Carga de oficina) * (Área tributaria)

Carga viva puntual = (240 kg/m²) * (64m²)

Carga viva puntual = 15360 kg

a.3) Carga factorada de diseño.

$P_u = 1,2 (31455.2 \text{ kg}) + 1,6 (15360 \text{ kg})$

$P_u = 62322.24 \text{ kg}$

Con la carga factorada de diseño de un piso del 1 al 7, se calcula la carga factorada que soporta la columna del primer piso:

$P_u = (62322.24 \text{ kg/piso}) * (8 \text{ pisos}) = 498577.92 \text{ kg} = 498.58 \text{ Ton}$

Asumimos $\frac{k_l}{r} = 50$, ya que dicho valor se encuentra en el rango elástico.

Usando $F_y = 50 \text{ ksi}$, de la tabla 4-22 del AISC (American Institute of Steel Construction) obtenemos el valor de $\phi F_{cr} = 37.5 \text{ ksi} = 2642.06 \text{ kg/cm}^2$

Para definir el área bruta de la sección transversal se utiliza la siguiente ecuación:

$$A_g = \frac{P_u}{0.3 * \phi F_{cr}}$$

$$A_g = \frac{498577.92 \text{ kg}}{(0.3)(2642.06 \text{ kg/cm}^2)}$$

$$A_g = 629.03 \text{ cm}^2$$

Con el área bruta calculada se revisan los perfiles del Manual AISC (American Institute of Steel Construction), pero como los perfiles tubulares cuadrados están limitados se diseña un perfil lo suficientemente resistente, donde obtenemos un perfil HSS 60*60*3cm.

Considerando el peso propio de 1890 kg (540 kg/m * 3.5 m), se calcula nuevamente la carga factorada de diseño de la columna.

$$P_u = 1,2 D + 1,6 L$$

$$P_u = 1,2 (33345.2 \text{ kg}) + 1,6 (15360 \text{ kg})$$

$$P_u = 64590.24 \text{ kg}$$

La carga factorada de diseño que soporta la columna del primer piso incluyendo el peso propio:

$$P_u = (64590.24 \text{ kg/piso}) * (8 \text{ pisos}) = 516721.92 \text{ kg} = 516.72 \text{ Ton}$$

El área bruta de la sección transversal se calcula con la ecuación 3-23.

$$A_g = \frac{516721.92 \text{ kg}}{(0.3)(2642.06 \text{ kg/cm}^2)}$$

$$A_g = 651.92 \text{ cm}^2$$

Con el área bruta calculada se decide escoger un perfil tubular cuadrada de mayor dimensión, donde obtenemos un perfil HSS 75*75*3cm.

Se calcula la relación de esbeltez eje Y.

$$\frac{k l}{r_y} = \frac{1.5 (350\text{cm})}{29.42\text{cm}} = 17.85$$

Y con un $F_y = 50 \text{ ksi}$ de la tabla 4-22 del Manual AISC (American Institute of Steel Construction), obtenemos el valor de $\phi F_{cr} = 43.9 \text{ ksi} = 3092.96 \text{ kg/cm}^2$

Condición: $P_u \leq \phi P_n$

$$P_u \leq 0.3 \phi F_{cr} A_g$$

$$516721.92 \text{ kg} \leq 0.3 * (3092.96 \text{ kg/cm}^2) * (864 \text{ cm}^2)$$

$$516385.92 \text{ kg} \leq 801695.42 \text{ kg} \text{ (satisface la condición).}$$

El perfil HSS 75*75*3cm, cumple con los requerimientos de diseño para las columnas.

ANEXO 13

ANÁLISIS DE DERIVAS POR PISOS

El cálculo de la deriva (Δ_E) del piso 8:

$$\Delta_E = \frac{(7.5640cm - 6.9145cm)}{350cm} = 0.019$$

La deriva máxima ($\Delta_{m\acute{a}x}$) se calcula con la ecuación 3-64, se verifica que sea menor del 2% (Deriva máxima para estructuras metálicas).

$$\Delta_{m\acute{a}x} = (0.75) * (8) * (0.0019cm) = 0.0111 * 100 = 1.11 \%$$

Entonces; 1.11 % < 2 % (Satisface condición).

Este procedimiento se realiza con los demás pisos.

ANEXO 14

ANÁLISIS DE LOS EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN (P- Δ) E ÍNDICE DE ESTABILIDAD SEGÚN ESPECIFICACIONES NEC- 15

El índice de estabilidad (Q_i) se calcula con la ecuación 3-65.

El análisis en el piso 8:

$$Q_i = \frac{(450.30ton)(0.5461cm)}{(71.38Ton)(350cm)} = 0.0098$$

Condición: $Q_i < 0.30$

Entonces; 0.0098 < 0.30 (Satisface condición).

Este procedimiento se realiza con los demás pisos.

Tabla A14.1: Desplazamiento resultante del centro de masas con sismo en dirección X (NEC-15).

Piso	Nodo	Desplazamiento x (cm)	Desplazamiento y (cm)	Desplazamiento resultante (cm)
PISO 8	168	6,5488	0,0158	6,5488
PISO 7	167	6,0027	0,0128	6,0027
PISO 6	166	5,2559	0,0098	5,2559
PISO 5	165	4,3208	0,0069	4,3208
PISO 4	164	3,2520	0,0043	3,2520
PISO 3	163	2,1472	0,0022	2,1472
PISO 2	159	1,1240	0,0008	1,1240
PISO 1	134	0,3403	0,0001	0,3403

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Tabla A14.2: Desplazamiento resultante del centro de masas con sismo en dirección Y (NEC-15).

Piso	Nodo	Desplazamiento x (cm)	Desplazamiento y (cm)	Desplazamiento resultante (cm)
PISO 8	168	0.0294	7.0829	7.0830
PISO 7	167	0.0255	6.3286	6.3287
PISO 6	166	0.0201	5.4170	5.4170
PISO 5	165	0.0148	4.3594	4.3594
PISO 4	164	0.0100	3.2137	3.2137
PISO 3	163	0.0058	2.0742	2.0742
PISO 2	159	0.0026	1.0592	1.0592
PISO 1	134	0.0007	0.3110	0.3110

a) Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

ANEXO 15

ANÁLISIS LINEAL PARA PRE-DISEÑO SEGÚN ESPECIFICACIONES NEC-15

Tabla A15.1: Derivas inelásticas con sismo en dirección X (NEC-15).

Piso	Nodo	Desplazamiento resultante (cm)	Δ_E	$\Delta_{m\acute{a}x}$ (%)	$\Delta_{m\acute{a}x} < 2\%$ (NEC-15)
PISO 8	S27	8.3359	0.0026	1.56%	SI CUMPLE
PISO 7	S54	7.4254	0.0031	1.86%	SI CUMPLE
PISO 6	S81	6.3388	0.0036	2.14%	NO CUMPLE
PISO 5	S108	5.0881	0.0038	2.31%	NO CUMPLE
PISO 4	S137	3.7415	0.0038	2.28%	NO CUMPLE
PISO 3	S171	2.4086	0.0034	2.03%	NO CUMPLE
PISO 2	S201	1.2267	0.0025	1.49%	SI CUMPLE
PISO 1	S230	0.3591	0.0010	0.62%	SI CUMPLE

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Tabla A15.2: Irregularidad torsional con sismo en dirección X (NEC-15).

Nodo	Desplazamiento resultante (cm)	Δ_E	$\Delta_{m\acute{a}x}$ (cm)	1,2 * PROMEDIO Δ_E (cm)	$\Delta_{m\acute{a}x} < 1,2^*$ PROMEDIO Δ_E
114	2.9177	0.0029	0.0038	0.0041	NO HAY TORSION EXCESIVA
143	1.8858				
137	3.7415	0.0038			
171	2.4086				

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Tabla A15.3: Desplazamiento resultante del centro de masas con sismo en dirección X (NEC-15).

Piso	Nodo	Desplazamiento x (cm)	Desplazamiento y (cm)	Desplazamiento resultante (cm)
PISO 8	D8	7.0827	0.0294	7.0828
PISO 7	D7	6.3285	0.0255	6.3286
PISO 6	D6	5.4169	0.0201	5.4169
PISO 5	D5	4.3593	0.0148	4.3593
PISO 4	D4	3.2136	0.0100	3.2136
PISO 3	D3	2.0741	0.0058	2.0741
PISO 2	D2	1.0592	0.0026	1.0592
PISO 1	D1	0.3110	0.0007	0.3110

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Tabla A15.4: Índice de estabilidad con sismo en dirección X (NEC-15).

Piso	Pi (Ton)	Vi (Ton)	Δ_i (cm)	Qi	Qi \leq 0,30
PISO 8	450.30	71.38	0.7542	0.0136	SI CUMPLE
PISO 7	1258.54	166.16	0.9116	0.0197	SI CUMPLE
PISO 6	2071.23	244.65	1.0576	0.0256	SI CUMPLE
PISO 5	2883.92	306.92	1.1457	0.0308	SI CUMPLE
PISO 4	3701.06	354.15	1.1395	0.0340	SI CUMPLE
PISO 3	4518.21	386.93	1.0149	0.0339	SI CUMPLE
PISO 2	5339.80	406.65	0.7482	0.0281	SI CUMPLE
PISO 1	6161.39	414.83	0.3110	0.0132	SI CUMPLE

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Tabla A15.5: Derivas inelásticas con sismo en dirección Y (NEC-15).

Piso	Nodo	Desplazamiento resultante (cm)	Δ_E	$\Delta_{m\acute{a}x}$ (%)	$\Delta_{m\acute{a}x} < 2\%$ (NEC-15)
PISO 8	S6	8.3733	0.0026	1.57%	SI CUMPLE
PISO 7	S33	7.4577	0.0031	1.87%	SI CUMPLE
PISO 6	S60	6.3656	0.0036	2.15%	NO CUMPLE
PISO 5	S87	5.1092	0.0039	2.32%	NO CUMPLE
PISO 4	S114	3.7567	0.0038	2.29%	NO CUMPLE
PISO 3	S143	2.4181	0.0034	2.03%	NO CUMPLE
PISO 2	S178	1.2315	0.0025	1.49%	SI CUMPLE
PISO 1	S207	0.3604	0.0010	0.62%	SI CUMPLE

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Tabla A15.6: Irregularidad torsional con sismo en dirección Y (NEC-15).

Nodo	Desplazamiento resultante (cm)	Δ_E	$\Delta_{m\acute{a}x}$ (cm)	1,2 * PROMEDIO Δ_E (cm)	$\Delta_{m\acute{a}x} < 1,2*$ PROMEDIO Δ_E
S135	3.7416	0.0038	0.0038	0.0041	NO HAY TORSION EXCESIVA
S169	2.4087				
S126	2.9177	0.0029			
S155	1.8859				

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Tabla A15.7: Desplazamiento resultante del centro de masas con sismo en dirección Y (NEC-15).

Piso	Nodo	Desplazamiento x (cm)	Desplazamiento y (cm)	Desplazamiento resultante (cm)
PISO 8	D8	0.0294	7.0829	7.0830
PISO 7	D7	0.0255	6.3286	6.3287
PISO 6	D6	0.0201	5.4170	5.4170
PISO 5	D5	0.0148	4.3594	4.3594
PISO 4	D4	0.0100	3.2137	3.2137
PISO 3	D3	0.0058	2.0742	2.0742
PISO 2	D2	0.0026	1.0592	1.0592
PISO 1	D1	0.0007	0.3110	0.3110

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Tabla A15.8: Índice de estabilidad con sismo en dirección Y (NEC-15).

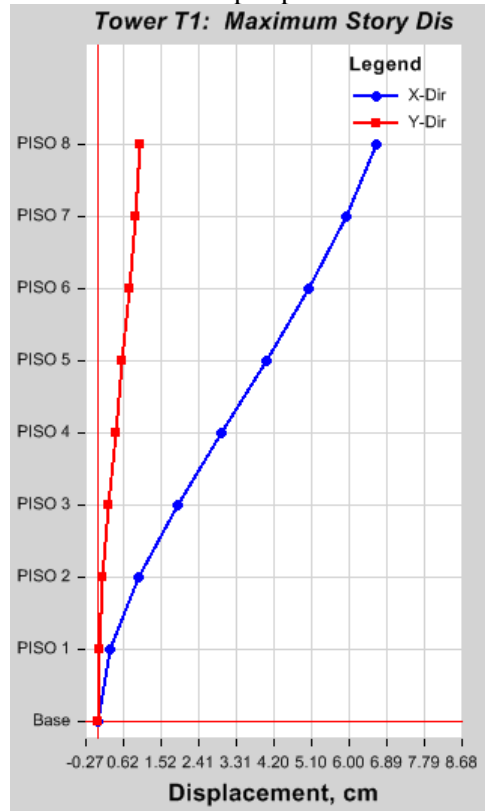
Piso	Pi (Ton)	Vi (Ton)	Δ_i (cm)	Qi	Qi \leq 0,30
PISO 8	450.30	71.38	0.7543	0.0136	SI CUMPLE
PISO 7	1258.54	166.16	0.9116	0.0197	SI CUMPLE
PISO 6	2071.23	244.65	1.0576	0.0256	SI CUMPLE
PISO 5	2883.92	306.92	1.1457	0.0308	SI CUMPLE
PISO 4	3701.06	354.15	1.1395	0.0340	SI CUMPLE
PISO 3	4518.21	386.93	1.0150	0.0339	SI CUMPLE
PISO 2	5339.80	406.65	0.7482	0.0281	SI CUMPLE
PISO 1	6161.39	414.83	0.3110	0.0132	SI CUMPLE

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

ANEXO 16

ANÁLISIS LINEAL DEL DISEÑO SEGÚN ESPECIFICACIONES NEC-15

Gráfico A16.1: Desplazamiento máximo por piso con sismo en dirección X (NEC-15).



Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Tabla A16.1: Derivas inelásticas con sismo en dirección X (NEC-15).

Piso	Nodo	Desplazamiento resultante (cm)	ΔE	$\Delta_{\text{máx}}$ (%)	$\Delta_{\text{máx}} < 2\%$ (NEC-15)
PISO 8	S27	6.6407	0.0021	1.25%	SI CUMPLE
PISO 7	S54	5.9094	0.0025	1.49%	SI CUMPLE
PISO 6	S81	5.0373	0.0029	1.72%	SI CUMPLE
PISO 5	S108	4.0361	0.0031	1.84%	SI CUMPLE
PISO 4	S137	2.9618	0.0030	1.82%	SI CUMPLE
PISO 3	S171	1.9027	0.0027	1.60%	SI CUMPLE
PISO 2	S201	0.9670	0.0020	1.17%	SI CUMPLE
PISO 1	S230	0.2825	0.0008	0.48%	SI CUMPLE

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Tabla A16.2: Irregularidad torsional con sismo en dirección X (NEC-15).

Nodo	Desplazamiento resultante (cm)	ΔE	$\Delta_{\text{máx}}$ (cm)	1,2* PROMEDIO ΔE (cm)	$\Delta_{\text{máx}} < 1,2^*$ PROMEDIO ΔE
S114	2.3093	0.0023	0.0030	0.0032	NO HAY TORSION EXCESIVA
S143	1.4893				
S137	2.9618	0.0030			
S171	1.9027				

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Tabla A16.3: Desplazamiento resultante del centro de masas con sismo en dirección X (NEC-15).

Piso	Nodo	Desplazamiento x (cm)	Desplazamiento y (cm)	Desplazamiento resultante (cm)
PISO 8	D8	5.6419	0.0235	5.6419
PISO 7	D7	5.0360	0.0204	5.0360
PISO 6	D6	4.3044	0.0160	4.3044
PISO 5	D5	3.4577	0.0118	3.4577
PISO 4	D4	2.5436	0.0079	2.5436
PISO 3	D3	1.6382	0.0046	1.6382
PISO 2	D2	0.8348	0.0021	0.8348
PISO 1	D1	0.2446	0.0005	0.2446

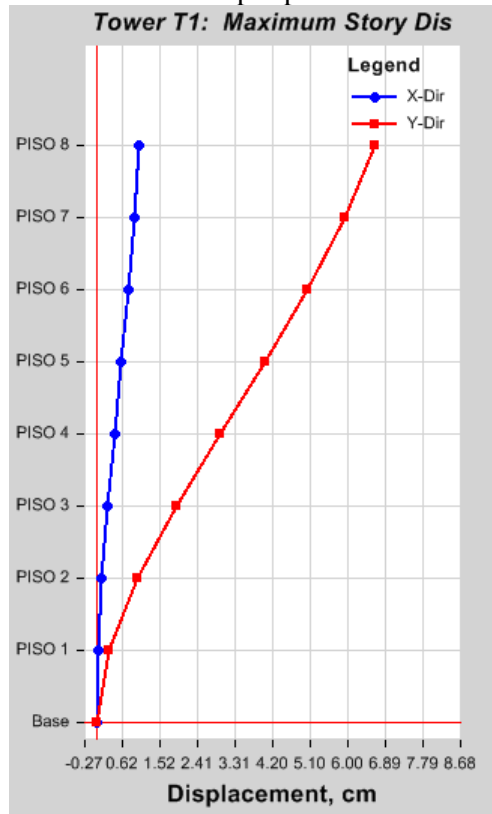
Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Tabla A16.4: Índice de estabilidad con sismo en dirección X (NEC-15).

Piso	Pi (Ton)	Vi (Ton)	Δ_i (cm)	Qi	Qi ≤ 0,30
PISO 8	442.27	57.70	0.6059	0.0133	SI CUMPLE
PISO 7	1255.83	135.01	0.7316	0.0194	SI CUMPLE
PISO 6	2073.84	197.56	0.8467	0.0254	SI CUMPLE
PISO 5	2891.86	245.84	0.9141	0.0307	SI CUMPLE
PISO 4	3714.32	281.26	0.9054	0.0342	SI CUMPLE
PISO 3	4536.79	304.80	0.8034	0.0342	SI CUMPLE
PISO 2	5363.70	318.13	0.5902	0.0284	SI CUMPLE
PISO 1	6190.62	323.11	0.2446	0.0134	SI CUMPLE

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Gráfico A16.2: Desplazamiento máximo por piso con sismo en dirección Y (NEC-15).



Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Tabla A16.5: Derivas inelásticas con sismo en dirección Y (NEC-15).

Piso	Nodo	Desplazamiento resultante (cm)	ΔE	$\Delta_{\text{máx}}$ (%)	$\Delta_{\text{máx}} < 2\%$ (NEC-15)
PISO 8	S6	6.6704	0.0021	1.26%	SI CUMPLE
PISO 7	S33	5.9352	0.0025	1.50%	SI CUMPLE
PISO 6	S60	5.0587	0.0029	1.72%	SI CUMPLE
PISO 5	S87	4.0529	0.0031	1.85%	SI CUMPLE
PISO 4	S114	2.9738	0.0030	1.82%	SI CUMPLE
PISO 3	S143	1.9102	0.0027	1.61%	SI CUMPLE
PISO 2	S178	0.9707	0.0020	1.18%	SI CUMPLE
PISO 1	S207	0.2835	0.0008	0.49%	SI CUMPLE

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Tabla A16.6: Irregularidad torsional con sismo en dirección Y (NEC-15).

Nodo	Desplazamiento resultante (cm)	Δ_E	$\Delta_{m\acute{a}x}$ (cm)	1,2* PROMEDIO Δ_E (cm)	$\Delta_{m\acute{a}x} < 1,2^*$ PROMEDIO Δ_E
S135	2.9619	0.0030	0.0030	0.0032	NO HAY TORSION EXCESIVA
S169	1.9027				
S126	2.3093	0.0023			
S155	1.4893				

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Tabla A16.7: Desplazamiento resultante del centro de masas con sismo en dirección Y (NEC-15).

Piso	Nodo	Desplazamiento x (cm)	Desplazamiento y (cm)	Desplazamiento resultante (cm)
PISO 8	D8	0.0235	5.6421	5.6421
PISO 7	D7	0.0204	5.0362	5.0362
PISO 6	D6	0.0160	4.3045	4.3045
PISO 5	D5	0.0118	3.4577	3.4577
PISO 4	D4	0.0079	2.5437	2.5437
PISO 3	D3	0.0046	1.6382	1.6382
PISO 2	D2	0.0021	0.8348	0.8348
PISO 1	D1	0.0005	0.2446	0.2446

Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Tabla A16.8: Índice de estabilidad con sismo en dirección Y (NEC-15).

Piso	Pi (Ton)	Vi (Ton)	Δ_i (cm)	Qi	Qi ≤ 0,30
PISO 8	442.27	57.70	0.6059	0.0133	SI CUMPLE
PISO 7	1255.83	135.01	0.7317	0.0194	SI CUMPLE
PISO 6	2073.84	197.56	0.8468	0.0254	SI CUMPLE
PISO 5	2891.86	245.84	0.9140	0.0307	SI CUMPLE
PISO 4	3714.32	281.26	0.9055	0.0342	SI CUMPLE
PISO 3	4536.79	304.80	0.8034	0.0342	SI CUMPLE
PISO 2	5363.70	318.13	0.5902	0.0284	SI CUMPLE
PISO 1	6190.62	323.11	0.2446	0.0134	SI CUMPLE

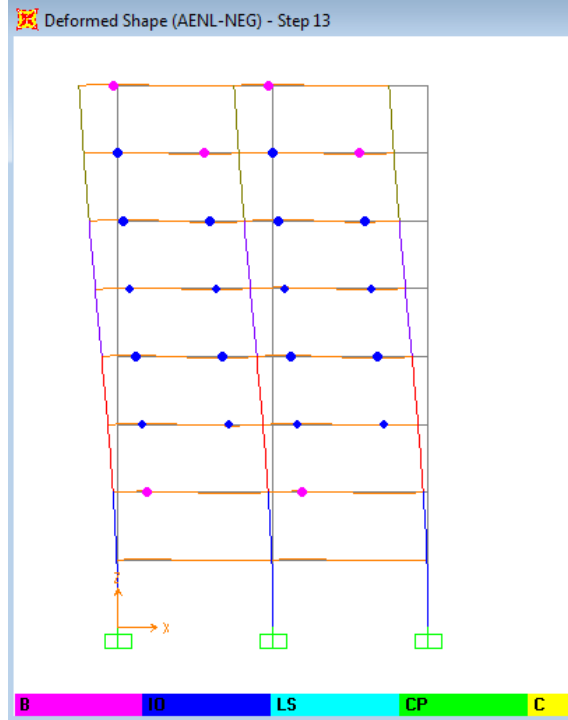
Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

ANEXO 17

ANÁLISIS NO LINEAL DEL DISEÑO NEC-15

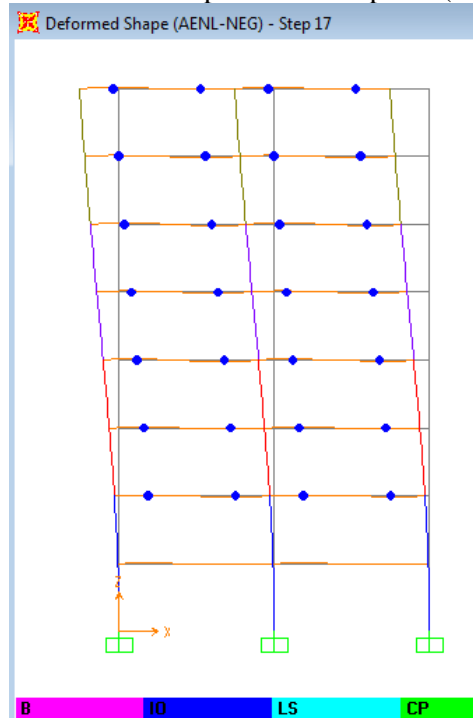
a) Gráficos de etapas del análisis no lineal con sismo en dirección X.

Gráfico A17.1: Rótula plástica en etapa 13 (NEC-15).



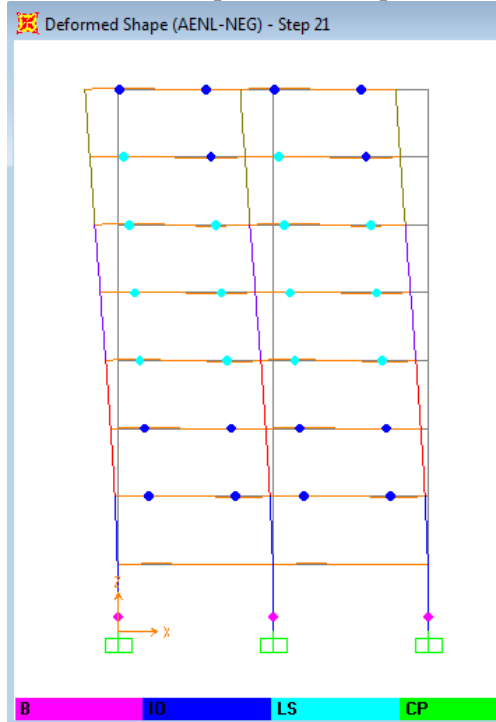
Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Gráfico A17.2: Rótula plástica en etapa 17 (NEC-15).



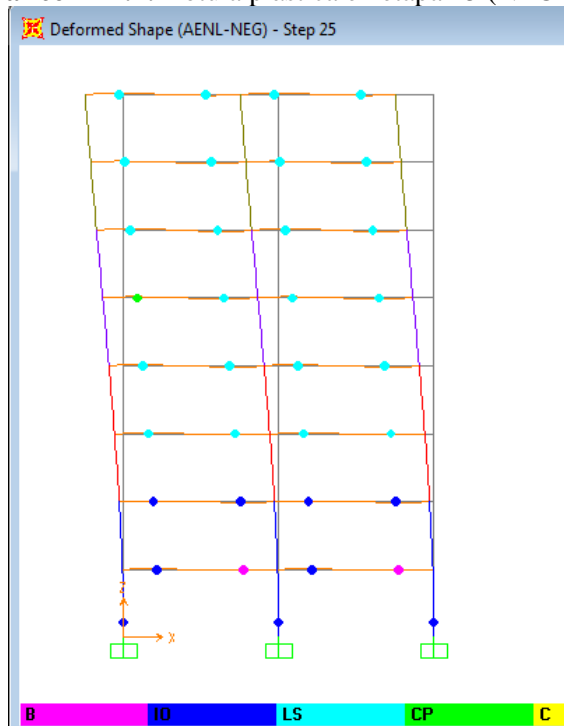
Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Gráfico A17.3: Rótula plástica en etapa 21 (NEC-15).



Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Gráfico A17.4: Rótula plástica en etapa 25 (NEC-15).



Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

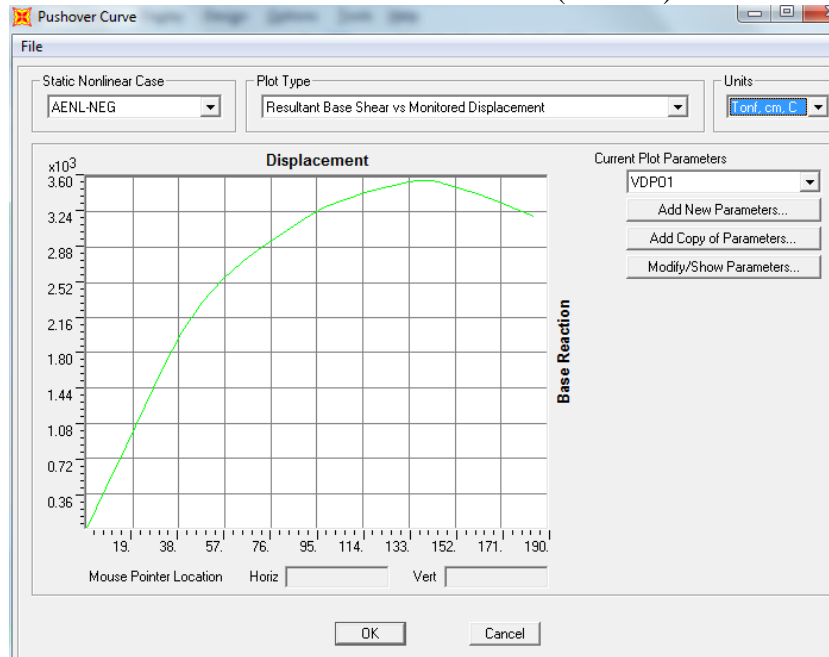
b) Resultados del análisis no lineal con sismo en dirección Y.

Tabla A17.1: Resultados de la gráfica capacidad vs desplazamiento (NEC-15).

Etapa	Desplazamiento	Cortante Basal	Desempeño Elástico	Desempeño Inelástico con baja demanda de ductilidad	Desempeño Inelástico con alta demanda de ductilidad
	Cm	Ton			
0	0.003054	0	1104	0	0
1	8.003054	419.8625	1104	0	0
2	16.003054	839.7251	1104	0	0
3	24.003054	1259.5876	1104	0	0
4	31.295286	1642.3045	1103	1	0
5	39.348843	2012.465	1051	38	15
6	47.696539	2316.0001	985	49	70
7	56.060608	2552.0241	910	59	135
8	64.282475	2733.8025	851	48	205
9	72.305046	2882.8759	822	22	260
10	80.852711	3031.6415	809	15	260
11	89.615702	3175.7537	794	20	222
12	98.212319	3294.5195	774	23	189
13	106.473424	3372.4031	760	11	159
14	116.543465	3448.3437	753	7	101
15	124.845753	3507.281	741	14	78
16	132.880518	3549.8476	741	6	60
17	136.893074	3560.7357	741	0	66
18	138.038965	3561.9491	741	0	66
19	139.726331	3560.6764	741	0	64
20	140.898054	3560.3154	741	0	64
21	145.812019	3547.2264	741	0	54
22	146.435975	3544.6272	741	0	54
23	154.545283	3479.3618	741	0	35
24	162.609262	3411.1035	741	0	24
25	171.382962	3331.8365	741	0	12
26	179.82552	3248.8775	741	0	0
27	184.752121	3197.342	740	1	0
28	184.752183	3197.3416	740	1	0

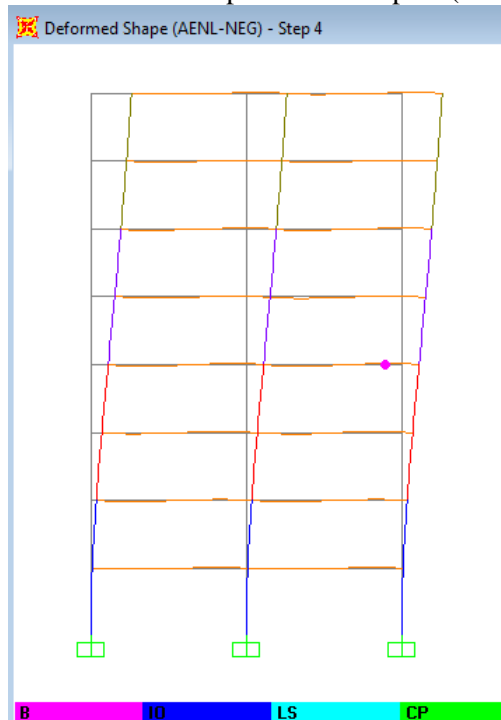
Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Gráfico A17.5: Curva Pushover (NEC-15).



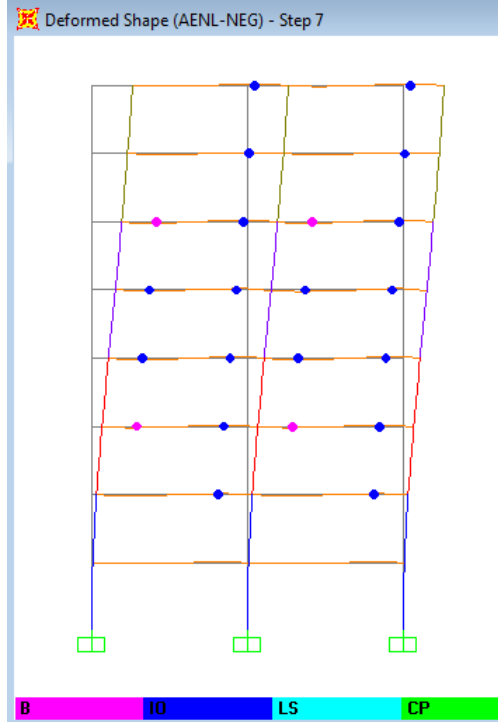
Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Gráfico A17.6: Rótula plástica en etapa 4 (NEC-15).



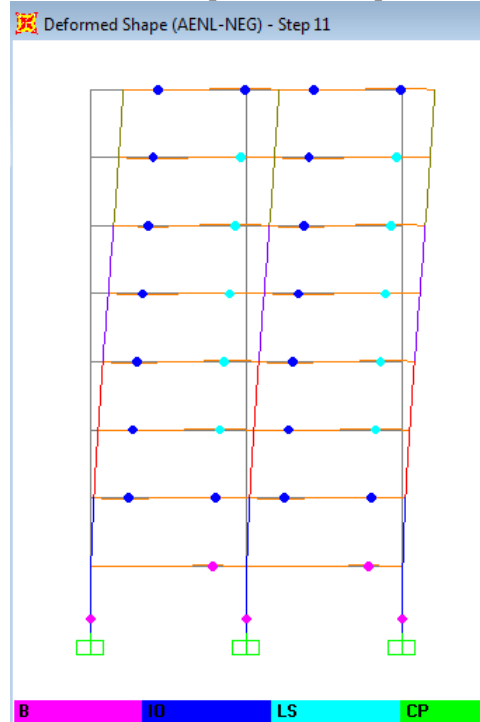
Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Gráfico A17.7: Rótula plástica en etapa 7 (NEC-15).



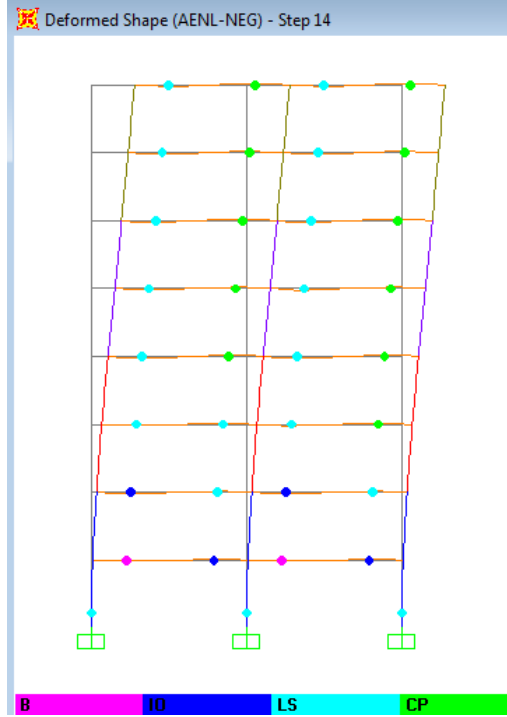
Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Gráfico A17.8: Rótula plástica en etapa 11 (NEC-15).



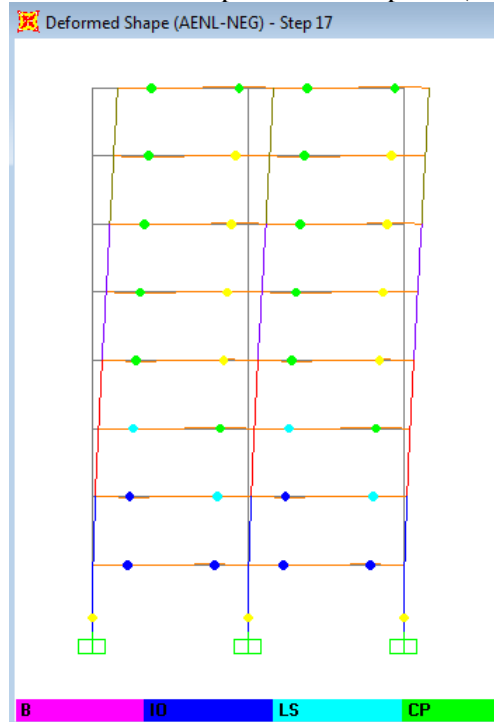
Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Gráfico A17.9: Rótula plástica en etapa 14 (NEC-15).



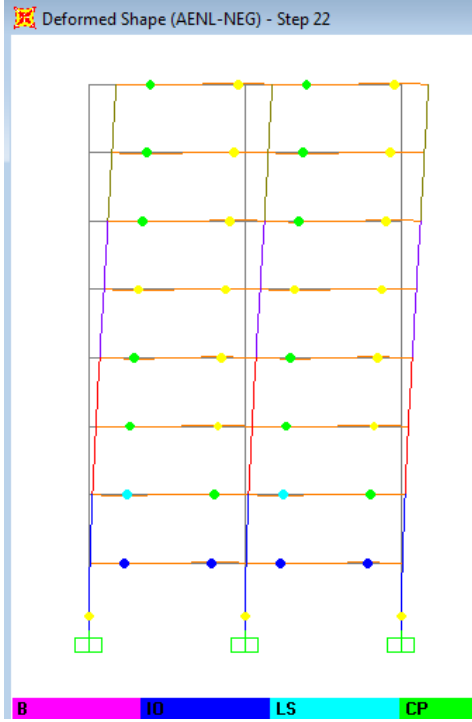
Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Gráfico A17.10: Rótula plástica en etapa 17 (NEC-15).



Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.

Gráfico A17.11: Rótula plástica en etapa 22 (NEC-15).



Fuente: Muñiz Orrala – Alarcón Ramírez.