



UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA

SEDE QUITO

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**ANÁLISIS Y DISEÑO SISMO RESISTENTE DE EDIFICIOS DE ACERO CON
MARCOS A MOMENTO, CONSIDERANDO COLUMNAS CRUCIFORMES Y
TUBULARES HUECAS**

Trabajo de titulación previo a la obtención del
título de Ingeniero e Ingeniera Civil

AUTORES: Carlos Miguel Aranda Salazar

Dayana Lizeth Jacho Moyón

TUTOR: Wilson Ramiro Torres Berni

Quito - Ecuador
2022

CERTIFICADO DE RESPONSABILIDAD Y AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Nosotros, Carlos Miguel Aranda Salazar con documento de identificación N° 0550231641 y Dayana Lizeth Jacho Moyón con documento de identificación N° 1720664323; manifestamos que:

Somos los autores y responsables del presente trabajo; y, autorizamos a que sin fines de lucro la Universidad Politécnica Salesiana pueda usar, difundir, reproducir o publicar de manera total o parcial el presente trabajo de titulación.

Quito, 08 de marzo del 2022

Atentamente,



Carlos Miguel Aranda Salazar

0550231641



Dayana Lizeth Jacho Moyón

1720664323

CERTIFICADO DE CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR DEL TRABAJO DE TITULACIÓN A LA UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA

Nosotros, Carlos Miguel Aranda Salazar con documento de identificación N° 0550231641 y Dayana Lizeth Jacho Moyón con documento de identificación N° 1720664323; expresamos nuestra voluntad y por medio del presente documento cedemos a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que somos autores del Proyecto Técnico: “Análisis y diseño sismo resistente de edificios de acero con marcos a momento, considerando columnas cruciformes y tubulares huecas”, el cual ha sido desarrollado para optar por el título de: Ingeniero e Ingeniera Civil, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

En concordancia con lo manifestado, suscribimos este documento en el momento que hacemos la entrega del trabajo final en formato digital a la Biblioteca de la Universidad PolitécnicaSalesiana.

Quito, 08 de marzo del 2022

Atentamente,



Carlos Miguel Aranda Salazar

0550231641



Dayana Lizeth Jacho Moyón

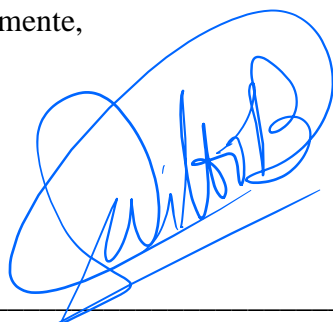
1720664323

CERTIFICADO DE DIRECCIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, Wilson Ramiro Torres Berni con documento de identificación N° 1710259845, docente de la Universidad Politécnica Salesiana, declaro que bajo mi tutoría fue desarrollado el trabajo de titulación: ANÁLISIS Y DISEÑO SISMO RESISTENTE DE EDIFICIOS DE ACERO CON MARCOS A MOMENTO, CONSIDERANDO COLUMNAS CRUCIFORMES Y TUBULARES HUECAS, realizado por Carlos Miguel Aranda Salazar con documento de identificación N° 0550231641 y por Dayana Lizeth Jacho Moyón documento de identificación N° 1720664323, obteniendo como resultado final el trabajo de titulación bajo la opción de Proyecto Técnico que cumple con todos los requisitos determinados por la Universidad Politécnica Salesiana.

Quito, 08 de marzo del 2022

Atentamente,



Ing. Wilson Ramiro Torres Berni, PhD.

1710259845

AGRADECIMIENTO

Al finalizar este trabajo quiero utilizar este espacio para agradecer a Dios por todas sus bendiciones a lo largo de la carrera, a mis padres que han sabido darme su ejemplo de trabajo y honradez y a mis amigos de la facultad con los que luchamos cada día para poder salir a delante pese a las adversidades que se presentaron en el camino.

Finalmente quiero agradecer a nuestro tutor Ing. Wilson Torres por su apoyo en la realización de proyecto y al Ing. Gabriel Sánchez por compartir con nosotros sus conocimientos que fueron de gran ayuda en nuestra investigación.

CARLOS MIGUEL ARANDA SALAZAR

AGRADECIMIENTO

Inicio agradeciendo a Dios por bendecirme en toda la carrera universitaria, por brindarme la oportunidad de cada día empezar de nuevo con fuerzas y salud, el cual concluye cumpliendo una de las metas más anheladas de mi vida.

A mi madre, por ser mi fortaleza e inspiración diaria que, con su presencia misma, así como su incondicional apoyo moral me ha dado valor para seguir adelante y lograr todo lo propuesto. A mi hermana, mi compañera de vida, por soportarme en los peores días, por recargar mis días de alegría y ser mi motivación para seguir adelante. A mi padre por ser un ejemplo de constancia y dedicación, por todo el sacrificio que ha realizado para que pueda alcanzar mi sueño. Infinitas gracias a ustedes por ser el motor de mi vida.

A mis tíos, gracias por su cariño, ayuda brindada en mi vida universitaria y ser la guía para adentrarme en el mundo de la construcción y seguir esta increíble carrera.

A todos mis amigos que me acompañaron a la largo de la carrera, por compartir enseñanzas, pasatiempos y estar juntos en las buenas y malas circunstancias. A mi compañero de tesis Carlos A., por su apoyo y dedicación a nuestro trabajo.

Al Ing. Wilson Torres, por su apoyo y conocimientos compartidos durante la realización de la presente tesis y al Ing. Gabriel Sánchez, por la orientación y consejos brindados.

Finalmente, gracias a todos por acompañarme en esta travesía que culmina llena de increíbles experiencias.

DAYANA LIZETH JACHO MOYÓN

ÍNDICE GENERAL DE CONTENIDOS

CERTIFICADO DE RESPONSABILIDAD Y AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN	II
CERTIFICADO DE CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR DEL TRABAJO DE TITULACIÓN A LA UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA.....	III
CERTIFICADO DE DIRECCIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN	IV
AGRADECIMIENTO.....	V
AGRADECIMIENTO.....	VI
ÍNDICE GENERAL DE CONTENIDOS	VII
ÍNDICE DE TABLAS	XIII
ÍNDICE DE FIGURAS	XVI
RESUMEN	XXI
ABSTRACT	XXII
CAPÍTULO I	1
ANTECEDENTES Y GENERALIDADES.....	1
1.1. Antecedentes.....	1
1.2. Justificación	2
1.3. Objetivos.....	3
1.3.1 Objetivo General.....	3
1.3.2 Objetivos Específicos	3
CAPÍTULO II.....	5
FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA	5
2.1. Sistemas Resistentes NEC-2015.....	5
2.2. Sistemas Estructurales a Momento en Acero según AISC 341-16.....	5
2.2.1 Pórticos resistentes a momento (PRM)	6
2.2.2 Pórticos especiales resistentes a momento, SMF	6
2.2.3 Pórticos Intermedios Resistentes a Momento, IMF.....	7
2.2.4 Pórticos Ordinarios Resistentes a Momento, OMF	7
2.3. Consideraciones para el diseño de elementos en acero	8
2.3.1 Columnas Tubulares	8
2.3.1.1. Diseño a Compresión de columnas tubulares.....	8
2.3.1.2. Diseño a Flexión de columnas tubulares	12
2.3.1.3. Relación de Interacción de la Columna Tubular	15
2.3.2 Columnas Cruciformes	15

2.3.2.1. Propiedades Geométricas de la Columna cruciforme.....	16
2.3.2.2. Diseño a Compresión de columnas cruciformes	19
2.3.2.3. Diseño a Flexión de columnas cruciformes.....	20
2.3.2.4. Relación de Interacción para columnas cruciformes	23
2.3.3 Vigas y Viguetas armadas I.....	23
2.3.3.1. Diseño a Flexión	23
2.3.3.2. Resistencia a Corte Nominal	24
2.3.3.3. Verificación de Serviciabilidad	24
2.4. Rotulas plásticas	26
2.4.1 Rotulas en Vigas	26
2.4.2 Rotulas en Columnas	27
2.4.3 Momento Máximo Probable en la Rótula.....	28
2.4.4 Corte máximo en la Rotula Plástica.....	28
2.5. Conexiones	29
2.5.1 Clasificación de conexiones	29
2.5.1.1. Conexiones Simples.....	29
2.5.1.2. Conexiones Semi rígidas	29
2.5.1.3. Conexiones rígidas.....	29
2.5.2 Ángulo Deriva de Piso.....	30
2.5.3 Conexiones precalificadas según AISC 358-16	30
2.5.3.1. Soldaduras precalificadas	31
2.5.3.2. Pernos de alta resistencia.....	33
2.5.4 Conexión Precalificada en Edificios con Columnas Cruciformes.....	33
2.5.5 Conexión a momento de placa de extremo extendida atornillada	33
2.5.5.1. Conexión a momento de placa de extremo extendida de cuatro pernos sin rigidizadores.....	34
2.5.6 Placas de continuidad.	42
2.5.6.1. Consideraciones de diseño de la placa de continuidad.....	42
2.5.7 Criterio de Columna fuerte-Viga débil.....	45
2.5.7.1. Resistencia a Cortante por Capacidad	45
2.5.7.2. Relación que satisface el Criterio	46
2.5.8 Zona panel	46
2.5.9 Consideraciones de diseño para pórticos SMF y IMF.....	47
2.6. Desempeño Sísmico.....	48

2.6.1	Diseño sísmico basado en el desempeño	48
2.6.2	Niveles de Desempeño Sísmico	49
2.6.2.1.	Niveles de Desempeño según el Comité Visión 2000.....	49
2.6.2.2.	Niveles de Desempeño según el ATC-40.....	50
2.6.3	Objetivos de Desempeño	52
2.6.3.1.	Objetivos de Desempeño según el Comité Visión 2000	52
2.6.3.2.	Objetivos de Desempeño según el ATC-40.....	53
2.7.	Demanda sísmica	53
2.7.1	Niveles de Amenazas Sísmicas	54
2.7.1.1.	Amenaza sísmica según ATC-40.....	54
2.7.1.2.	Amenaza sísmica según NEC-2015.....	54
2.7.2	Espectro de diseño según la NEC-2015	55
2.7.2.1.	Espectro de Diseño	55
2.8.	Capacidad de la Estructura	57
2.8.1	Edificios ante Cargas Laterales	57
2.8.1.1.	Cargas Laterales según NEC 2015	58
2.9.	Análisis Estático No Lineal “Pushover”	58
2.9.1	Limitaciones para ingresar en un Análisis Pushover	59
2.9.2	Evaluación y resultados del Análisis Pushover	60
2.9.3	Modelo Esfuerzo-Deformación del Acero.....	60
2.9.3.1.	Modelo Elastoplástico Perfecto	60
2.9.4	Modelo Inelástico de los Elementos	61
2.9.4.1.	Diagrama de Momento-Rotación	61
2.9.4.2.	Diagrama Momento-Rotación de Vigas	62
2.9.4.3.	Diagrama Momento-Rotación de Columnas	64
2.9.4.4.	Criterios de Aceptación no Lineales.....	65
2.9.5	Curva de capacidad.....	66
2.9.5.1.	Ductilidad	67
2.9.5.2.	Sobre resistencia	68
2.10.	Estimación del Punto de Desempeño	68
2.10.1	Método del Espectro de Capacidad	69
2.10.1.1.	Propuesta según el ATC-40.....	69
2.10.1.2.	Propuesta según el FEMA 440	72

2.10.2	Método de Coeficientes	78
2.10.2.1.	Propuesta del FEMA 356.....	78
2.10.2.2.	Propuesta del FEMA 440 y el ASCE/SEI 41-13	80
2.11.	Evaluación de Desempeño Sísmico.....	82
2.11.1	Límites de Aceptabilidad Global	83
CAPÍTULO III		84
METODOLOGÍA.....		84
3.1.	Descripción General de los Edificios	84
3.1.1	Propiedades de los Materiales	84
3.2.	Bases de Diseño	85
3.2.1	Normativa utilizada	85
3.2.2	Análisis de Carga.....	85
3.2.3	Predimensionamiento de Elementos.....	86
3.2.3.1.	Vigas de Acero	86
3.2.3.2.	Columnas de Acero.....	87
3.2.4	Análisis Sísmico	89
3.2.4.1.	Parámetros Sísmicos	89
3.2.4.2.	Espectros de Diseño.....	90
3.2.4.3.	Coeficiente Sísmico	92
3.2.5	Secciones consideradas en el Diseño.....	93
3.2.6	Determinación del Cortante Basal	93
CAPITULO IV.....		95
DISEÑO DE EDIFICIOS DE ACERO		95
4.1.	Método de diseño.....	95
4.2.	Combinaciones de cargas para diseño	95
4.3.	Diseño de Edificios con columnas tubulares	95
4.3.1	Edificio de tres pisos.....	96
4.3.2	Edificio de seis pisos	99
4.4.	Diseño de Edificios con columnas cruciformes.....	102
4.4.1	Edificio de tres pisos.....	102
4.4.2	Edificio de seis pisos	105
4.5.	Diseño de Conexión Precalificada.....	108
4.5.1	Diseño de la conexión placa extremo extendida de cuatro pernos sin rigidizadores (BUEEP 4E).....	108
4.5.1.1.	Especificaciones del material	109

4.5.1.2.	Propiedades de la viga y columna	109
4.5.1.3.	Límites de precalificación.....	109
4.5.1.4.	Diseño de la placa extremo y pernos	110
4.5.1.5.	Diseño del lado de la Columna.....	116
4.5.2	Diseño de la Placa de Continuidad	118
4.6.	Revisión de Columna fuerte-Viga Débil	121
4.6.1	Cortante por Capacidad en Elementos Diseñados	121
4.6.2	Relación Columna-Viga	122
4.7.	Modelado de las estructuras en SAP2000	123
CAPÍTULO V		124
EVALUACIÓN SÍSMICA Y PROCEDIMIENTO ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER)		124
5.1.	Evaluación Sísmica.....	124
5.1.1	Edificios con Columnas Tubulares	124
5.1.1.1.	Edificio de tres pisos.....	124
5.1.1.2.	Edificio de seis pisos	126
5.1.2	Edificios con columnas cruciformes.....	128
5.1.2.1.	Edificio de tres pisos.....	128
5.1.2.2.	Edificio de seis pisos	130
5.2.	Análisis Estático No Lineal (Pushover).....	133
5.2.1	Modelos Inelásticos de los Materiales.....	133
5.2.1.1.	Acero ASTM A36.....	133
5.2.1.2.	Hormigón.....	134
5.2.2	Rótulas plásticas en Elementos Estructurales.....	136
5.2.2.1.	Rótulas en Edificios con Columnas Cruciformes.....	136
5.2.2.2.	Rótulas en Edificios con Columnas Tubulares	139
5.2.3	Patrón de Cargas Laterales	142
5.2.3.1.	Comparación de Cargas Laterales	143
5.2.3.2.	Colocación de Cargas Laterales en SAP2000	144
5.2.4	Casos de Carga	144
5.2.4.1.	Carga Gravitacional no Lineal.....	144
5.2.4.2.	Carga Pushover.....	146
5.2.5	Resultados del Análisis Pushover.....	147
5.2.5.1.	Modelos con Columnas Cruciformes	148

5.2.5.2. Modelos con Columnas Tubulares	152
5.2.6 Curvas de Capacidad	156
5.2.6.1. Curvas de Capacidad	156
5.2.6.2. Puntos de Interés de la Curva de Capacidad.....	158
5.3. Análisis Dinámico No Lineal	158
5.3.1 Registro sísmico.....	159
5.3.2 Caso de carga.....	159
CAPÍTULO VI.....	162
EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO E INTERPRETACION DE RESULTADOS	162
6.1. Objetivos de Desempeño	162
6.2. Espectros de Demanda Sísmica.....	162
6.3. Método Espectro de Capacidad por el FEMA 440.....	163
6.3.1 Proceso en Edificios con Columnas Cruciformes	165
6.3.2 Proceso en Edificios con Columnas Tubulares	167
6.3.3 Puntos de Desempeño.....	169
6.4. Representación Bilineal según el FEMA 356.....	169
6.4.1 Edificios con Columnas Cruciformes	170
6.4.2 Edificios con Columnas Tubulares	172
6.5. Método de Coeficientes según FEMA 440.....	174
6.5.1 Puntos de Desempeño.....	175
6.6. Evaluación del Desempeño sísmico	175
6.6.1 Evaluación para el Método del Espectro de Capacidad.....	175
6.6.1.1. Edificios con Columnas Cruciformes.....	176
6.6.1.2. Edificios con Columnas Tubulares	178
6.6.2 Puntos de interés del análisis Tiempo – Historia.....	182
6.6.3 Rotulas Plásticas por el análisis Tiempo – Historia.....	180
CONCLUSIONES	183
RECOMENDACIONES	185
REFERENCIAS	186
ANEXOS	192

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1	Factores de Fluencia y Tensión Probable para Materiales de Acero.....	28
Tabla 2	Resistencia de Diseño a Cortante	43
Tabla 3	Requerimientos de Diseño entre los Sistemas SMF e IMF	47
Tabla 4	Niveles de Desempeño y Descripción de los Estados de Daño.....	49
Tabla 5	Niveles de Desempeño para las Estructuras	52
Tabla 6	Objetivos de Seguridad Básica para Estructuras Convencionales.....	53
Tabla 7	Niveles de Amenaza Sísmica según NEC-2015.....	54
Tabla 8	Valores del Factor Z en función de la zona Sísmica	55
Tabla 9	Parámetros para Procedimientos no lineales de una Viga.....	63
Tabla 10	Ejemplo de Momento-Rotación de una Viga	63
Tabla 11	Parámetros para Procedimientos no lineales de una Columna	64
Tabla 12	Ejemplo de aplicación de valores de Momento-Rotación de una Columna...	65
Tabla 13	Valores para el Factor de Modificación C0	81
Tabla 14	Propiedades del Hormigón, Acero y Panel Metálico	84
Tabla 15	Cargas colocadas en las Estructuras modeladas	85
Tabla 16	Predimensionamiento de Vigas	87
Tabla 17	Predimensionamiento de Columnas	88
Tabla 18	Datos Empleados para el Espectro de Sismo Diseño de la NEC 2015	90
Tabla 19	Periodos usados el Espectro de Diseño de la NEC 2015.....	90
Tabla 20	Datos empleados para el Espectro Inelástico de Diseño de la NEC 2015.....	91
Tabla 21	Datos empleados para el Espectro Inelástico Diseño de la NEC 2015	92
Tabla 22	Coeficientes sísmicos de cada Estructura Analizada.....	93
Tabla 23	Secciones finales del Sistema Estructural con Columnas Cruciformes	93
Tabla 24	Secciones finales del Sistema Estructural con Columnas Tubulares	93
Tabla 25	Cortante Basal de Edificios con Columnas Cruciformes	94
Tabla 26	Cortante Basal de Edificios con Columnas Tubulares	94
Tabla 27	Diseño de Columnas Tubulares Armadas-Edificio 3 Pisos.....	96
Tabla 28	Diseño de Vigas I Armadas-Edificio 3 Pisos	97
Tabla 29	Diseño de Viguetas I Armadas-Edificio 3 Pisos	98
Tabla 30	Diseño de Columnas Tubulares Armadas-Edificio 6 Pisos.....	99
Tabla 31	Diseño de Vigas I Armadas-Edificio 6 Pisos	100
Tabla 32	Diseño de Viguetas I Armadas-Edificio 6 Pisos	101
Tabla 33	Diseño de Columnas Cruciformes Armadas-Edificio 3 Pisos.....	102

Tabla 34 Diseño de Vigas I Armadas-Edificio 3 Pisos	103
Tabla 35 Diseño de Viguetas I Armadas- Edificio 3 Pisos	104
Tabla 36 Diseño de Columnas Cruciformes Armadas- Edificio 6 Pisos.....	105
Tabla 37 Diseño de Vigas I Armadas- Edificio 6 Pisos	106
Tabla 38 Diseño de Viguetas I Armadas- Edificio 6 Pisos	107
Tabla 39 Propiedades de los Materiales usados en el diseño de la Conexión	109
Tabla 40 Propiedades de la Viga más crítica.....	109
Tabla 41 Propiedades de la Columna más Crítica.....	109
Tabla 42 Revisión Preliminar a las Vigas	110
Tabla 43 Revisión Preliminar a las Columnas.....	110
Tabla 44 Limites Paramétricos de Precalificación	112
Tabla 45 Geometría de Conexión Seleccionada.....	112
Tabla 46 Cortante por Capacidad de los Elementos Diseñados	122
Tabla 47 Criterios de Columna fuerte- Viga débil de los Elementos Diseñados	122
Tabla 48 Derivas para el Caso “Sismo Dinámico X-Y” - Edificio 3 pisos	124
Tabla 49 Cortantes Dinámicos y Estáticos de SAP2000 - Edificio 3 pisos	125
Tabla 50 Comprobación del Corte Dinámico vs Corte Estático	125
Tabla 51 Participación de la Masa modal - Edificio 3 pisos	126
Tabla 52 Modos de vibración - Edificio 3 pisos.....	126
Tabla 53 Derivas para el Caso “Sismo Dinámico X-Y” - Edificio 6 pisos	126
Tabla 54 Cortantes Dinámicos y Estáticos de SAP2000 - Edificio 6 pisos	127
Tabla 55 Comprobación del Corte Dinámico vs Corte Estático	128
Tabla 56 Participación de la Masa modal - Edificio 6 pisos	128
Tabla 57 Modos de vibración - Edificio 6 pisos.....	128
Tabla 58 Derivas para el Caso “Sismo Dinámico X-Y” en Edificio 3 pisos.....	129
Tabla 59 Cortantes Dinámicos y Estáticos de SAP2000 - Edificio 3 Pisos	129
Tabla 60 Comprobación del Corte Dinámico vs Corte Estático	130
Tabla 61 Participación de la Masa modal - Edificio 3 Pisos	130
Tabla 62 Modos de vibración - Edificio 3 Pisos.....	130
Tabla 63 Derivas para el Caso “Sismo Dinámico X-Y” en Edificio 6 pisos.....	131
Tabla 64 Cortantes Dinámicos y Estáticos de SAP2000	132
Tabla 65 Comprobación del Corte Dinámico vs Corte Estático en Edificio 6 pisos...	132
Tabla 66 Participación de la Masa modal - Edificio 6 pisos	132
Tabla 67 Modos de vibración - Edificio 6 pisos.....	132
Tabla 68 Distancias relativas que se asignaran a las vigas en el programa SAP.....	137

Tabla 69	Distancias relativas que se asignaran a las columnas en el programa SAP..	139
Tabla 70	Asignación de las Rotulas Plásticas en Vigas por Flexión en SAP.....	140
Tabla 71	Fuerzas Laterales en la dirección “X” e “Y” del Edificio de 6 pisos con Columnas Cruciformes	142
Tabla 72	Fuerzas Laterales en la dirección “X” e “Y” del Edificio de 3 pisos con Columnas Cruciformes	142
Tabla 73	Fuerzas Laterales en la dirección “X” e “Y” del Edificio de 6 pisos con Columnas Tubulares	142
Tabla 74	Fuerzas Laterales en la dirección “X” e “Y” del Edificio de 3 pisos con Columnas Tubulares	143
Tabla 75	Fuerzas Manuales vs Fuerzas SAP2000 del Edificio de 6 pisos	143
Tabla 76	Fuerzas Manuales vs Fuerzas SAP2000 del Edificio de 3 pisos	143
Tabla 77	Puntos de Interés de los Edificios Modelados	158
Tabla 78	Ductilidad y Sobre resistencia de los Edificios Modelados	158
Tabla 79	<i>PF1</i> y <i>Øtecho</i> del Edificio de 6 pisos con Columnas Cruciformes en la dirección X e Y	165
Tabla 80	<i>PF1</i> y <i>Øtecho</i> del Edificio de 3 pisos con Columnas Cruciformes en la dirección X e Y	165
Tabla 81	<i>PF1</i> y <i>Øtecho</i> del Edificio de 6 pisos con Columnas Tubulares en la dirección X e Y	167
Tabla 82	<i>PF1</i> y <i>Øtecho</i> del Edificio de 3 pisos con Columnas Tubulares en la dirección X e Y	167
Tabla 83	Puntos de Desempeño de los Edificios con Columnas Cruciformes.....	169
Tabla 84	Puntos de Desempeño de los Edificios con Columnas Tubulares.....	169
Tabla 85	Puntos de Desempeño de los Edificio con Columnas Cruciformes	175
Tabla 86	Puntos de Desempeño de los Edificio con Columnas Tubulares	175
Tabla 87	Evaluación del Desempeño Sísmico para todos los Edificios.....	180
Tabla 88	Desplazamientos máximos por análisis TIEMPO - HISTORIA	182

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Planta de Edificio de Acero Estructural Compuesto por Pórticos Resistentes a Momento y Gravitacionales.....	5
Figura 2 Pórtico Resistente a Momento	6
Figura 3 Desplazamiento de la estructura y Formación de rótulas plásticas en columnas	7
Figura 4 Sección Tubular Cuadrada y Rectangular.....	8
Figura 5 Sección típica de una columna cruciforme	16
Figura 6 Dimensiones de una sección Cruciforme Simétrica y Asimétrica.....	16
Figura 7 Sección transversal de una sección cruciforme.....	18
Figura 8 Dimensiones de una sección I Armada Transversal	23
Figura 9 Rotulas plásticas en las vigas	27
Figura 10 Rotulas plásticas en las Columnas	27
Figura 11 Cortante máximo en la Rotula Plástica.....	28
Figura 12 Angulo de deriva de entrepiso	30
Figura 13 Diseños 3D de las conexiones precalificadas del AISC 358 -16.....	31
Figura 14 Tipos de soldadura del tipo Ranura.....	32
Figura 15 Tipos de soldadura del tipo Filete	32
Figura 16 Configuraciones de Placas Extremas Extendidas	34
Figura 17 Ubicación de la Rotula Plástica	35
Figura 18 Geometría de la placa de extremo.....	36
Figura 19 Placas de Continuidad.....	42
Figura 20 Momentos y Fuerzas actuantes en la Conexión.....	45
Figura 21 Panel Nodal	47
Figura 22 Objetivo de Desempeño sísmico recomendados para Edificios	53
Figura 23 Espectro Sísmico Elástico de Aceleraciones del Sismo de Diseño	55
Figura 24 Patrones de Distribución de las Cargas Laterales	57
Figura 25 Secuencia del proceso de Análisis Estático No Lineal (AENL).....	59
Figura 26 Modelo Elastoplástico Perfecto	61
Figura 27 Relación fuerza-deformación generalizada para Elementos de Acero	62
Figura 28 Diagrama Momento-Rotación de una Viga	64
Figura 29 Diagrama Momento-Rotación de una Columna	65
Figura 30 Criterios de Aceptación No lineales.....	66
Figura 31 Curva de Capacidad	67

Figura 32 Comportamiento Dúctil y no Dúctil de una Estructura.....	67
Figura 33 Formato ADRS (S_a vs S_d).....	70
Figura 34 Conversión de la Curva de Capacidad a formato ADRS	71
Figura 35 Representación Bilineal del Espectro de Capacidad.....	72
Figura 36 Espectro de Respuesta Modificado MADRS.....	75
Figura 37 Espectro de Demanda Inicial y Espectro de Capacidad.....	76
Figura 38 Representación Bilineal en Espectro de Demanda Inicial y Espectro de Capacidad	77
Figura 39 Determinación del Máximo Desplazamiento Esperado.....	77
Figura 40 Punto de Intersección del Espectro de Demanda y Capacidad	78
Figura 41 Representación Bilineal según el FEMA 356.....	80
Figura 42 Curva Idealizada Fuerza-Desplazamiento según FEMA 440.....	81
Figura 43 Sectorización por Niveles de Desempeño del Modelo Bilineal de la Curva de Capacidad	83
Figura 44 Estructuración de Piso en el Sistema Estructural de Pórticos.....	89
Figura 45 Espectro Elástico e Inelástico de Diseño para un R de 8.....	91
Figura 46 Espectro Elástico e Inelástico de Diseño para un R de 4.5.....	92
Figura 47 Placas de Continuidad en Columna Cruciforme.....	118
Figura 48 Vista del Edificio de 6 pisos en planta y 3D - Sistema Estructural de Pórticos	123
Figura 49 Vista del Edificio de 3 pisos en planta y 3D - Sistema Estructural de Pórticos	123
Figura 50 Derivas en X-Y respecto a la Altura del Edificio 3 pisos	125
Figura 51 Derivas en X-Y respecto a la Altura del Edificio 6 pisos	127
Figura 52 Derivas en X-Y respecto a la Altura del Edificio 3 Pisos.....	129
Figura 53 Derivas en X-Y respecto a la Altura del Edificio en Edificio 6 pisos	131
Figura 54 Ingreso de los datos del Material de Acero.....	133
Figura 55 Ingreso de la no linealidad del Acero en SAP2000	134
Figura 56 Modelo Elastoplástico del Esfuerzo- Deformación del Acero A 36.....	134
Figura 57 Ingreso de los datos del Material de Hormigón en SAP2000.....	135
Figura 58 Ingreso de la no linealidad del Hormigón en SAP2000.....	135
Figura 59 Modelo Esfuerzo- Deformación del Hormigón	136
Figura 60 Definición de rótula plástica por Flexión en las Vigas para Edificios con Columnas Cruciformes.....	137
Figura 61 Asignación de las Rótulas Plásticas en Vigas por Flexión en SAP	138

Figura 62 Definición de rótulas plástica por Flexión y Fuerza Axial en la Columna para Edificios con Columnas Cruciformes.....	138
Figura 63 Asignación de Rótulas Plástica en Columnas por Flexión y Fuerza Axial en SAP.....	139
Figura 64 Definición de rótula plástica por Flexión en las Vigas para Edificio con Columnas Tubulares.....	140
Figura 65 Definición de rótula plástica por Flexión y Fuerza Axial en la Columna para Edificios con Columnas Tubulares.....	141
Figura 66 Definición del Caso de Carga e Ingreso de cargas laterales en el sentido X-X.....	144
Figura 67 Condición Inicial de Cargas de Gravedad no Lineal.....	145
Figura 68 Punto de Control del Estado de Carga Gravitacional No Lineal.....	145
Figura 69 Caso de Carga para el Análisis Pushover X-X.....	146
Figura 70 Control de desplazamientos para el Caso de Carga Push X-X.....	147
Figura 71 Máximo y mínimo número de pasos para el Caso de Carga Push X-X.....	147
Figura 72 Primera Rótula del Edificio de 3 pisos con Columnas Cruciformes en el sentido X-X.....	148
Figura 73 Desplazamiento último antes del Colapso del Edificio de 3 pisos con Columnas Cruciformes en el sentido X-X.....	148
Figura 74 Primera Rótula del Edificio de 3 pisos con Columnas Cruciformes en el sentido Y-Y.....	149
Figura 75 Desplazamiento último antes del Colapso del Edificio de 3 pisos con Columnas Cruciformes en el sentido Y-Y.....	149
Figura 76 Primera Rótula del Edificio de 6 pisos con Columnas Cruciformes en el sentido X-X.....	150
Figura 77 Desplazamiento último antes del Colapso del Edificio de 6 pisos con Columnas Cruciformes en el sentido X-X.....	150
Figura 78 Primera Rotula del Edificio de 6 pisos con Columnas Cruciformes en el sentido Y-Y.....	151
Figura 79 Desplazamiento último antes del Colapso del Edificio de 6 pisos con Columnas Cruciformes en el sentido Y-Y.....	151
Figura 80 Primera Rótula del Edificio de 3 pisos con Columnas Tubulares en Sentido X-X.....	152
Figura 81 Desplazamiento último antes del Colapso del Edificio de 3 pisos con Columnas Tubulares en el sentido X-X.....	152

Figura 82 Primera Rótula del Edificio de 3 pisos con Columnas Tubulares en el sentido Y-Y	153
Figura 83 Desplazamiento último antes del Colapso del Edificio de 3 pisos con Columnas Tubulares en el sentido Y-Y	153
Figura 84 Primer Rótula del Edificio de 6 pisos con Columnas Tubulares en el sentido X-X	154
Figura 85 Desplazamiento último antes del Colapso del Edificio de 6 pisos con Columnas Tubulares en el sentido X-X	154
Figura 86 Primer Rotula del Edificio de 6 pisos con Columnas Tubulares en el sentido Y-Y	155
Figura 87 Desplazamiento último antes del Colapso del Edificio de 6 pisos con Columnas Tubulares en la dirección Y-Y	155
Figura 88 Curvas de Capacidad del Edificios de 6 pisos con Columnas Cruciformes en la dirección X e Y	156
Figura 89 Curvas de Capacidad del Edificios de 3 pisos con Columnas Cruciformes en la dirección X e Y	156
Figura 90 Curvas de Capacidad del Edificios de 6 pisos con Columnas Tubulares en la dirección X e Y	157
Figura 91 Curvas de Capacidad del Edificios de 3 pisos con Columnas Tubulares en la dirección X e Y	157
Figura 92 Acelerograma	159
Figura 93 Caso de carga Tiempo- Historia	160
Figura 94 Amortiguamiento de Rayleigh-SAP2000	160
Figura 95 Parámetros de integración - SAP2000	161
Figura 96 Objetivos Básicos de Desempeño para Edificaciones Normales.....	162
Figura 97 Espectro de Respuesta Elástico Sísmico de Diseño.....	163
Figura 98 Espectro de Respuesta Elástico Sísmico de Diseño en formato ADRS.....	163
Figura 99 Diagrama de Flujo – Método del Espectro de capacidad, FEMA 440	164
Figura 100 Espectros de Capacidad del Edificio de 6 pisos con Columnas Cruciformes en la dirección X e Y	166
Figura 101 Espectros de Capacidad del Edificio de 3 pisos con Columnas Cruciformes en la dirección X e Y	166
Figura 102 Espectros de Capacidad del Edificio de 6 pisos con Columnas Tubulares en la dirección X e Y	168

Figura 103 Espectros de Capacidad del Edificio de 3 pisos con Columnas Tubulares en la dirección X e Y	168
Figura 104 Representación Bilineal de la Curva de Capacidad del Edificio de 6 pisos con Columnas Cruciformes en la dirección X-X	170
Figura 105 Representación Bilineal de la Curva de Capacidad del Edificio de 6 pisos con Columnas Cruciformes en la dirección Y-Y	170
Figura 106 Representación Bilineal de la Curva de Capacidad del Edificio de 3 pisos con Columnas Cruciformes en la dirección X-X	171
Figura 107 Representación Bilineal de la Curva de Capacidad del Edificio de 3 pisos con Columnas Cruciformes en la dirección Y-Y	171
Figura 108 Representación Bilineal de la Curva de Capacidad del Edificio de 6 pisos con Columnas Tubulares en la dirección X-X	172
Figura 109 Representación Bilineal de la Curva de Capacidad del Edificio de 6 pisos con Columnas Tubulares en la dirección Y-Y	172
Figura 110 Representación Bilineal de la Curva de Capacidad del Edificio de 3 pisos con Columnas Tubulares en la dirección X-X	173
Figura 111 Representación Bilineal de la Curva de Capacidad del Edificio de 3 pisos con Columnas Tubulares en la dirección Y-Y	173
Figura 112 Diagrama de flujo – Método de los Coeficientes.....	174
Figura 113 Desempeño Sísmico en Edificio de 6 pisos en la dirección X-X.....	176
Figura 114 Desempeño Sísmico en Edificio de 6 pisos en la dirección Y-Y.....	176
Figura 115 Desempeño Sísmico en Edificio de 3 pisos en la dirección X-X.....	177
Figura 116 Desempeño Sísmico en Edificio de 3 pisos en la dirección Y-Y.....	177
Figura 117 Desempeño Sísmico en Edificio de 6 pisos en la dirección X-X.....	178
Figura 118 Desempeño Sísmico en Edificio de 6 pisos en la dirección Y-Y.....	178
Figura 119 Desempeño Sísmico en Edificio de 3 pisos en la dirección X-X.....	179
Figura 120 Desempeño Sísmico en Edificio de 3 pisos en la dirección Y-Y.....	179
Figura 121 Rotulas plásticas del Edificio de 3 pisos con secciones cruciformes.....	180
Figura 122 Rotulas plásticas del Edificio de 3 pisos con secciones tubulares	181
Figura 123 Rotulas plásticas del Edificios de 6 pisos con secciones cruciformes	181
Figura 124 Rotulas plásticas del Edificios 6 pisos con secciones tubulares	181

RESUMEN

El presente documento detalla el diseño y análisis basado en el desempeño sísmico, de cuatro estructuras en acero. Se plantean dos sistemas estructurales, cada uno con modelos de 3 y 6 pisos. Dos de ellos serán marcos especiales a momento (SMF) con columnas cruciformes y los dos restantes, marcos intermedios a momento (IMF) con columnas tubulares.

El estudio parte de un Análisis Sísmico Modal-Espectral en base a las disposiciones establecidas en las normas, NEC-SE-DS/AC/CG y AISC 360/341-16. Seguido de un Análisis Estático No Lineal “Pushover”, haciendo uso de las recomendaciones dadas por el ASCE 41-13 y el FEMA 356. Con el fin de determinar el punto de desempeño de las estructuras, mediante la aplicación de dos métodos: el método del espectro de capacidad (ATC-40, FEMA 440); y el método de coeficientes (FEMA 440, ASCE 41-13).

A manera de comprobación, se realizó un análisis dinámico no lineal (Tiempo-Historia) con un registro sísmico sintético compatible con el Espectro de Demanda Sísmica, para asegurar que los puntos de desempeño obtenidos por las metodologías mencionadas en el análisis estático no lineal no difieran del dinámico no lineal.

En la investigación se hizo uso del software comercial SAP2000, para desarrollar los análisis mencionados. Además, se puede evidenciar los procedimientos a seguir en el programa, mediante capturas de pantalla.

Finalmente se presenta la evaluación del desempeño sísmico de las estructuras modeladas, según los objetivos de desempeño recomendados por el ATC40 y la NEC-SE-DS.

Palabras clave: marcos resistentes a momento, criterios de diseño, análisis estático no lineal, punto de desempeño, desempeño sísmico

ABSTRACT

This document details the design and analysis based on the seismic performance of four steel structures. Two structural systems are proposed, each with 3-story and 6-story models. Two of them will be special moment frames (SMF) with cruciform columns and the other two will be intermediate moment frames (IMF) with tubular columns.

The study starts with a Modal-Spectral Seismic Analysis based on the provisions established in the NEC-SE-DS/AC/CG and AISC 360/341-16 standards. Followed by a Nonlinear Static Pushover Analysis, making use of the recommendations given by ASCE 41-13 and FEMA 356. In order to determine the performance point of the structures, through the application of two methods: the capacity spectrum method (ATC-40, FEMA 440); and the coefficient method (FEMA 440, ASCE 41-13).

As a check, a nonlinear dynamic analysis (Time-History) was performed with a synthetic seismic record compatible with the Seismic Demand Spectrum, to ensure that the performance points obtained by the nonlinear static analysis do not differ from each other.

The research made use of SAP2000 commercial software to develop the mentioned analysis methods. In addition, the procedures to be followed in the program can be evidenced by means of screenshots.

Finally, the evaluation of the seismic performance of the modeled structures is presented, according to the performance objectives recommended by the ATC40 and the NEC-SE-DS.

Keywords: moment resistant frames, design criteria, non-linear static analysis, performance point, seismic performance

CAPÍTULO I

ANTECEDENTES Y GENERALIDADES

1.1. Antecedentes

Ecuador se encuentra localizado en una zona de alta sismicidad debido a su ubicación en el cinturón de Fuego del Pacífico, teniendo como resultado uno de los terremotos más representativos del país, ocurrido el 16 de abril del 2016 en la provincia de Manabí, de magnitud 7.8 grados en la escala de Richter. Esta actividad sísmica fue intensa y generó solicitaciones dinámicas a las diversas estructuras construidas en Hormigón y Acero, en las cuales se supone que hubo controles técnicos y criterios de Diseño Sismorresistente. Sin embargo, el resultado fue centenas de muertos, construcciones colapsadas y un sin número de edificaciones por ser rehabilitadas (N. Rosillo, et al., 2016).

Gran parte de las estructuras afectadas presentaban patologías estructurales como poca capacidad para disipar energía, falta de redundancia estructural, efectos P- Δ , columnas esbeltas, formaciones de columna débil-viga fuerte, etc. Por lo que las investigaciones concluyeron que la mayoría de los edificios tenían defectos en sus componentes estructurales; generando interrogantes como: ¿Con la inclusión de verificaciones de análisis no lineales, se podría garantizar el buen comportamiento de los elementos?

Ante esto, surge la necesidad de realizar el diseño de edificaciones estudiando su desempeño sísmico con el fin de evaluar el comportamiento de los elementos más allá del rango elástico, más aún cuando el país ha venido incursionando en el uso del acero estructural, el cual cuenta con propiedades como ductilidad, resistencia, durabilidad y reciclabilidad luego de un ciclo de vida de las edificaciones.

Los diseñadores y constructores han optado por secciones tubulares para “Marcos a Momento”, debido a que se forman uniones rígidas en las cuatro caras de la columna con cada viga conectada. Sin embargo, existe una mala práctica en sus conexiones, los constructores improvisan de manera arbitraria, debido a que la vigente norma ecuatoriana no detalla apropiadamente su diseño, fabricación y montaje. Además, cuenta con pocos controles de calidad (Barrios José, 2017).

Existen investigaciones referentes a conexiones para elementos tubulares, pero aún no se han incorporado a normativas, pues las propuestas no han cumplido los

requerimientos como ensayos y requisitos sísmicos. Razón por la cual usar columnas tubulares huecas no es viable, ya que de acuerdo a las normas internacionales “AISC 358 y AISC 341”, no existen conexiones precalificadas para sistemas de Marcos a Momento con este tipo de columnas. Por tanto, lo que se usa en la práctica local no está estandarizado y no existe un respaldo científico – académico.

Teniendo en cuenta las limitaciones mencionadas anteriormente la ingeniería disponible pueden dar soluciones para mejorar los sistemas constructivos como es el caso de la evaluación del desempeño estructural y de tal manera reducir la vulnerabilidad de las construcciones y el riesgo sísmico. Todo esto se traduce en evitar pérdidas potenciales no solo humanas y ambientales, sino también económicas (Cardoso & Quishpe, 2014).

1.2. Justificación

La filosofía de diseño sismorresistente menciona que las estructuras deben mantenerse dentro de los niveles de desempeño adecuados, para garantizar su funcionalidad y así evitar la pérdida de vidas humanas, económicas y sociales. Sin embargo, los métodos tradicionales de diseño estructural son aproximados y no contemplan el efecto de las excitaciones en el tiempo y menos cuando las estructuras incursionan más allá del rango elástico (Tolentino, et al., 2011). Por esta razón se plantea el uso de metodologías como el diseño sísmico basado en el desempeño.

Este método permite realizar un Análisis No Lineal (Pushover), con el cual se construye curvas de capacidad, que es el resultado de la aplicación de una carga horizontal, paso a paso, hasta llegar al desplazamiento de control o el colapso de la estructura. En dicho análisis el comportamiento del material y cada uno de los elementos de la estructura, deben ser capaces de desarrollar un comportamiento dúctil. Sin embargo, en el caso de las estructuras metálicas con columnas tubulares no se puede garantizar dicho criterio, debido que el país ha optado por utilizar este tipo de secciones en pórticos a momento, pese a no tener conexiones precalificadas para las uniones viga – columna que garanticen el buen desempeño de la estructura frente acciones sísmicas.

Por esta razón, la necesidad de adoptar conexiones precalificadas en los sistemas constructivos de acero, ha sido una de las principales razones, por las que el presente proyecto plantea el empleo de columnas cruciformes para el diseño de edificios en acero, como una de las opciones más factibles para innovar las construcciones; a pesar de que los diseñadores y constructores del país no están al tanto del uso de estos elementos, los cuales cuentan con beneficios como rigidez lateral en ambas direcciones y la posible

aplicación de conexiones precalificadas a momento, en los dos ejes ortogonales debido a su configuración.

Finalmente, el desarrollo del presente trabajo servirá como base para futuras investigaciones, con el fin de beneficiar a empresas constructoras, diseñadores, contratistas y al sector en general; con el fin de ampliar los sistemas constructivos en acero, generar un avance en el desarrollo ingenieril del país y a su vez, al sector dedicado a la investigación científico - académico. De manera indirecta también se benefician las industrias dedicadas a la elaboración de elementos metálicos, ya que podrán construir una nueva alternativa de secciones, las cuales estarán disponibles para su uso en las obras civiles.

1.3. Objetivos

1.3.1 Objetivo General

Diseñar edificios tridimensionales en acero con marcos resistentes a momento considerando columnas cruciformes y tubulares huecas, a través de la modelación computacional que simule el comportamiento sísmico de cada estructura con el fin de estimar el desempeño en cada sistema y en consecuencia satisfaga los requerimientos técnicos en beneficio al sector de la construcción.

1.3.2 Objetivos Específicos

- Establecer un procedimiento ordenado y claro para el diseño de columnas cruciformes, aplicando las normas constructivas FEMA 350, AISC 341-16, AISC 360-16 y NEC 2015 que permita adaptarse a la práctica nacional.
- Modelar dos edificios tridimensionales de acero con marcos especiales resistentes a momento (SMF), uno de 3 y 6 niveles, utilizando columnas cruciformes con perfiles armados, usando SAP 2000, para su respectivo análisis estructural.
- Modelar dos edificios tridimensionales de acero con marcos intermedios resistentes a momento (IMF), uno de 3 y 6 niveles, utilizando columnas tubulares huecas con perfiles armados, usando SAP 2000, para su respectivo análisis estructural.
- Analizar el comportamiento sísmico entre cada estructura, a través de un análisis no lineal estático (PUSHOVER) haciendo uso del SAP 2000, con el fin de comparar el desempeño entre cada estructura modelada.

- Analizar y seleccionar una conexión precalificada del AISC 358-16 para las uniones viga-columna de pórticos especiales a momento con secciones cruciformes, tal que a través de su estudio pueda proveer un comportamiento dúctil y pueda ser adoptado en la práctica local.

CAPÍTULO II

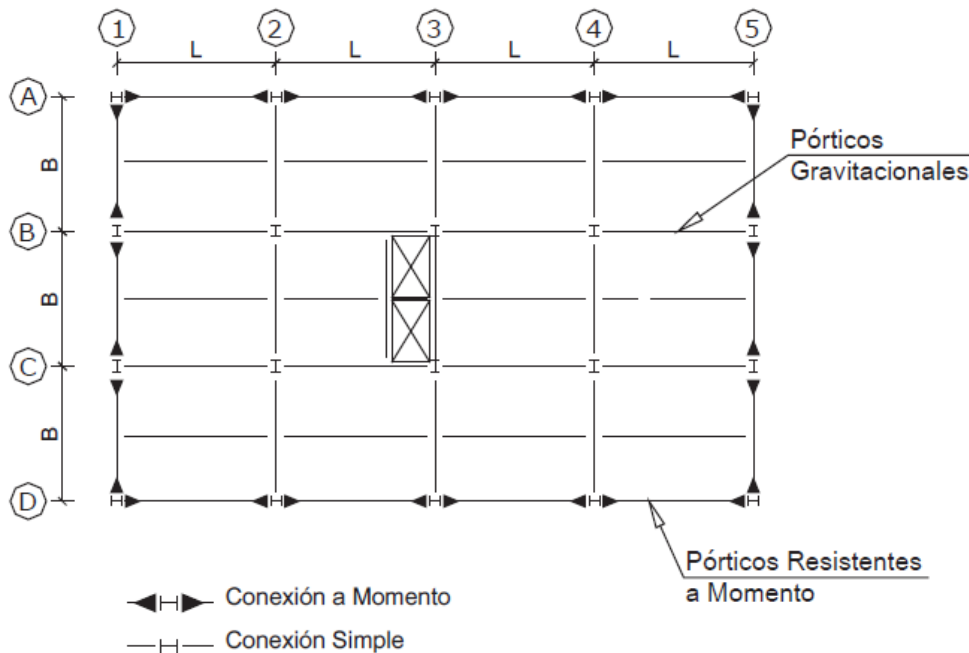
FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA

2.1. Sistemas Resistentes NEC-2015

Según la NEC-SE-AC un edificio puede estar compuesto de dos clases de pórticos, los resistentes a momento y los gravitacionales, siendo los segundos excluidos del Sistemas Resistente a Cargas Sísmicas (SRCS) y limitados al interior de la edificación. En cambio, los que se localizan en el perímetro de las edificaciones son los que se encuentran a momento, tal como se observa en la Figura 1.

Figura 1

Planta de Edificio de Acero Estructural Compuesto por Pórticos Resistentes a Momento y Gravitacionales



Nota. La figura muestra la ubicación de los pórticos gravitacionales y resistentes a momento en los edificios de acero estructural. Fuente: NEC-SE-AC (2016).

2.2. Sistemas Estructurales a Momento en Acero según AISC 341-16

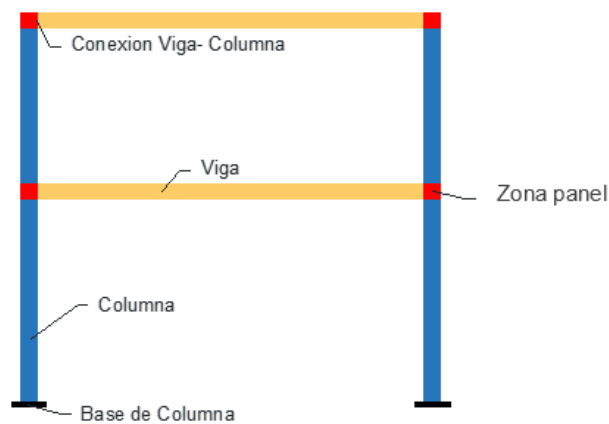
La normativa AISC 360-16 dispone criterios para el diseño, elaboración e instalación de construcciones de acero estructural y demás estructuras; el capítulo J de la normativa proporciona definiciones de los diversos tipos de conexiones.

2.2.1 Pórticos resistentes a momento (PRM)

Estos pórticos se conforman de columnas y vigas conectadas con conexiones restringidas parciales o totales, dando lugar a uniones que transfieren los momentos flectores de vigas y cargas axiales hacia las columnas, además de zonas de panel en los nudos (ver Figura 2).

Figura 2

Pórtico Resistente a Momento



Elaborado por: Los autores.

En pórticos a momento las diferentes cargas gravitatorias y sísmicas, generan momentos flectores y cortantes, tanto en vigas como en columnas. Los máximos valores de estos esfuerzos se producen en las uniones de dichos elementos. De acuerdo a la filosofía sismorresistente, se desea que la disipación de esta energía se produzca por medio de la fluencia del acero, y que las rótulas plásticas se formen en las vigas, cercano a los apoyos; manteniéndose las columnas en el rango elástico. (Sanguil Pablo, 2017)

2.2.2 Pórticos especiales resistentes a momento, SMF

Los Pórticos Especiales a Momento (*Special Moment Frame*) según Hamburger et al. (2015):

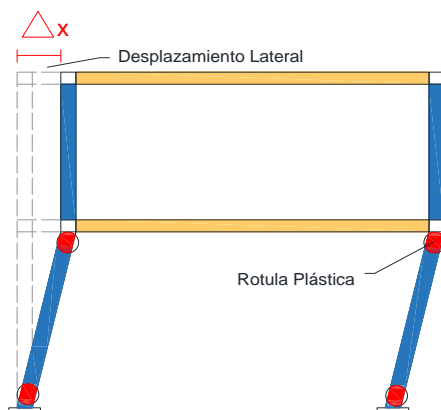
Deberán desarrollar deformaciones inelásticas importantes por medio de rótulas plásticas en vigas y una pequeña cedencia de la zona panel. Las vigas deberán tener gran ductilidad que se verá controlada por el pandeo local en el alma y pandeo torsional en las alas de viga. (p.10).

Para garantizar este comportamiento, se debe partir del criterio de columna fuerte viga débil, en donde la capacidad de momentos desarrollados en columnas sea mayor que

en vigas. Si los valores sobrepasan este requerimiento, la disipación de energía se localizaría en columnas, lo cual llevaría a un colapso del piso o la estructura en general (ver Figura 3).

Figura 3

Desplazamiento de la estructura y Formación de rótulas plásticas en columnas



Nota. Se muestra el esquema de un pórtico resistente a momento frente a un desplazamiento lateral por acciones sísmicas. Elaborado por: Los autores

2.2.3 Pórticos Intermedios Resistentes a Momento, IMF

Los Pórticos Intermedios a Momento (*Intermediate Moment Frame*) de la misma manera que los SMF, disipan energía a través de la formación de rótulas plásticas en vigas. Pero su rotación inelástica es menor que los pórticos especiales. El criterio de columna fuerte viga débil se mantiene.

La filosofía para SMF e IMF es la misma, por lo tanto, se debilita la zona o elemento que se quiere que falle o a su vez se refuerza las zonas cercanas a los nodos, con este diseño las vigas podrán desarrollar rotaciones inelásticas que influye en el desempeño de la superestructura (Sanguil Pablo, 2017).

2.2.4 Pórticos Ordinarios Resistentes a Momento, OMF

El nivel de disipación de energía y formación de rótulas plásticas en el Pórtico Ordinario a Momento (*Ordinary Moment Frame*) es muy limitado. Toda la estructura deberá mantenerse en el rango lineal, con o sin cargas sísmicas. La normativa ecuatoriana cataloga en esta categoría a todas las estructuras que no sean edificaciones, siempre y cuando desarrollen resistencias ante diferentes cargas (NEC-SE-DS, 2016).

2.3. Consideraciones para el diseño de elementos en acero

El diseño de la mayoría de estructuras está regido por normas, provisiones y códigos de construcción que están bajo el control de una jurisdicción competente. Estos documentos son reglamentos que especifican tipos de construcción, calidad de material, diseños, entre otros factores y varían de país a país.

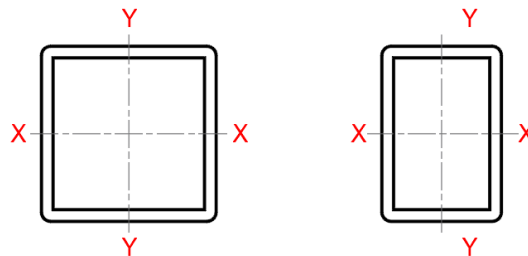
2.3.1 Columnas Tubulares

Hoy en día gracias a técnicas modernas como la soldadura, las secciones tubulares de acero cuadradas y rectangulares se usan cada vez más, ver Figura 4. Sin embargo, su fabricación con fines estructurales no es recomendada debido a la dificultad de efectuar conexiones seguras con pernos que garanticen la ductilidad (McCorman & Csernak, 2012). Este tipo de columnas han llegado a ser consideradas por razones como:

- Excelente resistencia a la torsión
- Las secciones del tipo cuadrado llegan a ser más eficientes ya que poseen el mismo radio de giro en ambos sentidos ortogonales principales.
- Tiene menos área superficial para proteger contra el fuego.

Figura 4

Sección Tubular Cuadrada y Rectangular



Elaborado por: Los autores

2.3.1.1. Diseño a Compresión de columnas tubulares

El capítulo E del AISC 360-16 establece los requisitos mínimos para el diseño de elementos a compresión de un sistema de pórticos estructurales. Cabe recalcar que este tipo de columnas se diseñaran para un sistema estructural IMF.

Relación Ancho- Espesor

El AISC 360-16 en la tabla B4. 1a (ver Anexo A.1) nos muestra las condiciones a las que están sometidas las columnas para identificar si su relación ancho- espesor están dentro de los límites de diseño. En este caso sus miembros deben ser no esbeltos.

La base (lado corto) y altura (lado largo) de la sección tubular se verifica como elementos atiesados pertenecientes al Caso 6, el cual se describe en la ecuación 1.

$$\lambda_{sf} = 1.4 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (1)$$

Donde:

E =módulo de elasticidad específico del material (Mpa).

F_y =esfuerzo de fluencia mínimo especificado del material (Mpa).

El AISC 341-16 en la tabla D1.1 (ver Anexo A.2) nos muestra las condiciones a las que están sometidas las columnas para identificar si su relación ancho-espesor son moderadamente dúctiles, condición necesaria para elementos pertenecientes a sistemas estructurales IMF.

Para la base de la sección tubular (lado corto) se obtiene usando la ecuación 2.

$$\lambda_{sf} = 1.18 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} \quad (2)$$

Para la altura de la sección tubular (lado largo) se obtiene usando la ecuación 5 o 6 dependiendo de las condiciones.

$$P_y = R_y F_y A g_c \quad (3)$$

$$Ca = \frac{P_u}{\phi P_y} \quad (4)$$

$$Ca \leq 0.114$$

$$\lambda_{sw} = 3.96 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (1 - 3.04 Ca) \quad (5)$$

$$Ca \geq 0.114$$

$$\lambda_{sw} = \max \left(1.29 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (2.12 - Ca), 1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} \right) \quad (6)$$

Donde:

R_y =factor de esfuerzo de fluencia probable del material.

$A g_c$ =área de la sección transversal de la columna (cm^2).

P_u =carga ultima axial de la columna, obtenida a través de las combinaciones.

$\phi=0.9$ factor de resistencia a la compresión.

Longitud Efectiva, L_c .

La longitud efectiva L_c se define como la longitud libre entre los puntos de inflexión de una columna y se calcula al multiplicar la longitud real de la columna con un factor de longitud efectiva, K (McCorman & Csernak, 2012).

Este factor K depende de la restricción rotacional en los extremos de la columna y la resistencia al movimiento lateral. Según el AISC puede estimarse a partir de la Tabla C-A-7.1 (ver Anexo A.3) o puede calcularse con fórmulas definidas a continuación:

$$L_c = KL \quad (7)$$

$$K_{x \text{ o } y} = \sqrt{\frac{1.6G_A G_B + 4(G_A + G_B) + 7.5}{G_A + G_B + 7.5}} \quad (8)$$

$$G_A = \frac{\sum (EI_{xx}/Lc)}{\sum (EI_x/Lv)} \quad (9)$$

Donde:

I_{xx} = inercia de la columna, las cuales se suman dependiendo de la posición en la que se evalúa la columna (cm^4).

I_x = inercias de las vigas que llegan a la columna (cm^4).

L_c, L_v = longitud real de la columna y la viga, respectivamente (cm).

G_B = 1 cuando la columna está conectada rígidamente a la fundación.

Esfuerzo de pandeo elástico, F_e .

Leonhard Euler desarrolló una ecuación que describe el efecto de pandeo en las columnas y se toma en cuenta en la ecuación 10 (Ec. E3-4 del AISC 360-16). Sin embargo, para aplicar la ecuación correctamente se necesita conocer previamente la longitud efectiva.

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(e_d)^2} \quad (10)$$

$$e_d = \max \left(\frac{LK_x}{r_x}, \frac{LK_y}{r_y} \right) \quad (11)$$

Donde:

e_d =esbeltez de diseño.

r_x, r_y =radio de giro en el sentido X e Y, respectivamente (cm).

LK_x, LK_y =longitud efectiva en el sentido X e Y, respectivamente (cm).

Esfuerzo Crítico, F_{cr} .

Se verifica las siguientes condiciones para definir el esfuerzo crítico:

$$e_d \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad o \quad \frac{F_y}{F_e} \leq 2.25 \quad (12)$$

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) F_y \quad \therefore \text{pandeo inelástico} \quad (13)$$

$$e_d > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad o \quad \frac{F_y}{F_e} > 2.25 \quad (14)$$

$$F_{cr} = 0.877 * F_e \quad \therefore \text{pandeo elástico} \quad (15)$$

Resistencia nominal y diseño

Se calcula con las ecuaciones 16 -17 (Ec E3-1 del AISC 360-16).

$$P_n = F_{cr} * A g_c \quad (16)$$

$$\phi P_n = P_n * \phi \quad (17)$$

Donde:

P_n =resistencia nominal a la compresión (tonf).

ϕP_n =resistencia de diseño de la compresión (tonf).

Efectos de longitud debido a columna inelástica

El esfuerzo crítico F_{cr} permite determinar si la columna está controlada por efectos elásticos o inelásticos y el AISC 360-16, capítulo 2 literal 3.b considera el efecto de la columna en estado inelástico mediante un factor adicional de rigidez inelástica (τ_b), el cual contribuye a la estabilidad de los elementos. Si $\tau_b < 1$ (ver Ec. 19), es necesario volver a calcular el factor de longitud efectiva K, debido que τ_b se multiplica con G_A y G_B haciendo necesario calcular otra vez la resistencia de diseño de la columna.

$$\frac{\alpha P_r}{P_n} \leq 0.5 \quad \tau_b = 1 \quad (18)$$

$$\frac{\alpha P_r}{P_n} > 0.5 \quad \tau_b = 4 \left(\frac{\alpha P_r}{P_n} \right) \left(1 - \frac{\alpha P_r}{P_n} \right) \quad (19)$$

Por lo tanto:

$\tau_b < 1$; considera cambios en la longitud de columna por efectos inelásticos

$\tau_b \geq 1$; no considera cambios en columna

Donde:

P_r = carga última axial de la columna, obtenida a través de las combinaciones.

$\alpha = 1.00$

2.3.1.2. Diseño a Flexión de columnas tubulares

El capítulo F7 del AISC 360-16 establece los requisitos mínimos para el diseño de elementos a flexión de un sistema de pórticos estructurales. El capítulo aplica a perfiles tubulares cuadrados y rectangulares.

Relación Ancho- Espesor

El AISC 360-16 en la tabla B4.1b (ver Anexo A.1) nos muestra las condiciones a las que están sometidas las columnas para identificar si su relación ancho-espesor están dentro de los límites de diseño. En este caso sus elementos deben ser compactos.

La base (lado corto) de la sección tubular se verifica como elementos atiesados pertenecientes al Caso 18 y se describe en las ecuaciones 20-21.

$$\lambda_{pf} = 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (20)$$

$$\lambda_{rf} = 1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (21)$$

La altura (lado largo) de la sección tubular se verifica como elementos atiesados pertenecientes al Caso 19 y se describe en las ecuaciones 22-23.

$$\lambda_{pw} = 2.42 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (22)$$

$$\lambda_{rw} = 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (23)$$

Diseño a Flexión del Eje Fuerte

Se definen a partir de los estados límites de fluencia (momento plástico) y pandeo lateral torsional.

- ✓ Momento plástico se lo obtiene mediante la ecuación 24.

$$M_{px} = F_y * Z_x \quad (24)$$

- ✓ Pandeo Lateral Torsional depende de las longitudes límites y el momento lateral torsional

Longitudes Límites

- a. Longitud libre entre apoyos laterales, L_b .

$$L_b = \frac{L_c}{N_{apoyos} + 1} \quad (25)$$

- b. Longitud no arriostrada lateralmente para el estado límite de fluencia, L_p .

$$L_p = 0.13Er_x \frac{\sqrt{JAg_c}}{M_{px}} \quad (26)$$

$$J = \frac{2ta^2b^2}{a + b} \quad (27)$$

- c. Longitud no arriostrada para el estado límite de torsión lateral inelástica, L_r .

$$L_r = 2Er_x \frac{\sqrt{JAg_c}}{0.7F_y S_x} \quad (28)$$

Donde:

J = constante torsional (cm^4).

t =espesor de la sección tubular (cm).

$a = h - t$, lado más largo de la sección tubular menos el espesor (cm).

$b = b - t$, lado más corto de la sección tubular menos el espesor (cm).

S_x = módulo de la sección elástica (cm^3).

Momento Lateral Torsional

El momento lateral torsional depende de las condiciones dadas por el AISC 360-16 respecto a las longitudes límites.

$L_b \leq L_p$; no aplica el estado de pandeo lateral torsional

$$M_{nc} = M_{px}$$

$L_p < L_b \leq L_r$

$$M_{nc} = \min \left[C_b \left(M_{px} - (M_{px} - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right), M_{px} \right] \quad (29)$$

$L_b > L_r$

$$M_{nc} = \min \left[2EC_b \frac{\sqrt{JAg_c}}{L_b/r_x}, M_{px} \right] \quad (30)$$

Donde:

C_b = factor modificador del pandeo lateral torsional (ver Anexo A.4)

- ✓ Pandeo local del lado corto de la sección tubular.

$$b_1 = b - 2t$$

$$\lambda f \leq \lambda p f$$

$$M_{np} = M_{px}$$

$$\lambda p f < \lambda f \leq \lambda r f$$

$$M_{np} = \min \left[M_{px} - (M_{px} - F_y S_x) \left(3.57 \frac{b_1}{t} \sqrt{\frac{F_y}{E}} - 4 \right), M_{px} \right] \quad (31)$$

$\lambda f > \lambda r f$, elemento esbelto y no es aceptable

- ✓ Pandeo local del lado largo de la sección tubular.

$$b_2 = h - 2t$$

$$\lambda f \leq \lambda p f$$

$$M_{nw} = M_{px}$$

$$\lambda p f < \lambda f \leq \lambda r f$$

$$M_{nw} = \min \left[M_{px} - (M_{px} - F_y S_x) \left(0.305 \frac{b_2}{t} \sqrt{\frac{F_y}{E}} - 0.738 \right), M_{px} \right] \quad (32)$$

$\lambda f > \lambda r f$, elemento esbelto y no es aceptable

- ✓ Momento nominal es el mínimo de todos los momentos evaluados anteriormente y el momento de diseño se lo obtiene al multiplicar por el factor de resistencia.

$$M_{nx} = \min(M_{px}, M_{nc}, M_{np}, M_{nw}) \quad (33)$$

$$\emptyset M_{nx} = \emptyset M_{nx} \quad (34)$$

Donde:

M_{nx} =momento nominal a flexión, respecto al eje fuerte (tonf-m).

$\emptyset M_{nx}$ =momento de diseño a flexión, respecto al eje fuerte. (tonf-m).

Diseño a Flexión del Eje Débil

- ✓ Momento plástico respecto al eje débil de lo obtiene mediante la ecuación 35.

$$M_{py} = F_y Z_y \quad (35)$$

- ✓ Pandeo local del lado corto de la sección tubular.

$$\lambda f \leq \lambda p f$$

$$M_{np} = M_{py}$$

$$\lambda p f < \lambda f \leq \lambda r f$$

$$M_{np} = \min \left[M_{py} - (M_{py} - F_y S_y) \left(3.57 \frac{b_1}{t} \sqrt{\frac{F_y}{E}} - 4 \right), M_{py} \right] \quad (36)$$

$\lambda f > \lambda r f$, elemento esbelto y no es aceptable

- ✓ Pandeo local del lado largo de la sección tubular.

$$\lambda f \leq \lambda p f \quad M_{nw} = M_{py}$$

$$\lambda p f < \lambda f \leq \lambda r f$$

$$M_{nw} = \min \left[M_{py} - (M_{py} - F_y S_y) \left(0.305 \frac{b_2}{t} \sqrt{\frac{F_y}{E}} - 0.738 \right), M_{py} \right] \quad (37)$$

$\lambda f > \lambda r f$, elemento esbelto y no es aceptable

- ✓ Momento nominal y diseño

$$M_{ny} = \min(M_{py}, M_{np}, M_{nw}) \quad (38)$$

$$\phi M_{ny} = \phi M_{ny} \quad (39)$$

Donde:

M_{nx} =momento a flexión, respecto al eje débil (tonf-m).

ϕM_{nx} =momento de diseño, respecto al eje débil. (tonf-m).

2.3.1.3. Relación de Interacción de la Columna Tubular

El capítulo H del AISC 360-16 define el diseño de miembros para solicitaciones combinadas donde la interacción de flexión en torno a un eje (x o y) y compresión en miembros con simetría doble y simetría simple deben satisfacer las siguientes expresiones:

$$\frac{P_u}{\phi P_n} < 0.2 \quad f = \frac{P_u}{2\phi P_n} + \frac{M_{rx}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{ry}}{\phi M_{ny}} \quad (40)$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} \geq 0.2 \quad f = \frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{ry}}{\phi M_{ny}} \right) \quad (41)$$

Donde:

M_{rx} =resistencia de flexión requerida alrededor del eje x

M_{ry} = resistencia de flexión requerida alrededor del eje y

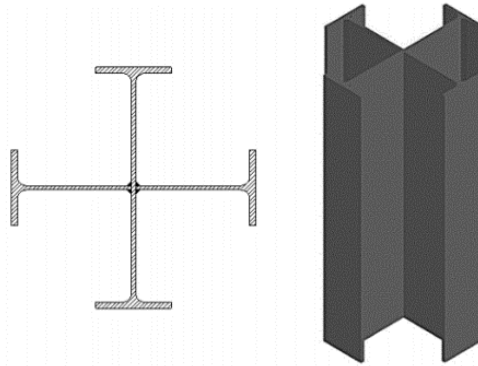
P_u =resistencia ultima determinada con las combinaciones de carga

2.3.2 Columnas Cruciformes

Estas secciones son armadas con dos perfiles “I” soldados, es decir con un perfil I cortado en dos, es soldado a ambos lados del alma de otro perfil “I” (ver Figura 5). Una ventaja de este tipo de sección es que cuentan con patines en sus cuatro caras, lo que facilita la tarea de conexión, teniendo un fácil acceso tanto para realizar las uniones y de ser necesario rigidizar de manera interior la columna.

Figura 5

Sección típica de una columna cruciforme



Fuente: Barrios José (2017)

Olvera y Mendoza (2012) nos plantean que este elemento ofrece tres aspectos propicios al emplearse como columnas:

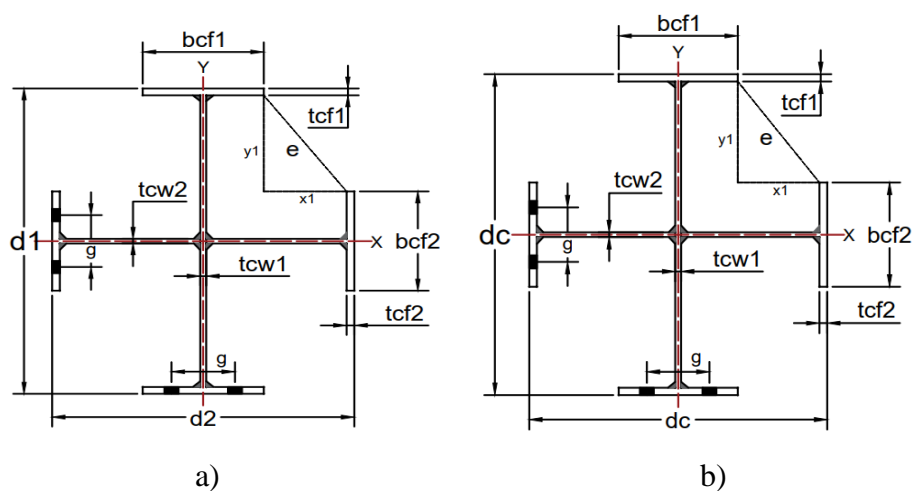
- Su resistencia al pandeo es igual en ambos ejes principales ortogonales, siempre y cuando las secciones sean simétricas.
- La rigidez lateral esta balanceada en ambas direcciones
- Facilitan el uso de conexiones entre las vigas y columnas.
- Al ser secciones abiertas permiten colocar los diafragmas con relativa facilidad.

2.3.2.1. Propiedades Geométricas de la Columna cruciforme

Las propiedades geométricas de la sección armada cruciforme se pueden obtener con la superposición de dos perfiles armados I idénticos que se usan para su fabricación.

Figura 6

Dimensiones de una sección Cruciforme Simétrica y Asimétrica



Nota. Tenemos a) Columna asimétrica y b) Columna simétrica.
Elaborado por: Los autores

Distancia de acceso libre, e

Una condición de los perfiles cruciformes, es que se debe tener un acceso libre mínimo de 14 cm entre patines como se muestra en la Figura 6, para que el soldador pueda realizar los trabajos de soldadura para la instalación de placas atiesadoras (IMCA, 2012).

La distancia de acceso libre se calcula con la Ec.42, si la sección cruciforme es simétrica en ambos sentidos.

$$e = \sqrt{2} * \left(\frac{d - bcf}{2} - tcf \right) \quad (42)$$

En el caso de tener secciones asimétricas, se calcula con la Ec. 43 (ver Figura 6, b)

$$x1 = (h2 - tcw2) * 0.5 - (bcf2 - tcw2) * 0.5$$

$$y1 = (h1 - tcw1) * 0.5 - (bcf1 - tcw1) * 0.5$$

$$e = \sqrt{x1^2 + y1^2} \quad (43)$$

Donde:

tcw =espesor del alma (cm).

bcf =ancho del patín (cm).

tcf =espesor del patín (cm).

d =peralte de la sección (cm).

$$h1 = d1 - 2tcf1$$

$$h2 = d2 - 2tcf2$$

Área de la sección cruciforme, A.

Es igual a la suma de las áreas de los dos perfiles I armados menos el cuadrado del espesor del alma que se duplica en el centro. Por fines prácticos, el último término de segundo orden se puede despreciar.

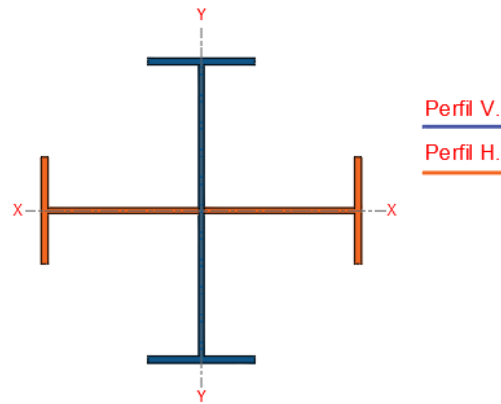
$$A = \sum_2 A_i = 2 * A_I - tcw^2 = 2A_I \quad (44)$$

Momento de inercia, I.

Es la suma de las inercias en ambas direcciones de uno de los perfiles I (Perfil V., ver Figura 7) que conforma la sección cruciforme, siempre y cuando la sección sea simétrica. Debido a que sus centroides coinciden, es posible reducir el término $tw^4/12$, el cual es despreciable (Perea & Mendoza, 2012).

Figura 7

Sección transversal de una sección cruciforme



Elaborado por: Los autores

$$I = I_{xx_I} + I_{yy_I} \quad (45)$$

Donde:

I_{xx_I} = inercia respecto al eje x (cm^4).

I_{yy_I} = inercia respecto al eje y (cm^4).

Módulos de sección elástico, S y plástico, Z

$$S = S_x = S_y = S_{x_I} + S_{y_I} \quad (46)$$

$$Z = Z_x = Z_y = Z_{x_I} + Z_{y_I} \quad (47)$$

Radio de giro, r.

Describe la forma en la que el área transversal se distribuye alrededor de su eje centroidal.

$$r = r_x = r_y = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad (48)$$

Constantes de torsión (J) y alabeo (C_w)

Las constantes de torsión de St. Venant (J) y de alabeo (C_w), se calculan como el doble del perfil I armados, utilizado para armar la sección IC.

$$J = \sum_{6 \text{ placas}} \frac{b_i * t_i^3}{3} = 2J_{IR} \quad (49)$$

$$C_w = \sum_{2IR} \frac{I_{yy} * h^2}{4} = 2C_{w_{IR}} \quad (50)$$

2.3.2.2. Diseño a Compresión de columnas cruciformes

Esta sección evalúa la resistencia de columnas de sección cruciforme a compresión de acuerdo al capítulo E de la AISC 360-16.

Relación Ancho- Espesor

El AISC 360-16 en la tabla B4. 1a (ver Anexo A.1) nos muestra las condiciones a las que están sometidas las columnas para identificar si su relación ancho- espesor están dentro de los límites de diseño. En el caso de este proyecto sus miembros deben ser no esbeltos.

- ✓ Patines de la columna

Se verificarán como elementos no atiesados pertenecientes al Caso 2

$$\lambda_{rf} = 0.64 \sqrt{\frac{k_c * E}{F_y}} \quad (51)$$

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}} \quad (52)$$

- ✓ Alma de la columna

Se verificarán como elementos atiesados pertenecientes al Caso 5

$$\lambda_{rw} = 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (53)$$

El AISC 341-16 en la tabla D1.1(ver Anexo A.2) nos muestra las condiciones a las que están sometidas las columnas para identificar si su relación ancho-espesor están dentro de los límites como miembros altamente dúctiles, condición necesaria para elementos pertenecientes a sistemas estructurales SMF.

- ✓ Patines de la columna

$$\lambda_{sf} = 0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} \quad (54)$$

- ✓ Alma de la columna

$$Ca \leq 0.114 \quad \lambda_{sw} = 2.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (1 - 1.04Ca) \quad (55)$$

$$Ca \geq 0.114 \quad \lambda_{sw} = \max \left(0.88 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (2.68 - Ca), 1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} \right) \quad (56)$$

Longitud Efectiva, L_c : Se calcula con las fórmulas ya mencionadas en el capítulo 2.3.1.1 de este trabajo.

Esfuerzo de pandeo elástico, F_e .

Determinado de acuerdo a la ecuación E4-2 del AISC 360-16, cuando el esfuerzo elástico de pandeo es gobernado por el estado límite de pandeo por torsión.

a) Para miembros doblemente simétricos que rotan alrededor del centro de corte.

$$F_e = \left(\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L_c)^2} + GJ \right) * \frac{1}{I_{xx} + I_{yy}} \quad (57)$$

Donde:

G = módulo de elasticidad cortante del acero (kg/cm^2).

$K_z=1$, factor de longitud efectiva para pandeo por torsión alrededor del eje longitudinal.

I_{xx} =inercia de la sección cruciforme, respecto al eje x (cm^4).

I_{yy} =inercia de la sección cruciforme, respecto al eje y (cm^4).

Esfuerzo Crítico, F_{cr} : Se verifica las condiciones mencionadas en el capítulo 2.3.1.1 de este trabajo.

Resistencia nominal y diseño: se calcula con la ecuación E3-1 de la AISC 360-16.

$$P_n = F_{cr} * A_g \quad (58)$$

$$\phi P_n = P_n * \phi_c \quad (59)$$

Efecto de columna inelástica: Al igual que en el capítulo 2.3.1.1 de este trabajo, se debe verificar el efecto de columna inelástica.

2.3.2.3. Diseño a Flexión de columnas cruciformes

El capítulo F del AISC 360-16 establece los requisitos mínimos para el diseño de elementos a flexión de un sistema de pórticos estructurales. El capítulo aplica únicamente a miembros de doble simetría y canales alrededor de su eje principal.

Relación Ancho- Espesor

El AISC 360-16 en la tabla B4.1b (ver Anexo A.1) nos muestra las condiciones a las que están sometidas las columnas para identificar si su relación ancho- espesor están dentro de los límites de diseño. En el caso de este proyecto al ser un edificio con un sistema estructural SMF sus elementos deben ser compactos.

✓ Patines de la viga

Se verificarán como elementos no atiesados pertenecientes al Caso 11.

$$\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (60)$$

$$\lambda_{rf} = 0.95 \sqrt{\frac{k_c * E}{FL}}; \quad (61)$$

Donde: $FL = 0.7F_y$ (62)

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}} \quad (63)$$

✓ Alma de la viga

Se verificarán como elementos atiesados pertenecientes al Caso 15.

$$\lambda_{pw} = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}; \quad (64)$$

$$\lambda_{rw} = 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (65)$$

Diseño a Flexión en el Eje Fuerte

Se definen a partir de los estados límites de fluencia (momento plástico) y pandeo lateral torsional.

✓ Momento plástico $M_{px} = F_y * Z_x$

✓ Pandeo Lateral Torsional

Longitudes límite

a. Longitud libre entre apoyos laterales, L_b .

$$L_b = \frac{L_c}{N_{apoyos} + 1} \quad (66)$$

b. Longitud no arriostrada lateralmente para el estado límite de fluencia, L_p .

$$L_p = 1.76r_y \sqrt{E/F_y} \quad (67)$$

c. Longitud no arriostrada para el estado límite de torsión lateral inelástica, L_r .

$$L_r = 1.95r_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7F_y}{E}\right)^2}} \quad (68)$$

$$h_o = d - t_f \quad (69)$$

$$C_w = I_{yy} \frac{h_o^2}{4}; \quad (70)$$

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{\sqrt{I_{yy}C_w}}{S_x}} \quad (71)$$

$$J = \frac{2b_f t_f^3 + h o t_w^3}{3} \quad (72)$$

Donde:

$c=1$ para formas doblemente simétricas según el AISC

Momento Lateral Torsional

$L_b \leq L_p$; no aplica el estado de pandeo lateral torsional

$$M_{nc} = M_{px}$$

$L_p < L_b \leq L_r$

$$M_{nc} = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (73)$$

$L_b > L_r$

$$M_{nc} = F_{cr} S_x \leq M_p \quad (74)$$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{(L_b / r_{ts})^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{S_x h o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \quad (75)$$

✓ Momento nominal y diseño

$$M_{nx} = \min(M_{px}, M_{nc})$$

$$\phi M_{nx} = \phi M_{nx}$$

Diseño a Flexión en el Eje Débil

✓ Momento plástico

$$F_y Z_y \leq 1.6 F_y Z_y \quad M_{py} = F_y Z_y \quad (76)$$

$$F_y Z_y > 1.6 F_y Z_y \quad M_{py} = 1.6 F_y Z_y \quad (77)$$

✓ Pandeo Local Patín

$\lambda_f \leq \lambda_{pf}$; no aplica el estado de pandeo lateral torsional

$$M_{nc} = M_{py}$$

$\lambda_{pf} < \lambda_f \leq \lambda_{rf}$

$$M_{nc} = C_b \left[M_{py} - (M_{py} - 0.7F_y S_y) \left(\frac{\lambda_f - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right] \quad (78)$$

$\lambda_f > \lambda_{rf}$

$$M_{nc} = \frac{0.69E}{\left(\frac{b_{cf}}{2t_{cf}}\right)^2} S_y \quad (79)$$

✓ Momento nominal y diseño

$$M_{ny} = \min(M_{py}, M_{nc}) \quad (80)$$

$$\phi M_{ny} = \phi M_{ny}$$

2.3.2.4. Relación de Interacción para columnas cruciformes

El capítulo H del AISC 360-16 define el diseño de miembros para solicitaciones combinadas y debe satisfacer las expresiones mencionadas en el capítulo 2.3.1.3.

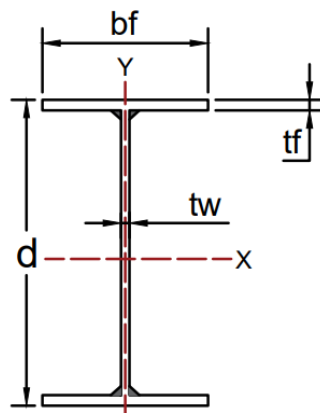
2.3.3 Vigas y Viguetas armadas I

Las vigas del tipo “I” son secciones que contienen mayor porcentaje de acero concentrado en sus patines llegando a poseer mayores momentos de inercia y momentos resistentes. Sin embargo, tienen poca resistencia a fuerzas laterales por lo que requieren de soporte lateral (ver Figura 8).

Las viguetas serán secciones de alma abierta que se usan comúnmente para soportar losas de piso y techo, siendo muy económica para grandes luces.

Figura 8

Dimensiones de una sección I Armada Transversal



Elaborado por: Los autores

2.3.3.1. Diseño a Flexión

El diseño a flexión de las vigas y viguetas armadas “I” requiere de los mismos requisitos presentados en el capítulo 2.3.1.2, esto se debe a que la sección cruciforme está compuesta de secciones “I” armadas y su diseño aplica a todos los miembros doblemente

simétricos sujetos a flexión. Se debe tener en cuenta que estas secciones deben ser diseñadas para cada sistema estructural presente en este trabajo.

2.3.3.2. Resistencia a Corte Nominal

La resistencia a cortante se deberá verificar posteriormente con la resistencia a cortante por capacidad, cálculo realizado en el capítulo 2.5.7.1 (ver Ec. G2-1 del AISC 360-16).

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v \quad (81)$$

$$V_u = \phi V_n \quad (82)$$

- ✓ Resistencia al Corte de Alma (C_v), se lo calcula con las ecuaciones 83 o 84, dependiendo de las condiciones (ver ecuaciones. G2.3 y G2.4 del AISC 360-16).

$$h/t_w \leq 1.1 \sqrt{k_v E / F_y} \quad C_v = 1.0 \quad (83)$$

$$h/t_w > 1.1 \sqrt{k_v E / F_y} \quad C_v = \frac{1.1 \sqrt{k_v E / F_y}}{h/t_w} \quad (84)$$

- ✓ Coeficiente de bloques por cortante de placa del alma (k_v), se define en la Ec.85 (ver Ec. G2.5 del AISC 360-16)

Para almas sin refuerzos transversales:

$$k_v = 5.34 \quad (85)$$

Para almas con refuerzos transversales:

$$k_v = 5.34 \text{ cuando } a/h > 3.0$$

$$k_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2}$$

Donde:

h =distancia libre entre patines, al ser armada no se considera soldadura (cm).

a =distancia libre entre rigidizadores transversales(cm).

$A_w = h t_w$ área del alma (cm^2).

2.3.3.3. Verificación de Serviciabilidad

Deflexiones

Las deflexiones ante las cargas existentes deben revisarse. En el caso de deflexiones excesivas puede ser algo inseguro, pues podría ocasionar fisuras que

visualmente no son aceptables y dan cierta inseguridad al usuario debido a las vibraciones de piso que se pueden presentar.

Las deflexiones en vigas ante cargas impuestas deben limitarse a ciertos valores; estas deben revisarse ante variedades de carga (CM, CV). El caso de deflexiones por carga viva muchas veces es crítico; la experiencia ha demostrado que no existen problemas si lo limitamos a $L/360$ de la luz.

La guía de diseño 3 del AISC “*Serviceability Design Considerations*” trata el tema de deflexiones y presenta una Tabla que define los límites de deformación (ver Anexo A.5).

- ✓ Deformación admisible

$$\Delta_{adm} = \frac{L_v}{360} \text{ (Viva)} \quad (86)$$

$$\Delta_{adm} = \frac{L_v}{240} \text{ (Servicio)} \quad (87)$$

- ✓ Cargas Distribuidas

$$W_L = CV \text{ (kg/m)} \quad (88)$$

$$W_{DL} = CM + CV \text{ (kg/m)} \quad (89)$$

- ✓ Deformaciones

$$\Delta_{maxL} = \frac{W_L L_v^4}{384EI_x} \text{ (Viva)} \quad (90)$$

$$\Delta_{maxDL} = \frac{W_{DL} L_v^4}{384EI_x} \text{ (Servicio)} \quad (91)$$

Vibración

La vibración no causa el colapso, pero este tipo de problema puede ser difícil de reparar cuando las estructuras se encuentran en uso. Para evitar y reducir problemas de vibración se recomienda mantener la separación de viguetas adecuadas.

La guía de diseño 11 del AISC “*Floor vibration due to human activity*” trata el problema de vibraciones aplicándolo a sistemas de entrepisos de acero. El Anexo A.6 muestra las aceleraciones recomendadas y son aceptables para:

- Vibraciones para actividades humanas 0.5% g (Residencias/oficinas)
- Vibraciones permitidas del 5%g
- Vibraciones admisibles de 1.5% g en sitios como salones de baile, gimnasios, etc.

Los valores mencionados oscilan entre 4Hz y 8 Hz, fuera de este rango se tiene altas aceleraciones por vibración.

✓ Frecuencia

$$f_{n1} = \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{EI_x g}{W_{DL} L_v^4}} \quad (92)$$

$$f_{n1} = 0.18 \sqrt{\frac{g}{\Delta_{maxDL}}}$$

✓ Vibración

$$ff = \frac{P_0 e^{(-0.35fn)}}{\beta W_f} \quad (93)$$

$$W_f = (W_{D+L}) * L B \quad (94)$$

Donde:

f_n = frecuencia natural fundamental (1/s)

P_0 = fuerza constante igual a 0.29kN

β = amortiguamiento modal igual a 0.05

W_f = peso efectivo del piso (Tonf)

2.4. Rotulas plásticas

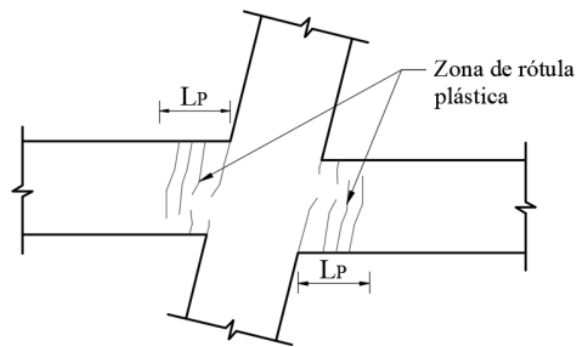
La rótula plástica es un dispositivo de disipación de energía que permite la deformación plástica de una sección. Además, la definición de las mismas es necesario en modelos que contemplen análisis no lineales.

2.4.1 Rotulas en Vigas

El comportamiento no lineal en las vigas se concentra en zonas adyacentes a los nudos a una longitud determinada y el daño no es uniforme (ver Figura 9). Las rotulas en las vigas se consideran en una zona de daño equivalente en la cual se concentra toda la deformación inelástica y le corresponde una longitud “ L_p ” (Choque & Luque, 2019). En la sección 2.5.5.1 se define que la ubicación de la rótula plástica en las vigas también puede depender de la conexión que se emplee.

Figura 9

Rotulas plásticas en las vigas



Fuente: Choque & Luque (2019).

Según Rus Guillermo (2008), una vez producidas las rótulas plásticas, la viga se comporta como un mecanismo de colapso y muestra dos principios básicos:

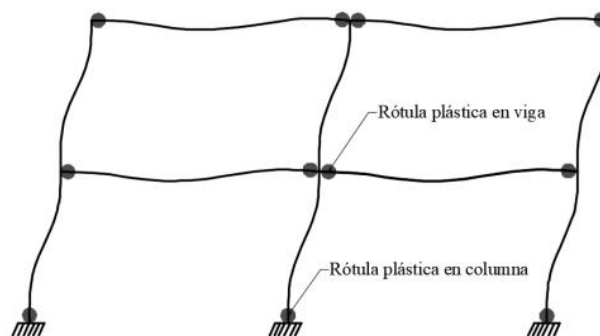
- La aparición de este mecanismo se produce con un número suficiente de rotulas plásticas que inducen el movimiento del mecanismo.
- La rotulas plásticas aparecen en secciones donde se produce una plastificación completa, en consecuencia, pueden presentar una rotación adicional sin alterar el momento flector M_p (Momento Plástico) que los solicita.

2.4.2 Rotulas en Columnas

En las columnas la ductilidad depende de la carga axial actuante, por lo tanto, se debe garantizar que esta carga no sea superior a la resistencia de la sección para que la falla sea dúctil y pueda generarse una rotula plástica (ver Figura 10), debido que las únicas rotulas admisibles en un mecanismo de colapso son las generadas en las bases de las columnas. (Choque & Luque,2019).

Figura 10

Rotulas plásticas en las Columnas



Fuente: Choque & Luque (2019).

2.4.3 Momento Máximo Probable en la Rótula.

El momento máximo probable pretende ser una estimación del momento máximo que se desarrolle en la conexión durante una respuesta cíclica inelástica, así como una posible sobre - resistencia y endurecimiento por deformación del material.

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_{bx} \quad (95)$$

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \leq 1.2 \quad (96)$$

Tabla 1

Factores de Fluencia y Tensión Probable para Materiales de Acero

Especificación ASTM	Factor de fluencia probable (R_y)	Factor de tensión probable (R_t)
ASTM A36	1.5	1.2

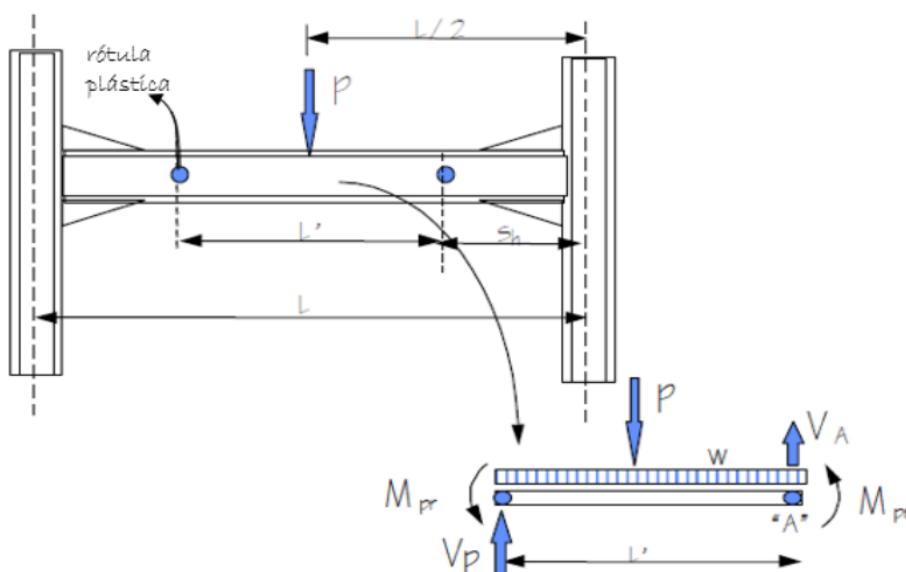
Fuente: AISC 341-16

2.4.4 Corte máximo en la Rotula Plástica

El cortante en la rótula plástica puede determinarse con las cargas gravitacionales que actúan sobre la viga y usando el diagrama de cuerpo libre del tramo de viga entre rotulas (ver la Figura 11).

Figura 11

Cortante máximo en la Rotula Plástica



Fuente: Vega Alex (2021)

2.5. Conexiones

La conexión es la combinación de elementos estructurales y uniones que transfieren fuerzas entre dos o más elementos. Los edificios de acero utilizan varios elementos que deben ser unidos entre sí para que la estructura funcione adecuadamente.

2.5.1 Clasificación de conexiones

En estructuras de acero las conexiones se clasifican según su grado de rigidez.

2.5.1.1. Conexiones Simples

Este tipo de conexión presenta una rigidez y resistencia al momento bajo, por lo tanto, se ignora. Además, se define como una unión articulada ya que la conexión no restringe la rotación y se puede diseñar teniendo en cuenta los esfuerzos cortantes que provienen de las vigas. El corte se transfiere a las columnas utilizando placas soladas, ángulos de asiento o uniones empernadas en el alma de la viga.

2.5.1.2. Conexiones Semi rígidas

El AISC (Seismic Design Manual, 2011) autoriza el uso de este tipo de conexiones siempre y cuando se disponga de una adecuada documentación técnica o ensayos que demuestren que las conexiones proporcionan un porcentaje predecible de empotramiento y que mantenga suficiente ductilidad, rigidez y resistencia.

Las conexiones semi rígidas PR (*Partial Restricted*) transmiten el momento aceptando una rotación relativa entre los elementos de conexión, es decir, la rotación no es insignificante ya que la flexibilidad influye en el comportamiento de la estructura.

2.5.1.3. Conexiones rígidas

Las conexiones a momento totalmente restringidas FR (*Full Restricted*) consideran que poseen la suficiente rigidez y resistencia para transferir momento con rotación insignificante, es decir, la rigidez rotacional es muy alta y la resistencia al momento de la conexión es al menos la de la viga manteniendo la continuidad de rotación con respecto a la columna (ITEA, 2010).

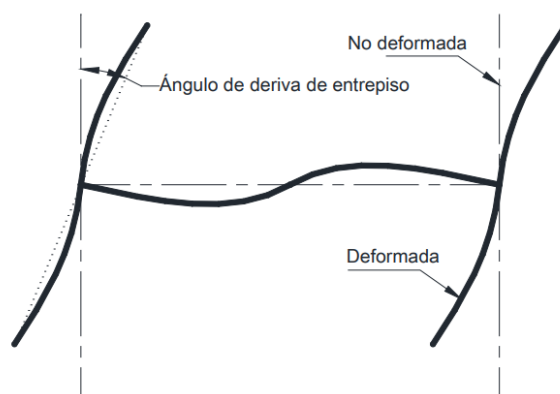
En la conexión se proporciona la suficiente rigidez mediante rigidizadores, placas de patín extendida, pernos o soldadura de los patines en varias disposiciones para resistir el efecto combinado de esfuerzos cortantes, momentos flectores, etc.

2.5.2 Ángulo Deriva de Piso.

En conexiones que han sido diseñadas para que formen parte del sistema resistente a carga lateral deberán ser capaces de resistir por lo menos un ángulo de deriva de 0.035 radianes y para conexiones que se encuentran en el perímetro del edificio deben ser capaces de resistir por lo menos un ángulo deriva 0.04 radianes, ver Figura 12 (NEC-SE-AC, 2015)

Figura 12

Angulo de deriva de entrepiso



Fuente: FEMA 350 (2000)

Las diferencias entre estos dos valores de deformación angular para cada tipo de conexión vienen dadas por las siguientes razones:

- La capacidad de redundancia que poseen las estructuras, donde todas las conexiones están diseñadas para resistir momentos que tienen como consecuencia un mejor desempeño estructural. Además de poseer elementos de menores dimensiones las cuales presentan un comportamiento más dúctil. (NEC-SE-AC, 2015)
- En edificaciones donde el sistema resistente a momento está constituido solo por las conexiones que se encuentran en su perímetro se pueden producir fenómenos de inestabilidad ante la falla de uno o varios de sus elementos. (NEC-SE-AC, 2015)

2.5.3 Conexiones precalificadas según AISC 358-16

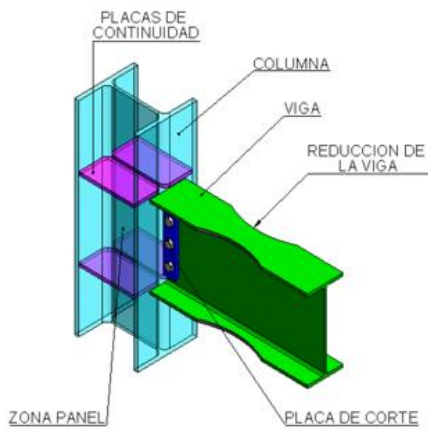
Las conexiones precalificadas nacen de las experiencias ocurridas después del sismo de Northridge (1994) y Cobe (1995), donde se presenciaron gran cantidad de fallas en edificios construidos en acero. Las fallas más comunes fueron debido a las conexiones tan deficientes que se realizaban en esa época como fracturas en soldaduras y fracturas de placas. Tras lo ocurrido se profundizó más el estudio de conexiones metálicas.

Este tipo de conexiones se detallan en el AISC 358-2016 (*Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*) donde se especifican limitaciones y características de su diseño tanto para sistemas SMF como IMF. Las conexiones que se muestra en la Figura 13, han llegado a ser las más usadas en las estructuras metálicas.

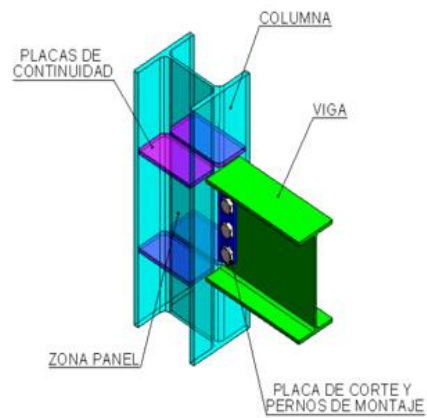
Figura 13

Diseños 3D de las conexiones precalificadas del AISC 358 -16

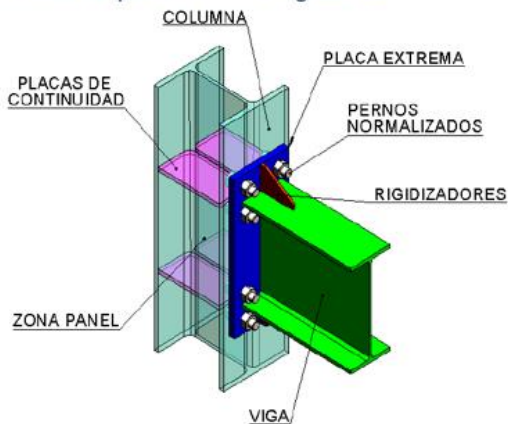
Conexión de sección de viga reducida



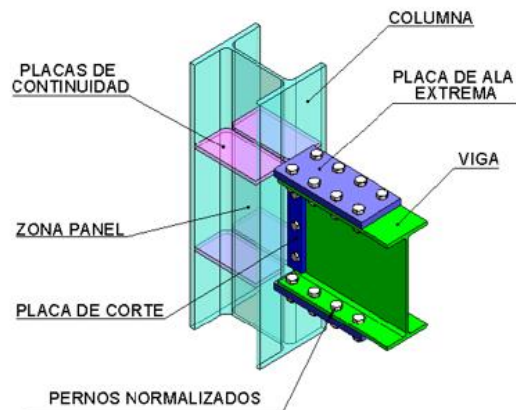
Conexión de ala soldada sin refuerzo y alma soldada



Conexión de placa extrema rigidizada



Conexión de placa de ala empernada (BPF)



Nota. Las figuras muestran los elementos de cada conexión precalificada establecida en el AISC 358-16. Fuente: Cardoso y Quishpe (2014)

2.5.3.1. Soldaduras precalificadas

La soldadura es un proceso que une piezas de acero mediante el calentamiento de las superficies hasta que lleguen a un estado plástico, permitiendo que las partes fluyan y se unan sin la adición de otro material fluido.

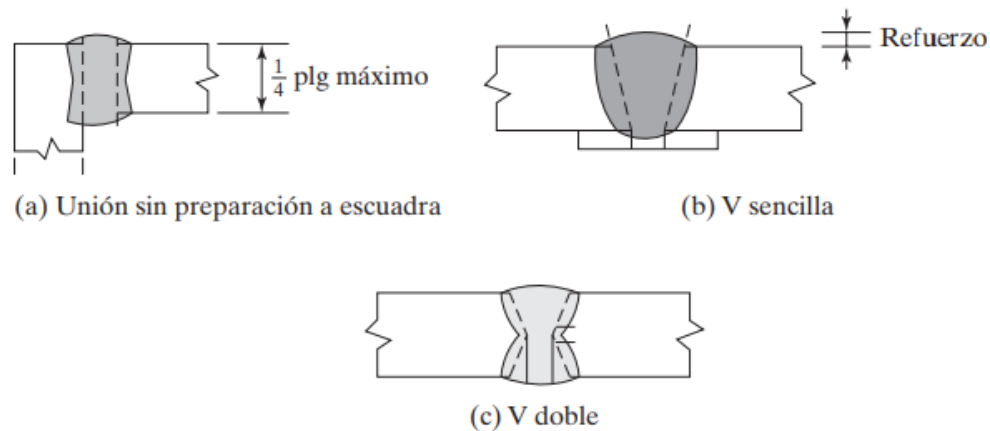
El AWS (*American Welding Society*) acepta 4 procesos de soldadura:

- Soldadura de arco con electrodo metálico revestido, SMAW (Shielded Metal Arc Welding)
- Soldadura por acero sumergido, SAW (Shielded Arc Welding)
- Soldadura de arco metálico con gas, GMAW (Gas Metal Arc Welding)
- Soldadura de arco con núcleo fundente, FCAW (Flux Cored Arc Welding)

Existen dos tipos de soldadura principales que comúnmente se usan: una es la soldadura de ranura el cual este sujeto a tensión y compresión axial y la otra es la soldadura de filete, este tipo de soldadura es más resistente a la tensión y compresión que al corte, es por eso que el esfuerzo a determinarse es el corte (ver Figura 14 -15).

Figura 14

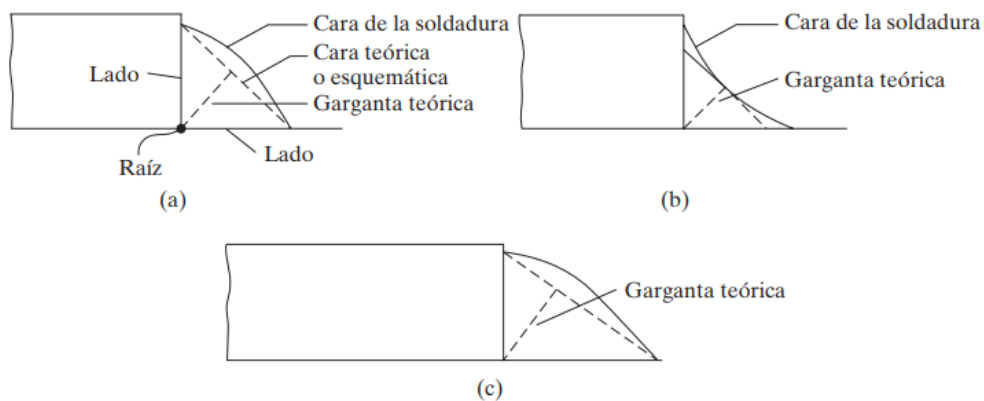
Tipos de soldadura del tipo Ranura



Fuente: McCorman & Csernak (2012).

Figura 15

Tipos de soldadura del tipo Filete



Fuente: McCorman & Csernak (2012).

2.5.3.2. Pernos de alta resistencia

Según el AISC 358-16, los pernos deben ser de alta resistencia de acuerdo con la especificación ASTM F3-125, grados A325, A325M, A490, A490M, F1852 o F2280, a menos que se permita otro tipo de conectores para alguna conexión en particular.

Según McCorman y Csernak (2012) entre las ventajas que presentan los pernos tenemos:

- En comparación a los remaches, requiere menor número de tornillos para proporcionar la resistencia
- Pruebas hechas entre juntas remachadas y atornillas a tensión bajo condiciones idénticas, muestran que las juntas atornilladas tienen un mejor comportamiento.
- En caso de que las estructuras se modifiquen o desarmen. Los cambios son más sencillos por la facilidad para quitar los tornillos.

2.5.4 Conexión Precalificada en Edificios con Columnas Cruciformes

Se espera que los pórticos especiales a momento experimenten deformaciones inelásticas a través de la fluencia por flexión de las vigas y fluencia limitada de la zona panel de la columna durante un evento sísmico. En consecuencia, se debe cumplir con un diseño de elementos que tengan una elevada capacidad de disipación de energía.

Según la filosofía de diseño, las deformaciones en los elementos ocurrirán más allá del rango elástico y cederán en las rótulas plásticas de las vigas y de forma controlada en la zona panel (nodo viga-columna). Razón por la cual el diseño de conexiones de vigas a columnas, así como la zona panel y las placas de continuidad son elementos claves que conducen a la estructura a un rendimiento adecuado.

Las conexiones deben ser capaces de soportar un ángulo de distorsión de al menos 0.04 radianes, es decir, la resistencia de la conexión determinada en la cara de la columna deberá ser al menos el 80% del momento nominal plástico de la viga conectada. Para lograr eso se puede emplear conexiones precalificadas (AISC 358-16) o emplear una conexión que se pruebe y califique ante cargas cíclicas de acuerdo a los requisitos del capítulo K.2 del AISC 341-16.

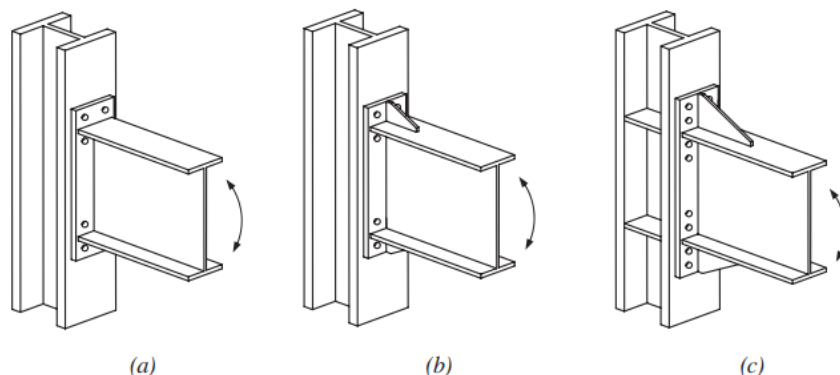
2.5.5 Conexión a momento de placa de extremo extendida atornillada

Las conexiones de placa de extremo se realizan soldando la placa a una viga y atornillando estos dos elementos al patín de una columna y son comúnmente usados en

pórticos a momento de acero. En la figura 16 se puede observar que hay tres tipos de sub conexiones precalificadas de placas de extremo extendidas.

Figura 16

Configuraciones de Placas Extremas Extendidas



Nota. La configuración corresponde: a) Cuatro pernos sin rigidizar (4E), b) Cuatro pernos rigidizados (4ES) y c) 8 pernos rigidizados (8ES). Fuente: AISC 358-16

El comportamiento de este tipo de conexiones es controlado mediante una serie de estados límites, los cuales proporcionan suficiente resistencia a los elementos para asegurar que la deformación inelástica de la conexión se logre mediante la deformación de la viga.

2.5.5.1. Conexión a momento de placa de extremo extendida de cuatro pernos sin rigidizadores

El AISC 358-16 en la Tabla 6.1 nos indica parámetros que nos permite establecer el tipo de conexión que mejor se adapta a la necesidad estructural de este proyecto. Se describe en la Tabla A.1 del Anexo A

Más adelante en este trabajo se define que el tipo de conexión que mejor se adapta a los elementos estructurales (viga-columna) del edificio de 3 y 6 pisos con columnas cruciformes es la conexión a momento de placa extremo extendida con cuatro pernos sin rigidizar.

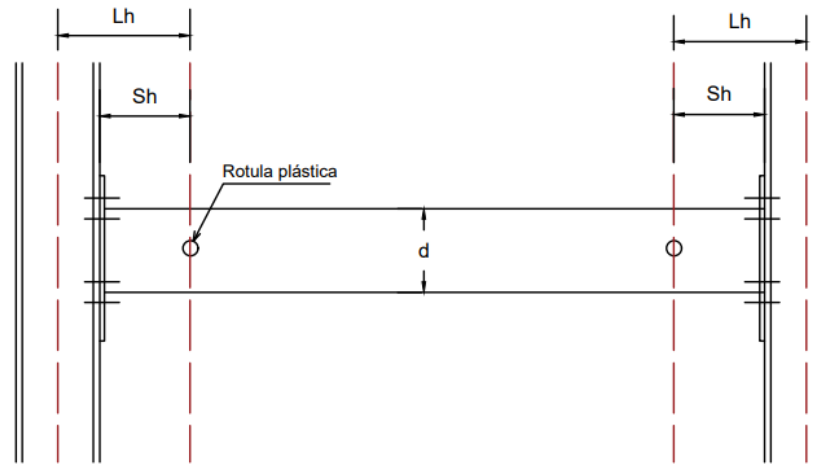
Rotula Plástica debido a la Conexión

Las rotulas plásticas en las vigas de acero han sido identificadas gracias al tipo de conexión. Se localizan a la mitad de la altura de la viga o tres veces el ancho del patín de la viga, medido desde la cara de la columna, tal como se muestra en la ecuación 96 (ver Figura 17).

$$Sh = \min \left(\frac{d}{2}; 3b_{bf} \right) \quad (97)$$

Figura 17

Ubicación de la Rotula Plástica



Elaborado por: Los autores

Limitaciones de la Soldadura

Según el AISC 358-16 la soldadura debe cumplir con las siguientes limitaciones:

- a) No debe utilizar agujeros de acceso para soldadura.
- b) La unión entre el patín de la viga y la placa de extremo debe realizarse utilizando una soldadura acanalada CJP sin respaldo. La soldadura CJP debe realizarse de modo que la raíz de la soldadura esté en el lado del patín asociado con el alma de la viga. La cara interior del patín debe tener una soldadura de filete de 8 mm (5/16 in.). Estas soldaduras tendrán una demanda crítica.
- c) La unión entre el alma de la viga y la placa de extremo debe realizarse utilizando soldaduras de filete o soldaduras CJP. Cuando se utiliza soldaduras de filete, se debe dimensionar para desarrollar la resistencia del alma de la viga en tracción desde la cara interior del patín hasta 150 mm (6 in) más allá de la línea de pernos más alejada del patín de la viga.
- d) No es necesario quitar el metal de soldadura de la raíz en la zona del patín localizado directamente arriba y debajo del alma de la viga, sobre una longitud de $1.5k_1$. En esta zona se permite una soldadura acanalada PJP sobre la profundidad total.
- e) Todas las uniones entre las placas de extremos y los rigidizadores deben realizarse con soldaduras acanaladas CJP.

Procedimiento de diseño de conexión precalificada

El procedimiento de diseño se realiza de acuerdo al AISC 358-16, capítulo 6.

I. Diseño de la placa de extremo y pernos

Paso 1. Calcular el momento en la cara de la columna, una vez determinadas las dimensiones de los elementos a conectar (viga y columna), M_f .

$$M_f = M_{pr} + V_u * S_h \quad (98)$$

$$V_u = \frac{2M_{pr}}{L'} + V_{gravedad} \quad (99)$$

Donde:

L' =distancia entre las articulaciones plásticas (mm)

M_{pr} =momento máximo probable en la articulación plástica (N-mm)

S_h =distancia entre la cara de la columna y la articulación plástica (mm)

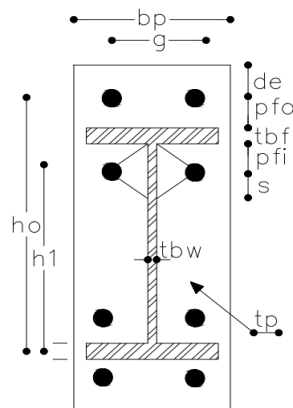
$V_{gravedad}$ =fuerza cortante en la viga resultante de la combinación $1.2D + f_1L$

V_u =fuerza cortante en el extremo de la viga (N)

Paso 2. Establecer los valores preliminares para la geometría de la conexión (ver la Figura 18).

Figura 18

Geometría de la placa de extremo



Elaborado por: Los Autores. Fuente: AISC 358-16

Paso 3. Determinar el diámetro requerido para el perno, $d_{b,req}$.

$$d_{b,req} = \sqrt{\frac{2M_f}{\pi \Phi_n F_{nt} (h_o + h_1)}} \quad (100)$$

$$h_o = d_b + p_{fo} - \frac{t_{bf}}{2}; h_1 = d_b - p_{fi} - \frac{3t_{bf}}{2} \quad (101)$$

Donde:

F_{nt} =resistencia nominal a la tracción del perno (Mpa).

M_f =momento máximo probable en la cara de la columna (N-mm).

h_1 =distancia entre la mitad del ancho del patín a compresión de la viga y la línea central de la i-énésima hilera de pernos a compresión (mm).

p_{fo}, p_{fi} =distancia vertical entre el interior del patín a tensión de la viga y la fila exterior e interior de pernos más cercana (mm).

Paso 4. Seleccionar el diámetro de perno de prueba, $d_{bp} \rightarrow d_{bp} \geq d_{b,req}$

Paso 5. Determinar el espesor requerido para la placa extremo, $t_{p,req}$

$$t_{p,req} = \sqrt{\frac{1.11M_f}{\phi_d F_{yp} Y_p}}; \phi_d = 1.00 \quad (102)$$

Donde:

F_{yp} =esfuerzo de fluencia mínimo del material de la placa extremo (Mpa).

Y_p =parámetro del mecanismo de línea de falla de la placa extremo ver Anexo A.8.

Paso 6. Seleccionar el espesor de placa extremo, $t_p \rightarrow t_p \geq t_{p,req}$

Paso 7. Calcular la fuerza mayorada en el ala de la viga, F_{fu}

$$F_{fu} = \frac{M_f}{d - t_{bf}} \quad (103)$$

Donde:

M_f =momento máximo probable en la cara de la columna (N-mm).

d =peralte de la viga (mm).

t_{bf} =espesor del patín de la viga (mm).

Paso 8. Verificar la fluencia a cortante de la porción extendida de la placa de extremo.

$$\frac{F_{fu}}{2} \leq \phi_d R_n = \phi_d (0.6) F_{yp} b_p t_p \quad (104)$$

Donde:

b_p =ancho de la placa extremo (mm).

t_p =espesor de la placa extremo (mm).

Paso 9. Verificar la rotura por cortante de la porción extendida de la placa de extremo.

$$\frac{F_{fu}}{2} \leq \phi_n(0.6)F_{up}A_n \quad (105)$$

$$A_n = [t_p(b_p - 2(d_{bp} + 0.3))] \text{ (mm)} \quad (106)$$

Donde:

A_n =área neta de la palca de extremo (mm).

F_{up} =resistencia a la tracción mínima de la placa extremo (Mpa).

d_{bp} =diámetro del perno (mm).

$\phi_n=0.9$

Paso 10. Resistencia de la conexión por rotura del perno del lado del patín a compresión.

$$V_u \leq \phi_n R_n = \phi_n(n_b)F_{nv}A_b \quad (107)$$

Donde:

A_b =área bruta nominal del perno (mm^2)

F_{nv} =resistencia nominal a cortante del perno (Mpa).

n_b =numero de pernos en el patín a compresión (4).

Paso 11. Verificar la falla por aplastamiento y desgarramiento

$$V_u \leq \phi_n(n_i)r_{ni} + \phi_n(n_o)r_{no}; n_i = 2, n_o = 2 \quad (108)$$

$$r_{ni} = 1.2 * L_c t_p F_{up} < 2.4 * d_{bp} t_p F_{up} \quad (109)$$

$$r_{no} = 1.2 * L_c t_p F_{up} < 2.4 * d_{bp} t_p F_{up} \quad (110)$$

Donde:

F_{up} =resistencia a la tracción mínima del material de la placa de extremo (Mpa).

L_c =distancia libre, en dirección de la fuerza, entre el borde de una perforación y el borde de un perforación adyacente o borde del material (mm).

n_i, n_o =número de pernos interiores y exteriores respectivamente

r_{ni}, r_{no} = para perno interior y exterior respectivamente

Paso 12. Diseñar la soldadura del alma de la viga a la placa extremo.

El AISC 360-16 no muestra en la Tabla J2.4 el tamaño mínimo de la soldadura, ver Anexo A.9 y de acuerdo en la sección J2-5

$$V_u = \phi F_{nw} * A_{we} = 0.75(0.6F_{EXX})(t_e l_{cw}) \quad (111)$$

$$w = \frac{V_u}{2[0.75(0.6F_{EXX})(0.707l_{cw})]} \quad (112)$$

$$t_e = 0.707w \quad (113)$$

Donde:

A_{we} =área efectiva de la soldadura (mm^2).

F_{nw} =resistencia nominal del metal de soldadura (Mpa).

F_{EXX} = resistencia del cordón de soldadura según el tipo de electrodo (kg/cm^2)

t_e =ancho efectivo del plano de la garganta.

l_{cw} =longitud de cordón de soldadura(mm).

w =tamaño nominal de soldadura (mm).

II. Diseño del lado de la Columna

Paso 1. Verificar el patín de la columna para fluencia por Flexión.

$$t_{cf} = \sqrt{\frac{1.11M_f}{\phi_d F_y Y_c}} \quad (114)$$

Donde:

F_y =esfuerzo de fluencia mínimo del material del patín de la columna (Mpa).

Y_c =parámetro del mecanismo de línea de falla del patín de la columna no rigidizada según el Anexo A.10 (mm). Si se agregan placas de continuidad, se verifica la ecuación Y_c para un patín de columna rígida en la misma Figura.

Paso 2. Determinar la fuerza del rigidizador requerido

Si se requiere placas de continuidad debido a la fluencia a la flexión del patín de la columna. La fuerza requerida para el diseño de la placa de continuidad se determina de acuerdo al paso 6

La resistencia a la flexión de diseño del patín de la columna es:

$$\phi_d M_{cf} = \phi_d F_y Y_c t_{cf}^2 \quad (115)$$

La fuerza de diseño equivalente del patín de la columna es:

$$\phi_d R_n = \frac{\phi_d M_{cf}}{d - t_{bf}} \quad (116)$$

Paso 3. Verificar la resistencia a la fluencia local del alma de la columna.

Requisito de resistencia para el alma de la columna no rigidizada, en los patines de la viga:

$$F_{fu} \leq \phi R_n$$

$$R_n = C_t(6k_c + t_{bf} + 2t_p)F_y t_{cw} \quad (117)$$

Donde:

$C_t=0.5$ si la distancia desde la parte superior de la columna a la cara superior del patín de la viga es menor que el peralte de la columna y 1.0 para otros casos.

k_c =distancia desde la cara exterior del patín de la columna hasta el borde del filete sobre el alma o la soldadura de filete sobre el alma (mm).

t_{cw} =espero del alma de la columna (mm).

Si no cumple el requisito de resistencia, se necesita placas de continuidad para el alma de la columna

Paso 4. Verificar la resistencia de pandeo del alma de la columna

Requisito de resistencia para el alma de la columna no rigidizada, en el patín a compresión de la viga.

$$F_{fu} \leq \phi R_n; \phi = 0.75$$

✓ Cuando F_{fu} se aplica a una distancia $\geq d_c/2$ desde el extremo de la columna

$$R_n = \frac{24t_{cw}^3 \sqrt{EF_y}}{h} \quad (118)$$

✓ Cuando F_{fu} se aplica a una distancia $< d_c/2$ desde el extremo de la columna.

$$R_n = \frac{12t_{cw}^3 \sqrt{EF_y}}{h} \quad (119)$$

Donde:

h =distancia libre entre los patines el filete o radio de esquina para perfiles laminados o distancia libre entre los patines para perfiles soldados (mm)

E =módulo de elasticidad del acero (Mpa)

Si no cumple el requisito de resistencia, se necesita placas de continuidad para el alma de la columna.

Paso 5. Verificar la resistencia de arrugamiento del alma de la columna

Requisito de resistencia para el alma de la columna no rigidizada, en el patín a compresión de la viga.

$$F_{fu} \leq \phi R_n; \phi = 0.75$$

✓ Cuando F_{fu} se aplica a una distancia $\geq d_c/2$ desde el extremo de la columna.

$$R_n = 0.8t_{cw}^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d_c} \right) \left(\frac{t_{cw}}{t_{cf}} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{EF_y t_{cf}}{t_{cw}}} \quad (120)$$

✓ Cuando F_{fu} se aplica a una distancia $< d_c/2$ desde el extremo de la columna

i. $N/d_c \geq 0.2$

$$R_n = 0.4t_{cw}^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d_c} \right) \left(\frac{t_{cw}}{t_{cf}} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{EF_y t_{cf}}{t_{cw}}} \quad (121)$$

ii. $N/d_c > 0.2$

$$R_n = 0.4t_{cw}^2 \left[1 + \left(\frac{4N}{d_c} - 0.2 \right) \left(\frac{t_{cw}}{t_{cf}} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{EF_y t_{cf}}{t_{cw}}} \quad (122)$$

Donde:

d_c =peralte de la columna (mm)

$N = b_f + 2w + 2t_p$ (mm)

t_{cf} =espesor del patín de la columna (mm)

Si no cumple el requisito de resistencia, se necesita placas de continuidad para el alma de la columna

Paso 6. Resistencia que requieren las placas de continuidad

Si se requiere placas de continuidad para cualquiera de los estados límite del lado de la columna, la resistencia es:

$$F_{su} \leq F_{fu} - \min(\phi R_n)$$

Donde:

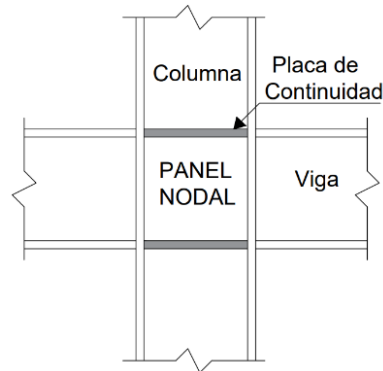
$\min(\phi R_n)$ =valor mínimo entre la resistencia de diseño de la sección 6.8.2 del AISC 358-16. Es decir, el mínimo entre el paso 2 (Flexión del patín de la columna), paso 3 (fluencia del alma de la columna), paso 4 (pandeo del alma de la columna) y paso 5 (arrugamiento del alma de la columna).

2.5.6 Placas de continuidad.

Las Placas de Continuidad o Placas Rigidizadoras se encuentran entre las alas de la columna, al nivel de las alas de la viga. Garantiza la transferencia adecuada de las cargas de tensión y compresión generadas en la columna, como se muestra en la Figura 19. Las placas de continuidad sirven como límites de la zona de panel (Crisafulli, 2018).

Figura 19

Placas de Continuidad



Fuente: Brito Bryan (2014)

2.5.6.1. Consideraciones de diseño de la placa de continuidad

I. Geometría de la placa

Ancho de la placa: Las placas de continuidad se colocan en un ancho que cubra la parte interna del patín (ambos ejes), además se resta un “recorte” para librar el radio de curvatura o la soldadura colocada entre patines y alma de la columna.

$$b_{pc} = \frac{b_{cf}}{2} - \frac{t_{cw}}{2} - r \quad (123)$$

Longitud de la placa: Las placas de continuidad se colocan a lo largo que cubra la parte interna del alma (ambos ejes), además se resta un “recorte”.

$$L_{pc} = \frac{d_c}{2} - \frac{t_{cw}}{2} - 2r - t_{cf} \quad (124)$$

Espesor de la placa

- ✓ Espesor requerido según la guía de diseño 13 del AISC

$$t_{pc\ req} = 0.004b_{cp}\sqrt{345} \quad (125)$$

- ✓ Espesor propuesto $t_{pc} \geq t_{pc\ req}$

Área total de la placa a compresión

$$A_{pc} = 2(b_{cp}t_{cp}) + ((12t_{cw})t_{cw}) \quad (126)$$

Inercia y radio de giro de la placa

$$I_{pc} = \frac{25t_{cw}(t_{cw}^3)}{12} + 2 \left[\left(\frac{t_{pc}b_{pc}^3}{12} \right) + t_{pc}b_{pc} \left(\frac{b_{pc}}{2} + \frac{t_{cw}}{2} \right)^2 \right] \quad (127)$$

$$r_{pc} = \sqrt{\frac{I_{pc}}{A_{pc}}}$$

II. Resistencia de diseño según el AISC

Resistencia a tensión: resistencia de las áreas de contacto de las placas de continuidad con los patines de la columna.

$$\phi R_{n1} = \phi F_y 2l_{cf}t_{pc} \quad (128)$$

Donde:

l_{cf} =longitud de contacto de la placa y el patín de la columna (cm).

Resistencia a cortante: resistencia del área de contacto de la placa con el alma de la columna según el AISC 360.16 (J10-6)

Tabla 2

Resistencia de Diseño a Cortante

Caso	$\phi V_n; \phi = 1.00$
$P_u \leq 0.4P_y$	$\phi 0.6F_y l_{cw} t_{pc}$
$P_u > 0.4P_y$	$\phi 0.6F_y l_{cw} t_{pc} \left(1.4 - \frac{P_u}{P_y} \right)$

Fuente: AISC 360-16

Donde:

l_{cw} =longitud de contacto de la placa y el alma de la columna (cm).

$$V_u \leq \phi R_n = \min(\phi R_n, \phi V_n) \quad \text{“OK”}$$

Resistencia a compresión: las placas soldadas por completo en los patines y alma de la columna, se considera que actúa como una columna totalmente restringida en ambos extremos, entonces:

$$\text{Si } \frac{KL_{pc}}{r_{pc}} \leq 2.5 \rightarrow P_{n_{pc}} = 2F_y A_{pc}$$

$$F_{su} \leq \phi P n_{pc}; \phi = 0.9 \quad \text{“OK”}$$

Donde:

K =factor de longitud efectiva igual a 0.65, ver Anexo A.3

$P n_{pc}$ =Resistencia a la compresión de la placa de continuidad ($N - mm$)

2=Se considera dos placas de continuidad por lado de la columna

III. Soldadura

Tamaño de la soldadura: de acuerdo al AISC 360-16 en la sección J2-5

$$V_u = \phi F_{nw} * A_{we} = 0.75(0.6F_{EXX})(t_e l_{cw}) \quad (129)$$

$$w = \frac{V_u}{2[0.75(0.6F_{EXX})(0.707l_{cw})]}; t_e = 0.707w \quad (130)$$

Revisión de la soldadura: según el AISC 360-16 en el capítulo J2. sección 4 literal b se puede tomar en cuenta grupos de soldadura que están orientados tanto longitudinalmente como transversalmente

✓ Longitudinal

Esfuerzo nominal de la soldadura

$$F n_{lw} = 0.6F_{EXX}(1 + 0.5\text{sen}(\theta_l)^{1.5}); \theta_l = 0^\circ \quad (131)$$

Longitud de la soldadura $l_{cw} = L_{pc}$

Área efectiva de la soldadura

$$A_{lw} = 0.7071w l_{cw} \quad (132)$$

$$R n_{lw} = F n_{lw} A_{lw} \quad (133)$$

✓ Transversal

Esfuerzo nominal de la soldadura

$$F n_{lp} = 0.6F_{EXX}(1 + 0.5\text{sen}(\theta_b)^{1.5}); \theta_b = 90^\circ \quad (134)$$

Longitud de la soldadura $l_{cf} = L_{pc} + b_{pc}$

Área efectiva de la soldadura

$$A_{lp} = 0.7071w l_{cf}$$

$$R n_{lp} = F n_{lp} A_{lp}$$

Se propone soldar alrededor del atiesador por ambos lados, obteniendo una resistencia de diseño de:

$$Rn = \max (Rn_{lw} + Rn_{lp}, 0.85Rn_{lw} + 1.5Rn_{lp}) \quad (135)$$

$$\phi_w Rn = 2\phi_w Rn; \phi_w = 0.75 \quad (136)$$

Por lo tanto

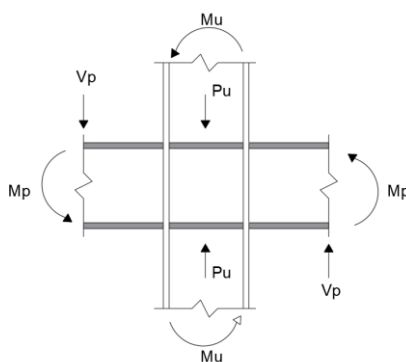
$$\frac{F_{su}/2}{\phi_w Rn} < 1 \quad (137)$$

2.5.7 Criterio de Columna fuerte-Viga débil.

El objetivo de este criterio es evitar la inestabilidad que hay en los elementos estructurales. Se desea que exista rotación en las vigas y que las columnas sean más resistentes, evitando el colapso de piso (ver Figura 20). Por lo tanto, el daño se debe generar en la conexión mediante la plastificación en la viga.

Figura 20

Momentos y Fuerzas actuantes en la Conexión



Nota. Se muestra los esfuerzos que se presentan en el nudo viga-columna, como momentos y cargas axiales. Elaborado por: Los autores

2.5.7.1. Resistencia a Cortante por Capacidad

✓ Combinación de Carga

$$W_u = 1.2CM + CV \quad (138)$$

✓ Momento Probable Máximo

$$M_{pr} = C_{pr}R_yF_yZ_{bx} \quad (139)$$

Resistencia a Cortante por capacidad

$$V_u = \frac{2M_{pr}}{L'} + \frac{W_u L'}{2} \quad (140)$$

$$V'_u = \frac{2M_{pr}}{L'} - \frac{W_u L'}{2} \quad (141)$$

$$L' = L_v - 2\frac{d_c}{2} - 2Sh \quad (142)$$

2.5.7.2. Relación que satisface el Criterio

La sección E3.4 a de la norma AISC 341-16, establece la relación que satisface el criterio de columna fuerte-viga débil con la Ec 143.

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pv}} \geq 1.0 \quad (143)$$

Donde:

$\sum M_{pc}$ = sumatoria de los momentos plásticos en las columnas que están sobre el nodo y debajo de él. Se debe considerar la reducción por efectos de la carga axial

$\sum M_{pv}$ = sumatoria de la resistencia a flexión esperada en vigas, que se proyectan en la cara de la columna en el lado izquierdo y derecho

La sumatoria de los momentos para columnas se calcula a continuación:

$$\sum M_{pc} = \sum Z_{cx} * \left(F_y - \frac{Pu_c}{Ag_c} \right) \quad (144)$$

Donde:

$\sum M_{pc}$ = sumatoria de los momentos plásticos de las columnas (Tonf-m)

Ag_c = área gruesa de la columna (mm^2).

Pu_c = resistencia a la compresión usando las combinaciones de carga del LRFD.

Z_c = modulo plástico de la sección transversal de la columna (mm^3).

La sumatoria de los momentos para vigas se calcula a continuación:

$$\sum M_{uv} = \sum V_u \left(Sh + \frac{d_c}{2} \right) \quad (145)$$

$$\sum M_{pb} = \sum M_{pr} + \sum M_{uv} \quad (146)$$

Donde:

M_{pr} = momento máximo probable de la rótula plástica (Tonf-m).

Sh = distancia entre máximo probable en la rótula plástica (mm).

M_{uv} = momento debido al incremento del corte en la zona de articulación plástica medido en cara de la columna y la zona de articulación plástica. (Tonf-m).

V_u = fuerza cortante en el extremo de la viga (Tonf).

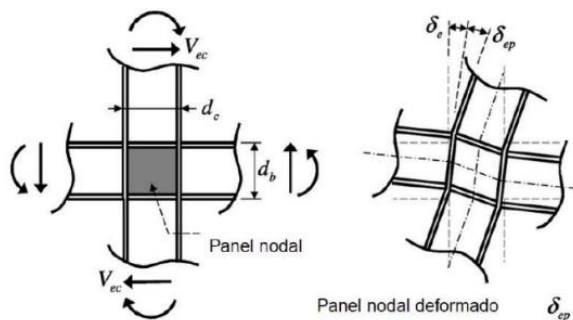
2.5.8 Zona panel

La zona panel se caracteriza por su flexibilidad en los pórticos a momento y se encuentra delimitada por los patines de la columna y las placas de continuidad. Esta zona

está sujeta a deformaciones considerables, que son causadas por cargas elevadas que generan daños graves si se diseñan incorrectamente (ver la Figura 21).

Figura 21

Panel Nodal



Fuente: Tae-Sung Eom (2012).

2.5.9 Consideraciones de diseño para pórticos SMF y IMF

La construcción en acero ha evolucionado como resultado de la experiencia obtenida en las últimas décadas y la existencia de varias investigaciones permitieron el desarrollo de la estructura metálica. El AISC 341-16 (*Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*) acumula mucha de esta experiencia y redacta el documento que brinda los criterios generales sismorresistentes para las construcciones en acero (ver Tabla 3).

Tabla 3

Requerimientos de Diseño entre los Sistemas SMF e IMF

Requerimientos	Categoría	
	Especial (SMF)	Intermedio (IMF)
Factor R	8	4.5
Capacidad de Rotación Plásticas en Rótulas	0.03	0.01
Distorsión de Piso en las conexiones	0.04	0.02
Conexiones Viga – Columna	Precalificada	Precalificada/Buena
Zonas Protegidas	Extremo de viga	Extremo de viga
Verificación Panel Nodal	Si	No
Relación Ancho – Espesor	$\lambda h d$	$\lambda m d$
Relación entre la Resistencia flexional de las Columnas y Vigas	Si	No
Restricción Lateral en Vigas	Si	Si

Nota. Se presenta las diferencias entre Pórticos Resistentes a Momento (SMF) e Intermedios a Momento (IMF). Fuente: Crisafulli (2013).

2.6. Desempeño Sísmico

En los últimos años la ingeniería estructural ha empezado a promover el desarrollo y aplicación de conceptos de diseño sísmico basado en el desempeño, debido a la necesidad de tener estructuras capaces de resistir la acción sísmica sin colapsar o poner en peligro la vida de sus ocupantes (Choque & Luque.2019).

En un inicio los objetivos del desempeño fueron cualitativos y no estandarizados. Por lo tanto, fue necesario introducir el concepto de límite de capacidad en el diseño sismorresistente de tal manera que sea posible cuantificar el desempeño en términos de cantidad de daños que tiene una estructura debido a un movimiento sísmico y el impacto que tienen estos daños en las actividades posteriores al evento (Aguar, 2003).

El desempeño sísmico de una estructura se basa en tres conceptos:

- **Desempeño:** es el comportamiento que tiene una estructura en función de su capacidad o demanda específica, para evaluar el desempeño sísmico se debe tener en cuenta el estado límite de daño, la seguridad de vida y la funcionalidad del edificio luego del sismo (Choque & Luque.2019).
- **Demanda:** representa el movimiento del suelo durante el sismo en termino de desplazamiento. Para una estructura y sismo específico, la demanda de desplazamiento es una estimación de la respuesta máxima esperada.
- **Capacidad:** es la resistencia final esperada de un elemento estructural. En consecuencia, la capacidad de una estructura depende de la capacidad y deformación de sus componentes.

2.6.1 Diseño sísmico basado en el desempeño

El PBSB (*Performance Based Seismic Design*) es una metodología que proporciona la posibilidad de diseñar edificios con un comportamiento predecible y confiable bajo la acción de un sismo. Permite hacer uso del presupuesto más eficientemente tanto en el diseño, construcción y gastos adicionales que logran un mejor desempeño que el proporcionado por las normas de diseño. Mantiene el nivel de seguridad básico, reduciendo considerablemente el riesgo de pérdidas potenciales (Choque & Luque.2019).

Este tipo de metodología no está limitado a las nuevas construcciones, sino que puede aplicarse a estructuras existentes para que puedan ser evaluadas y adaptadas a los objetivos de desempeño actuales.

2.6.2 Niveles de Desempeño Sísmico

Estos niveles describen un estado límite o grado de daño. Representa una condición límite establecida en función de los posibles daños físicos de una estructura pueden ser descritos en términos de la seguridad ofrecida, costo y facilidad de reparación, economía, arquitectura e impacto histórico (Cárdenas & Talmatch, 2016).

Esta en función de aspectos importantes como:

- a. Daños físicos de los componentes estructurales y no estructurales dentro del edificio
- b. Amenaza a la seguridad de vida de los ocupantes del edificio debido al daño
- c. Funcionalidad del edificio después del sismo

Se establecen diferentes niveles de evaluación del desempeño sísmico tanto para elementos estructurales y no estructurales según los códigos, sin embargo, todos se basan en los mismos criterios.

2.6.2.1. Niveles de Desempeño según el Comité Visión 2000

El Comité Visión 2000 define cuatro niveles de desempeño, la Tabla 4 presenta las características asociadas a los niveles de desempeño y sus respectivos estados de daño estructural y no estructural.

Tabla 4

Niveles de Desempeño y Descripción de los Estados de Daño

Nivel de Desempeño	Descripción de Daños	Estado de Daño
Totalmente operacional	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Los sistemas de evacuación e instalaciones continúan con sus servicios normalmente	Despreciable
Operacional /Funcional	Agrietamiento en elementos estructurales. Daño entre leve y moderado en contenidos y elementos arquitectónicos. Los sistemas pueden usarse con normalidad luego de pequeños arreglos	Leve
Seguridad de Vida	Daños moderados en algunos elementos. Pérdidas de resistencia del sistema resistente de cargas laterales, pero el sistema permanece funcional. Algunos elementos no estructurales pueden dañarse. Puede cerrarse el edificio temporalmente para reforzamientos y reparaciones.	Moderado
Prevención del colapso	Daños severos en elementos estructurales. Fallo de elementos secundarios y no estructurales. Puede llegar a ser necesario demoler el edificio	Severo

Colapso	Perdida parcial o total de soporte. Colapso parcial o total. No es posible la reparación.	Completo
---------	---	----------

Nota. Se presenta las principales características asociadas a los niveles de desempeño y daño estructural. Fuente: Vision 2000 Committe (1995)

2.6.2.2. Niveles de Desempeño según el ATC-40

Los niveles de desempeño definidos por el ATC- 40 (1996) corresponden a niveles utilizados para elementos estructurales y no estructurales evaluados de forma independiente (ver Tabla 5).

Niveles para Elementos Estructurales

Evalúa tres estados de daño (ocupación inmediata, seguridad y estabilidad estructural) que pueden ser utilizados para definir criterios técnicos en los procesos de evaluación y rehabilitación de estructuras. Además, establece dos rangos intermedios (daño controlado y seguridad limitada) que permiten discriminar de manera adecuada y útil el nivel de desempeño de la estructura.

Los niveles son identificados por la abreviación SP-n (SP son siglas de “*Structural Performance*” y n de “*numero de desempeño estructural*”).

- a. **Ocupación Inmediata, SP-1:** es un estado donde se ha producido un daño estructural muy limitado, el riesgo de una lesión que pone en peligro la vida por una falla es insignificante. Los sistemas resistentes de carga vertical y lateral permanecen prácticamente en las mismas características y capacidades antes del sismo
- b. **Control de daños, SP-2:** es un rango de daño post-sismo y no es un nivel, varía entre SP-1 y SP-3. Permite llevar el daño estructural más allá del nivel de seguridad de vida, sin que la ocupación presente algún problema.
- c. **Seguridad de Vida, SP-3:** es un estado de daño significativo, pero mantiene un margen adecuado contra el colapso. Los principales componentes no se han desprendido ni caído, reduciendo las lesiones mortales por daños estructurales. Es posible que sea necesario reparar la estructura antes de ocupar el edificio, sin embargo, el daño no siempre es económicamente reparable.
- d. **Seguridad Limitada, SP-4:** es un rango de daño post-sismico que varía de SP-3 y SP-5. Se presenta en situaciones donde se requiere reforzamiento en algunas partes de la estructura que no cumplen con todos los requisitos de nivel de seguridad de vida, también cuando el nivel de seguridad no es rentable y solo se mitigan las deficiencias estructurales críticas

- e. **Estabilidad Estructural, SP-5:** es un estado de daño estructural donde el edificio está a punto de sufrir un colapso parcial o total. Se producen daños sustanciales en la rigidez y resistencia del sistema, es probable que los daños en estructuras más antiguas sean técnica y económicamente irreparables además de tener un alto riesgo de colapso por posibles replicas.
- f. **No Considerado, SP-6:** no es un nivel de desempeño, pero es útil en situaciones donde se requiera evaluar los daños sísmicos no estructurales o reforzamientos.

Niveles para Elementos no Estructurales

Los niveles son identificados por la abreviación NP-n (NP son siglas de “*Nonstructural Performance*” y n de “*letra de desempeño no estructural*”)

- a. **Operacional, NP-A:** es un estado de daño en el cual los elementos no estructurales, máquinas y sistemas del edificio continúan en su sitio funcionando con normalidad después del sismo.
- b. **Ocupación Inmediata, NP-B:** es un estado de daño en el cual los elementos no estructurales permanecen en su sitio y se presenta ciertas limitaciones en el funcionamiento de algunos servicios externos, equipos y maquinarias. Sin embargo, esto no compromete la ocupación del edificio.
- c. **Seguridad de Vida, NP-C:** este estado presenta un daño considerable en los sistemas y elementos no estructurales, pueden verse afectados y requerir un reemplazo o reparación. No hay colapso y las personas dentro o fuera del edificio no están en peligro.
- d. **Peligro Reducido, NP-D:** este estado presenta un daño severo en elementos no estructurales, pero no llega al colapso o caída de elementos grandes y pesados (parapetos, muros exteriores, etc.) que causen daños significativos a las personas.
- e. **No Considerado, NP-E:** este no es un nivel de desempeño, pero se usa para indicar que no se han evaluado los elementos no estructurales a menos que tenga un efecto directo sobre la respuesta estructural como los muros de mampostería de relleno o particiones.

Tabla 5

Niveles de Desempeño para las Estructuras

Niveles de Desempeño No Estructural	Niveles de Desempeño Estructural					
	SP-1 Ocupación Inmediata	SP-2 Control de Daño	SP-3 Seguridad de Vida	SP-4 Seguridad Limitada	SP-5 Estabilidad Estructural	SP-6 No Considerado
NP-A Operacional	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B Ocupación Inmediata	1-B Ocupación Inmediata	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C Seguridad de Vida	1-C	2-C	3-C Seguridad de Vida	4-C	5-C	6-C
NP-D Peligro Reducido	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E No considerado	NR	NR	3-E	4-E	5-E Estabilidad Estructural	No Aplicable

Leyenda:

	Usados comúnmente para los niveles de desempeño de edificios (SP-NP)
	Otra posible combinación de SP-NP
	Combinaciones no recomendadas de SP-NP

Nota: Combinaciones asociadas a los niveles de desempeño. Fuente: ATC-40 (1996)

2.6.3 Objetivos de Desempeño

Estos objetivos están formados por un nivel de peligro sísmico seleccionado y un nivel de desempeño estructural y no estructural. Son el primer paso de la Ingeniería sísmica basada en el desempeño.

Para seleccionar estos objetivos, es necesario tener en cuenta factores tales como: la ocupación, la importancia de las funciones que ocurren dentro de la estructura, consideraciones económicas y consideraciones de importancia de estructura (Bonnet, 2003).

2.6.3.1. Objetivos de Desempeño según el Comité Visión 2000

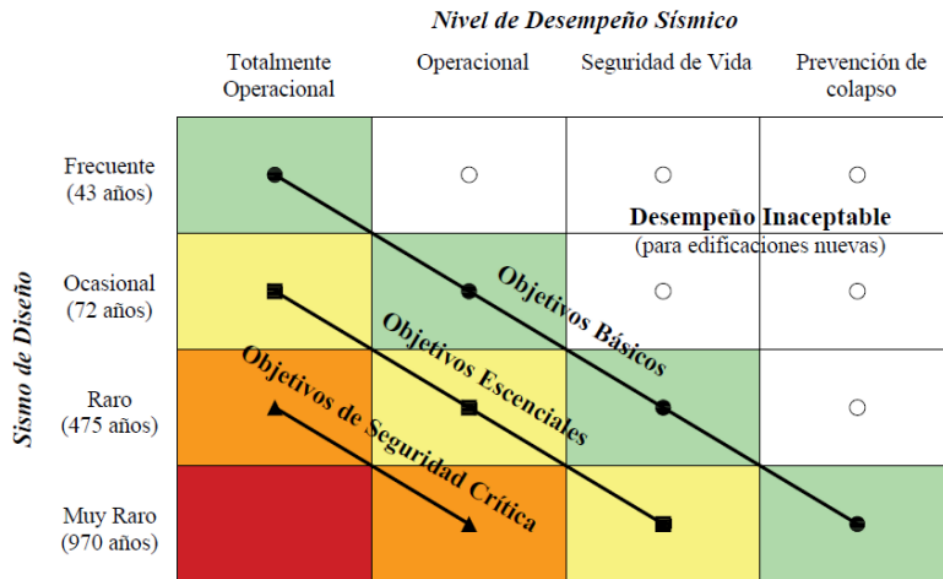
Visión 2000 identifica un conjunto de objetivo mínimos y mejorados, ver Figura 22.

- a. **Objetivos mínimos:** tenemos al objetivo básico que se define como el objetivo mínimo aceptable para edificios nuevos más comunes. Los edificios esenciales como hospitales que son definidos como objetivos esenciales y plantas nucleares que son definidos como objetivos de seguridad crítica.

- b. **Objetivos mejorados:** proveen mejor desempeño o menor riesgo que los objetivos mínimos que pueden ser seleccionados bajo la aprobación del cliente.

Figura 22

Objetivo de Desempeño sísmico recomendados para Edificios



Fuente: SEAOC Vision 2000 Committe (1995)

2.6.3.2. Objetivos de Desempeño según el ATC-40

El ATC-40 considera que existe una gran variedad de objetivos de desempeño para una estructura y que se definen a partir de varias combinaciones de los niveles de desempeño estructural con los movimientos sísmicos de diseño. La Tabla 6 muestra los objetivos de seguridad básica para estructuras convencionales.

Tabla 6

Objetivos de Seguridad Básica para Estructuras Convencionales

Movimiento Sísmico de Diseño	Nivel de Desempeño del Edificio			
	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención al Colapso
Sismo de Diseño, DE			X	
Sismo Máximo, ME				X

Elaborado por: Los Autores Fuente: ATC-40 (1996)

2.7. Demanda sísmica

La demanda sísmica se representa a través de un espectro de diseño, el cual presenta la respuesta máxima de sistemas de 1GDL como una función de sus frecuencias o periodo. Según Chopra (2014): “La variación en el tiempo de la aceleración del terreno es la forma más útil de definir el movimiento del terreno durante un sismo”, pg. 197.

2.7.1 Niveles de Amenazas Sísmicas

Las amenazas sísmicas incluyen efectos directos e indirectos que afectan el nivel de desempeño deseado de una estructura y el alcance que tienen estas amenazas dependen de la magnitud del sismo, la dirección de propagación de la ruptura de falla y las características geológicas del lugar donde se encuentra la estructura.

2.7.1.1. Amenaza sísmica según ATC-40

El ATC-40 define 3 niveles de amenaza sísmica para el diseño de estructuras. Las siglas S, D y M hacen referencia a servicio, diseño y máximo respectivamente, mientras que E significa “*Earthquake*”.

- a. **Sismo Frecuente o Servicio, SE:** es un movimiento de tiene como probabilidad del 50% de ser excedido en un periodo de 50 años o un periodo de retorno de 72 años. Este sismo ocurre una vez durante la vida de la estructura.
- b. **Sismo de Diseño, DE:** es un movimiento poco frecuente de intensidad moderada y severa. Se define como el movimiento de terreno que tiene una probabilidad del 10% de ser excedida en 50 años o tiene un periodo de retorno de 475 años. Este sismo se establece en los códigos para el diseño de estructuras convencionales.
- c. **Sismo Máximo, ME:** es el máximo movimiento del terreno que se espera en el sitio donde se localiza la estructura, con una probabilidad del 5% de ser excedido en un periodo de 50 años o un periodo de retorno de aproximadamente 975 años. Este nivel por general varía entre 1.25 y 1.5 veces el valor del sismo de diseño y se utiliza en el diseño de estructuras esenciales.

2.7.1.2. Amenaza sísmica según NEC-2015

La NEC-SE-DS clasifica los sismos según un nivel sísmico y periodo de retorno.

Tabla 7

Niveles de Amenaza Sísmica según NEC-2015

Nivel de sismo	Sismo	Probabilidad de Excedencia (50 años)	Periodo de Retorno T_r (años)	Tasa anual de Excedencia ($1/T_r$)
1	Frecuente (menor)	50%	72	0.01389
2	Ocasionado (moderado)	20%	225	0.00444
3	Raro (severo)	10%	475	0.00211
4	Muy raro (extremo)	2%	2500	0.00040

Fuente: NEC-SE-DS (2015)

2.7.2 Espectro de diseño según la NEC-2015

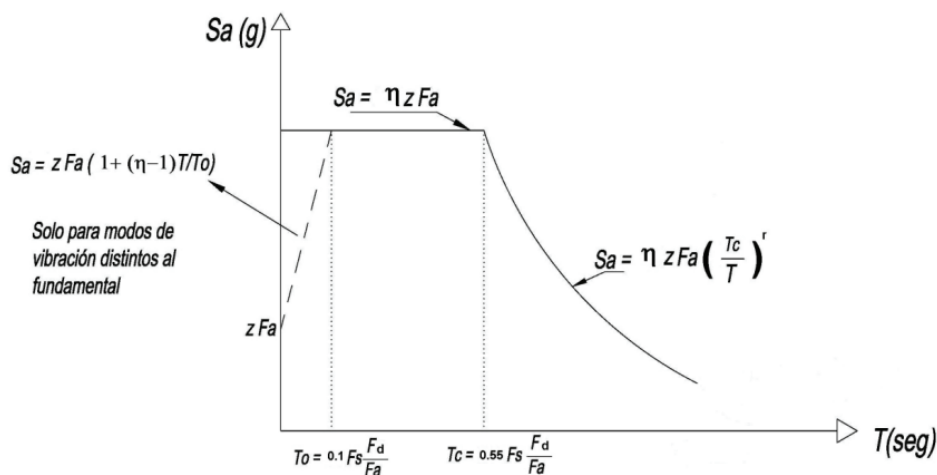
2.7.2.1. Espectro de Diseño

Es un espectro que especifica el nivel de resistencia requerida para un diseño. A partir del conocimiento de las condiciones de sitio es posible establecer parámetros que ayudan a construir el espectro de demanda correspondiente a la zona en la que se va a realizar la evaluación estructural, ver Figura 23.

El espectro de demanda debe construirse sin ningún tipo de reducción considerando únicamente un amortiguamiento inherente del sistema en su fase elástica que usualmente es el 5% (NEC-SE-DS, 2015).

Figura 23

Espectro Sísmico Elástico de Aceleraciones del Sismo de Diseño



Fuente: NEC-SE-DS (2015)

La NEC-SE-DS define parámetros para representar el espectro de diseño, los cuales son:

- a. **Zonificación sísmica:** proviene del resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (periodo de retorno 475 años), que incluye una saturación a 0.5g de los valores de aceleración sísmica en el litoral ecuatoriano.

Tabla 8

Valores del Factor Z en función de la zona Sísmica

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.4	≥ 0.5
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

Fuente: NEC-SE-DS (2015)

Todo el territorio ecuatoriano está catalogado como amenaza sísmica alta, con excepción de:

- Nororiente que presenta una amenaza sísmica intermedia
- Litoral ecuatoriano que presenta una amenaza sísmica muy alta.

b. Tipos de perfiles de Suelo

La norma define seis tipos de suelo las cuales están detallados en el Anexo A.11. Los parámetros usados en la clasificación son los correspondientes a los 30m superiores del perfil, para los perfiles tipo A, B, C, D y E. Para los perfiles tipo F se aplican otros criterios y la respuesta no se limita a los 30 m superiores del perfil en los casos de perfiles con espesor de suelo significativo (NEC-SE-DS, 2015).

c. Coeficientes de perfil de suelo

- F_a : Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto

La Tabla (ver Anexo A.12) presenta valores que amplifican las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio

- F_d : Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamiento

La Tabla (ver Anexo A.13) presenta valores que amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamiento para diseño en roca, considerando los efectos de sitio

- F_s : Comportamiento no lineal de los suelos

La Tabla (ver Anexo A.14) considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para lo espectro de aceleraciones y desplazamientos.

d. Razón entre la aceleración espectral y el PGA: se define como la relación de ampliación espectral $\eta(S_a/Z)$ y varia dependiendo de la región del país.

- $\eta=1.8$ provincias de la Costa (excepto Esmeraldas)
- $\eta=2.48$ provincias de la Sierra, Esmeralda y Galápagos
- $\eta=2.6$ provincias del Oriente

e. Factor r: usado en el espectro de diseño elástico y sus valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto

- $r=1$ para todos los suelos, con excepción del tipo de suelo E
- $\eta=2.48$ para el tipo de suelo E

f. **Periodo de vibración, T:** el valor T es una estimación inicial razonable del periodo estructural que permite el cálculo de las fuerzas sísmicas a aplicar sobre la estructura y realizar su dimensionamiento. El valor T permite determinar S_a -aceleración espectral (NEC-SE-DS, 2015).

$$T = C_t H_n^\alpha \quad (147)$$

Donde:

C_t = coeficiente que depende del tipo de edificio (ver Anexo A.15)

H = altura máxima del edificio de n pisos, medido desde la base (m).

2.8. Capacidad de la Estructura

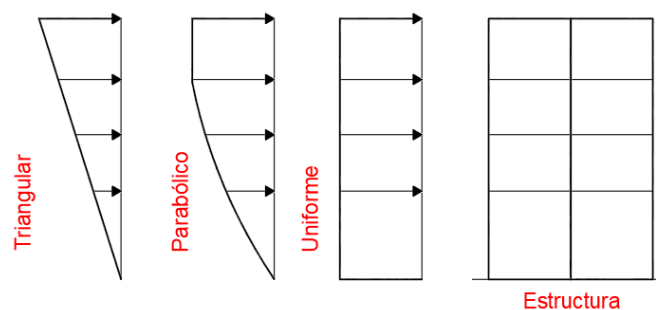
La capacidad es característica propia de la estructura ya que depende de la resistencia y deformación de los materiales que lo conforman. Está representada por la curva de capacidad también llamada curva Pushover. Su trazo fuerza- desplazamiento se realiza mediante el seguimiento de la fuerza cortante basal y el desplazamiento de techo (Mora et al.,2006). Requiere de un análisis no lineal como el procedimiento Pushover ya que la construcción de la curva tiene como fin ir más allá de los límites elásticos (Delgadillo,2005).

2.8.1 Edificios ante Cargas Laterales

Las fuerzas sísmicas laterales son similares a las fuerzas sísmicas estáticas equivalentes, siempre que la estructura tenga un nivel adecuado de simetría en su estructuración, ya que se supone que obedecen el primer modo fundamental de vibración o una distribución más sencilla como la rectangular, parabólica y triangular invertida (ver Figura 24) (Moreno Rosangel, 2006).

Figura 24

Patrones de Distribución de las Cargas Laterales



Elaborado por: Los autores

La forma de distribución de las cargas laterales aplicadas a una estructura influye en la determinación de las curvas de capacidad. Sin embargo, no hay un patrón de fuerzas que sea universalmente aceptados (Moreno Rosangel, 2006).

2.8.1.1. Cargas Laterales según NEC 2015

La NEC-SE-DS (2015) indica que las fuerzas laterales se asemejan a una distribución triangular, el cual representa el primer modo fundamental de vibración. Las cargas laterales se distribuyen empleado las siguientes expresiones:

$$V = \sum_{i=1}^n F_i; V_x = \sum_{i=x}^n F_i \quad (148)$$

$$F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_i^n w_i h_i^k} V \quad (149)$$

Donde:

V =cortante total en la base de la edificación

V_x =cortante total en el piso x de la edificación

F_i =fuerza aplicada en todo el piso i de la edificación

F_x =fuerza lateral aplicada en el piso x de la edificación

w_i, h_i =peso del piso i y altura del piso i , respectivamente

k = coeficiente relacionado al periodo de la estructura, T

2.9. Análisis Estático No Lineal “Pushover”

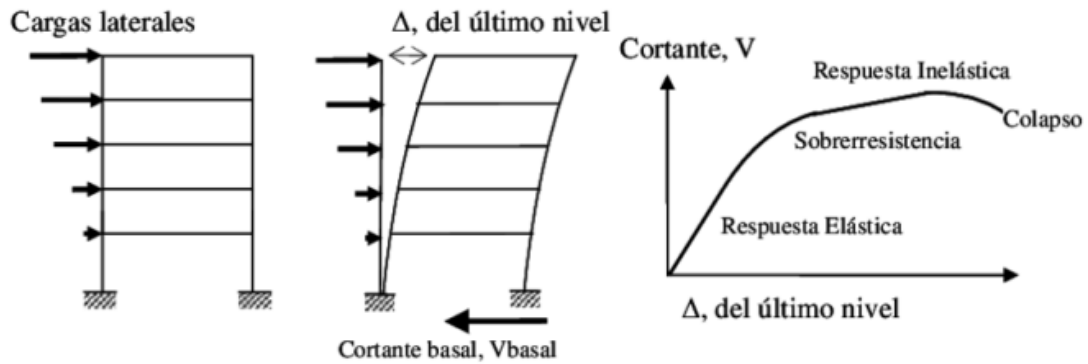
El Análisis Estático No Lineal (Pushover) es una técnica simple y eficiente para estudiar la capacidad, resistencia-deformación, de una estructura bajo una distribución esperada de fuerzas inerciales.

El procedimiento para llevar a cabo el análisis estático no lineal es dar forma a la llamada curva de capacidad (desplazamiento de techo vs fuerza cortante basal) que basa su aplicación en un patrón de cargas que se van incrementando hasta alcanzar un estado límite (punto de desempeño) o una condición de falla (Choque y Luque,2019).

La estructura comienza con una respuesta elástica asociada a la rigidez inicial, luego con el incremento de fuerzas el edificio incursiona en el rango no lineal y los materiales toman un comportamiento más allá del rango elástico, se presentan rótulas plásticas y mecanismos de fallas en los elementos estructurales. Finalmente, la estructura empieza a perder rigidez y resistencia en proporción a su ductilidad (ver figura 25).

Figura 25

Secuencia del proceso de Análisis Estático No Lineal (AENL)



Nota. Se observa la aplicación del patrón de fuerzas y obtención de la curva de capacidad. Fuente: Sergio Arango et al., (2009)

2.9.1 Limitaciones para ingresar en un Análisis Pushover

El análisis Pushover permite identificar las deficiencias estructurales que se presentan y corregirlas si estas no llegan a satisfacer un criterio preestablecido, este criterio suele ser un desplazamiento. Al realizar un análisis por deformación controlada, el desplazamiento se puede controlar a través, de un punto de control localizado generalmente en el centro de rigidez de la losa del nivel más alto de la edificación (Talmatch & Cárdenas, 2016).

No obstante, tiene limitaciones fundamentales que se deben considerar en la aplicación e interpretación de los resultados obtenidos

- El procedimiento utilizado asume que el daño depende solo de la deformación lateral de la estructura, despreciando los efectos de duración y disipación de energía acumulada. Por lo tanto, aplicar esta medida de daño es simplista para estructuras no dúctiles.
- Los modos superiores de vibración no deben ser influyentes en la respuesta global, es decir el análisis modal debe tomar en cuenta los modos suficientes que sumen el 90% de la masa participativa y un segundo análisis modal considerando solo el primer modo de vibración. Si el cortante en cualquier nivel en el primer modo excede el 130% al cortante obtenido en el segundo análisis, se deben considerar significativos los modos superiores.
- Es un análisis al ser de dos dimensiones no considera los efectos de torsión producidos por las variaciones de resistencia y rigidez.

- El análisis se centra solo en la energía de deformación, llevando este procedimiento a despreciar la energía asociada a los componentes dinámicos de las fuerzas, es decir, energía cinética y amortiguamiento viscoso.
- El patrón de cargas solo considera fuerzas laterales e ignora la carga sísmica vertical.

2.9.2 Evaluación y resultados del Análisis Pushover

En un Análisis Estático No Lineal las estructuras son sometidas a cargas laterales incrementales y el método permite:

- Observar las secuencias de alteración de resistencia de elementos estructurales como la fluencia, formación de rótulas plásticas, fallas y colapso total.
- Determinar la capacidad lateral de la estructura.
- Verificar los niveles de desempeño requeridos para las estructuras.
- Identificar cuáles elementos serán más susceptibles a fallar primero.
- Determinar la ductilidad de la estructura.
- Verificar el concepto de vigas débiles y columnas fuertes.
- Identificar la discontinuidad de resistencia en planta o en elevación,

En otras palabras, la evaluación consiste en reconocer las condiciones de la estructura para cada nivel de desempeño, los cuales están en función de la intensidad del movimiento sísmico.

2.9.3 Modelo Esfuerzo-Deformación del Acero

El acero está presente en los elementos estructurales que dan forma a los edificios de este trabajo y puede ser caracterizado con un ensayo de tracción que termina en una curva de deformación unitaria vs esfuerzo.

El modelo muestra en un inicio una zona lineal elástica capaz de presentar deformaciones que regresan a su estado original sin que el material pierda sus propiedades mecánicas. Después el acero más allá del rango lineal es complejo, por lo tanto, se idealiza este comportamiento en un modelo simplificado (Park & Pauly, 1980).

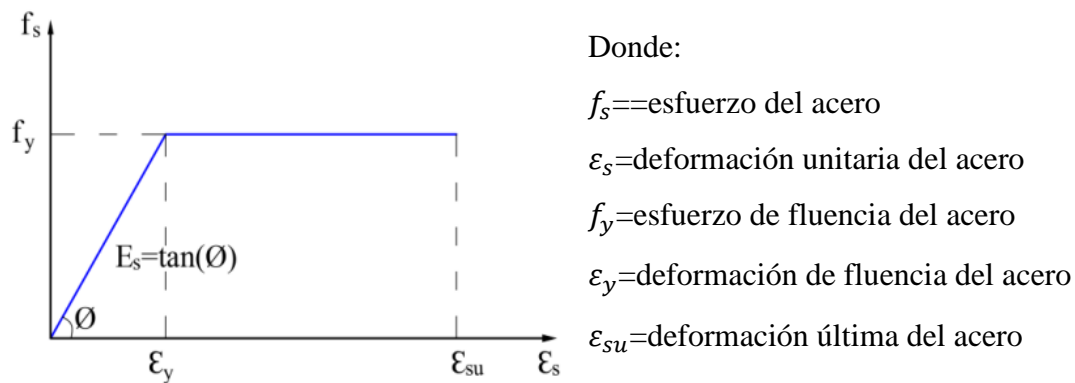
2.9.3.1. Modelo Elastoplástico Perfecto

Es un modelo bilineal que ayuda al acero a llegar a estados mucho mayores que la fluencia de forma más sencilla. Sin embargo, ignora la resistencia superior de fluencia y el aumento en el esfuerzo debido al endurecimiento por deformación (Park y Pauly,

1980). Este modelo no es adecuado para la evaluación del desempeño sísmico ya que no estima adecuadamente los esfuerzos del acero más allá de la fluencia (ver Figura 26).

Figura 26

Modelo Elastoplástico Perfecto



Nota. Modelo esfuerzo-deformación que se usara en un análisis Pushover.

Fuente: Ottazzi Pasino (2011).

2.9.4 Modelo Inelástico de los Elementos

Las respuestas de los elementos de un edificio frente a un sismo definen el comportamiento general de una estructura. Por lo tanto, se necesita conocer esas respuestas con ayuda del diagrama momento-rotación ($M - \theta$).

2.9.4.1. Diagrama de Momento-Rotación

El diagrama permite conocer la deformación de un elemento en su ángulo de giro por medio de una carga creciente, representa el daño estructural en los diferentes estados del elemento ya sea de acero o concreto (Ottazzi Pasino, 2011). Mientras más dúctiles sean sus miembros, mayor es la capacidad de disipación de energía.

El diagrama momento-rotación ($M - \theta$) brinda una idea más clara de la máxima capacidad de deformación inelástica, las características de disipación de energía y el comportamiento no lineal de un elemento.

Diagrama de Momento-Rotación Simplificado

EL AISC 41-13, FEMA 440 y ATC-40 establecen un diagrama simplificado y normalizado, el cual se construye calculando algunos parámetros que dan como resultado la forma de un diagrama con tramos rectos entre los puntos más críticos.

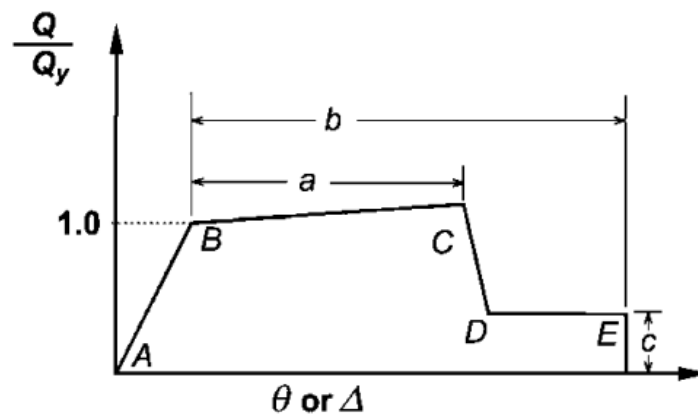
Este diagrama se simplifica debido a la cantidad de elementos, así como la complejidad de construir una curva de momento-rotación para un elemento (Choque & Luque, 2019).

Relación Fuerza- Deformación según ASCE 41-13

Es necesario conocer el comportamiento de los componentes más allá del rango lineal para después evaluar la respuesta no lineal de toda la estructura, ver Figura 27. La respuesta de los componentes debe representarse mediante una curva que describa dicho comportamiento. El ASCE 41-13 presenta estas curvas como relaciones generalizadas.

Figura 27

Relación fuerza-deformación generalizada para Elementos de Acero



Nota. Se presenta el diagrama que toma el elemento a diseñar. Fuente: ASCE 41-13

La relación generalizada mostrada en la Figura 26, se describe mediante una respuesta lineal que inicia desde un punto A hasta un punto B con una fluencia efectiva; luego tenemos el punto que va del B al C el cual es una reducción de rigidez y representa el endurecimiento por deformación del elemento, esta línea puede considerarse del 0% al 10% de la pendiente elástica lineal; después se genera la degradación repentina de la resistencia dando lugar a la respuesta lineal que va del punto C hasta D; más allá del punto D responde con una resistencia muy reducida hasta llegar a E, para deformaciones más allá de este punto la resistencia es cero.

2.9.4.2. Diagrama Momento-Rotación de Vigas

El procedimiento para generar el diagrama de momento-rotación es necesario para entender el daño estructural en los diferentes estados del elemento.

Momento, M_3

Los parámetros de modelación a, b y c, así como los criterios de aceptación IO, CP y LS deben ser calculados según la Tabla 9 (ver Tabla 9-6 del ASCE 41-13). Además, se debe conocer los valores de momento de fluencia, M_y y momento último, M_U .

Tabla 9

Parámetros para Procedimientos no lineales de una Viga

Condición de la Geometría	a	b	c
a. $\frac{bf}{2tf} \leq \frac{52}{\sqrt{Fye}}$ y $\frac{h}{tw} \leq \frac{428}{\sqrt{Fye}}$	$9\theta_y$	$11\theta_y$	0.6
b. $\frac{bf}{2tf} \leq \frac{65}{\sqrt{Fye}}$ o $\frac{h}{tw} \leq \frac{640}{\sqrt{Fye}}$	$4\theta_y$	$6\theta_y$	0.2
c. Otros	Interpolación lineal		

Fuente: ASCE 41-13

Construcción del Diagrama Momento rotación de las vigas

Según Mora y Aguiar (2015) se puede contemplar tres zonas de trabajo, los cuales son:

- El punto B mostrado en el diagrama de la Figura 10 corresponde al momento de fluencia M_y , el cual representa el límite del rango elástico e inicio del inelástico. Está asociado a la rotación de fluencia, θ_y

$$M_y = M_{px}; \theta_y = \frac{M_{px}L}{6EI} \tag{150}$$

Cabe recalcar que el momento plástico se encuentra relacionado con el momento M_y .

- El punto C es el momento ultimo M_U y se asocia con la rotación θ_u

$$M_U = M_{px} + \left(\frac{\theta_u - \theta_y}{\theta_y} \right) \alpha M_{px}; \theta_u = a, \alpha = 0.03 \tag{151}$$

El momento M_U es trabajado dentro de un modelo elastoplástico perfecto.

- La recta del punto D al E corresponde al momento residual M_R

$$M_R = cM_U; \theta_r = b \tag{152}$$

Tabla 10

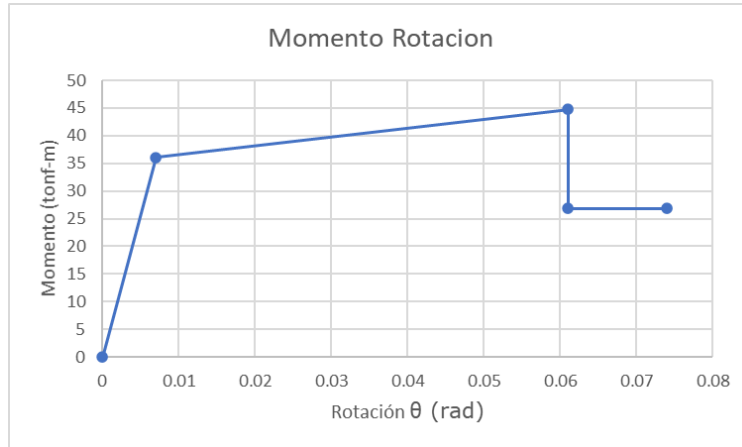
Ejemplo de Momento-Rotación de una Viga

Dimensiones de la viga evaluada				
Sección I armada	$d(cm) = 36$	$b_f(cm) = 22$	$t_f(cm) = 1.6$	$t_w(cm) = 0.8$
	Estado de Fluencia (θ_y, M_y)	Estado Ultimo (θ_u, M_U)	Estado Residual (θ_w, M_R)	Estado de colapso (θ_r, M_R)
Rotación θ (rad)	0.007	0.061	0.061	0.074
Momento M (tonf – m)	36.09	44.76	26.85	26.85

Elaborado por: Los autores

Figura 28

Diagrama Momento-Rotación de una Viga



Elaborado por: Los autores

2.9.4.3. Diagrama Momento-Rotación de Columnas

Axial y Momento, P – M₃

Los parámetros de modelación a, b y c, así como los criterios de aceptación IO, CP y LS deben ser calculados según la Tabla 11 (ver Tabla 9-6 del ASCE 41-13). Además, se debe conocer el momento de fluencia M_y , carga axial última y nominal P_u, P_n .

Tabla 11

Parámetros para Procedimientos no lineales de una Columna

Condición de la Geometría	a	b	c
$P_u/P_n \leq 0.2$			
a. $\frac{bf}{2tf} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}} \text{ y } \frac{h}{tw} \leq \frac{300}{\sqrt{F_{ye}}}$	$9\theta_y$	$11\theta_y$	0.6
b. $\frac{bf}{2tf} \leq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}} \text{ o } \frac{h}{tw} \leq \frac{460}{\sqrt{F_{ye}}}$	$4\theta_y$	$6\theta_y$	0.2
c. Otros	Interpolación lineal		
Condición de la Geometría	a	b	c
$0.2 \leq P_u/P_n \leq 0.5$			
a. $\frac{bf}{2tf} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}} \text{ y } \frac{h}{tw} \leq \frac{260}{\sqrt{F_{ye}}}$.. ^c	.. ^d	0.2
b. $\frac{bf}{2tf} \leq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}} \text{ o } \frac{h}{tw} \leq \frac{400}{\sqrt{F_{ye}}}$	$1\theta_y$	$1.5\theta_y$	0.2
c. Otros	Interpolación lineal		
Condición de la Geometría para Columnas Tubulares			
$\frac{bf}{2tf} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}} = \frac{b}{t} \leq \frac{110}{\sqrt{F_{ye}}}; \frac{bf}{2tf} \leq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}} = \frac{b}{t} \leq \frac{190}{\sqrt{F_{ye}}}$			

Fuente: ASCE 41-13

Construcción del Diagrama Momento rotación de columnas

El diagrama es construido de igual forma que el diagrama momento-rotación de la viga con la diferencia de que la rotación de fluencia para las columnas es:

$$\theta_y = \frac{M_{px}L}{6EI} \left(1 - \frac{P_u}{A_g F_y} \right) \quad (153)$$

Tabla 12

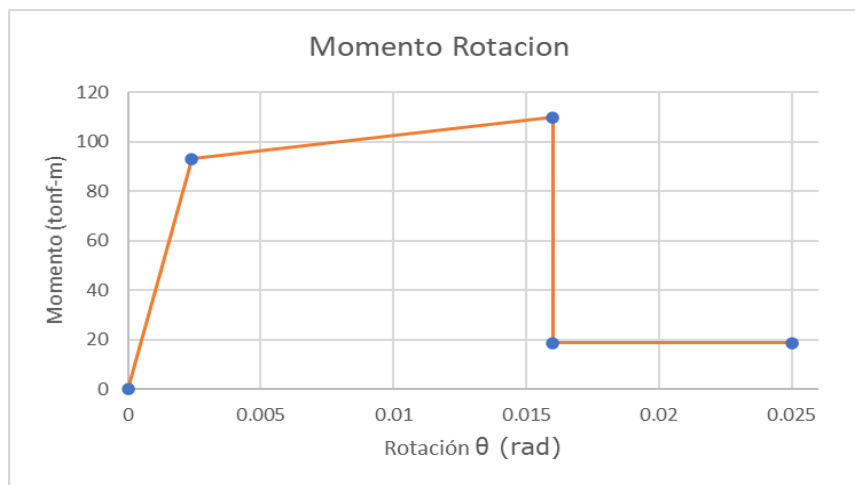
Ejemplo de aplicación de valores de Momento-Rotación de una Columna

Dimensiones de la columna evaluada				
Sección Vertical	$d(cm) = 52$	$b_f(cm) = 26$	$t_f(cm) = 1.8$	$t_w(cm) = 1.2$
Sección Horizontal	$d(cm) = 52$	$b_f(cm) = 26$	$t_f(cm) = 1.8$	$t_w(cm) = 1.2$
	Estado de Fluencia (θ_y, M_y)	Estado Ultimo (θ_u, M_U)	Estado Residual (θ_w, M_R)	Estado de colapso (θ_r, M_R)
Rotación θ (rad)	0.0024	0.016	0.016	0.025
Momento M (tonf - m)	93.08	109.7	18.62	18.62

Elaborado por: Los autores

Figura 29

Diagrama Momento-Rotación de una Columna



Elaborado por: Los autores

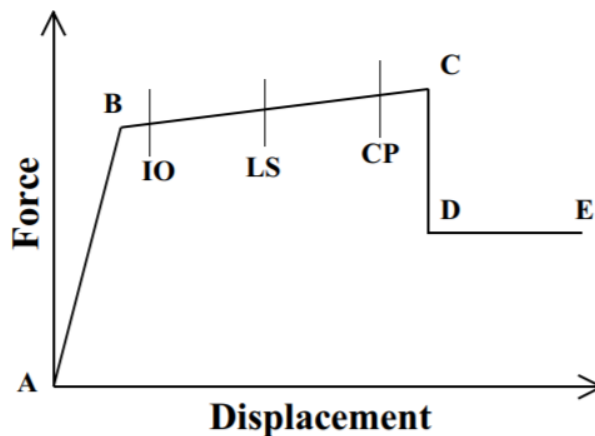
2.9.4.4. Criterios de Aceptación no Lineales

Estos criterios de aceptación se definen dentro de los parámetros que dan forma a la relación de Fuerza – Deformación propuesta por el ASCE 41-13. Además, no tienen ningún efecto en el comportamiento de la estructura.

Los criterios de aceptación no lineales son grados de deformación que se dividen en IO (*Immediate Occupancy*), LS (*Life Safety*) y CP (*Colapse Prevention*) y sirven para determinar en qué nivel de rendimiento se encuentra el elemento (ver Figura 30).

Figura 30

Criterios de Aceptación No lineales



Nota. Se presentan los grados de deformación que se espera que tengan los elementos en el rango no lineal y como lo representa el programa SAP2000.

Fuente: CSI (2013)

2.9.5 Curva de capacidad

La curva de capacidad es la relación que existen entre el cortante basal que se genera a nivel de la base de la estructura y el desplazamiento lateral del punto de control en el nivel superior de la estructura, ver Figura 31 (Duarte et al,2017).

La curva generalmente se construye para representar la respuesta del primero modo de vibración de la estructura, basándonos en la hipótesis que el modo fundamental de vibración es la respuesta predominante de la estructura. Esta suposición es válida para estructuras con periodos de vibración menores a 1 segundo, caso contrario para estructuras más flexibles, el análisis debe considerar la influencia de los modos de vibración superiores (Duarte et al,2017).

Figura 31

Curva de Capacidad



Elaborado por: Los Autores

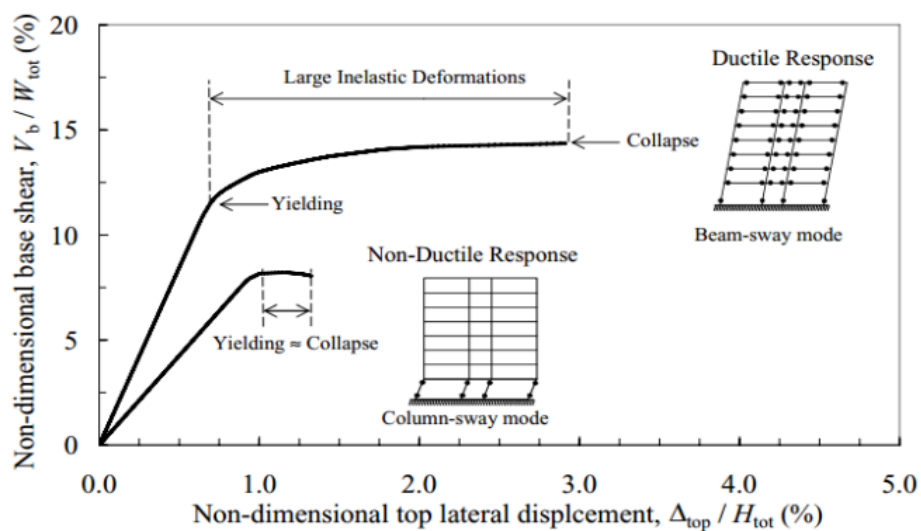
2.9.5.1. Ductilidad

La ductilidad es la relación entre la deformación última y la de fluencia de una estructura o elemento estructural, el cual depende de características propias del edificio como el sistema estructural, la irregularidad y el tipo de material.

La Figura 32, compara la respuesta estructural de los sistemas frágiles y dúctiles. Los sistemas frágiles fallan después de alcanzar el límite de resistencia a deformaciones inelásticas muy bajas y el colapso se produce repentinamente más allá de la resistencia máxima. Pero con los sistemas dúctiles tenemos grandes deformaciones inelásticas (Elnashai & Sarno, 2008).

Figura 32

Comportamiento Dúctil y no Dúctil de una Estructura



Fuente: Elnashai & Sarno (2008).

Se puede estimar la ductilidad disponible a partir de un nivel de sismo específico:

- Ductilidad del elemento: también llamado ductilidad de rotación y considera las propiedades del material.

$$\mu_{\theta} = \theta_u / \theta_y \quad (154)$$

- Ductilidad de la estructura: considera el comportamiento de toda la estructura.

$$\mu_{\delta} = \delta_u / \delta_y \quad (155)$$

2.9.5.2. Sobre resistencia

La sobre resistencia se define cómo el cociente entre la fuerza cortante de colapso y fluencia efectiva. Es el incremento en la capacidad más allá del límite elástico y sucede en la mayoría de estructuras y elementos estructurales.

Se puede calcular la sobre resistencia de demanda para un nivel de sismo específico.

$$SR_{u/y} = V_u / V_y \quad (156)$$

$$SR_{d/y} = V_d / V_y \quad (157)$$

2.10. Estimación del Punto de Desempeño

El punto de desempeño es una estimación del desplazamiento máximo esperado del último nivel de un edificio (techo) calculado para un sismo. En consecuencia, su resultado presenta el estado de daño asociado a la estructura que puede ser comparado con el objetivo de desempeño deseado (Choque y Luque, 2019).

Esta definición es útil para el diseño de nuevas estructuras, rehabilitación de estructuras existentes y análisis de vulnerabilidad y daño sísmico. Permite entender de mejor manera el comportamiento de una estructura sometida a movimientos sísmicos de diferente intensidad y es de gran ayuda para incrementar los niveles de seguridad a un bajo costo (Moreno Rosagnel, 2006).

Los procedimientos de análisis dinámico no lineal NDP (*Nonlinear Dynamic Procedure*) permiten estimar de manera exacta el comportamiento no lineal de los edificios, sin embargo, no resulta práctico. Por lo tanto, se proponen métodos de análisis no lineal simplificados conocidos como análisis estático no lineal NSP (*Nonlinear Static Procedure*) como el análisis Pushover (Choque y Luque, 2019).

Existen varios métodos que permiten estimar el punto de desempeño a partir del análisis estático no lineal Pushover. En este trabajo se describen dos métodos de análisis no lineal simplificados utilizados para determinar este punto en una estructura

2.10.1 Método del Espectro de Capacidad

El método fue propuesto por Freeman (1975), como una forma rápida de evaluar el riesgo sísmico, después fue utilizado para correlacionar el sismo con observaciones del desempeño realizadas a las construcciones existentes. Hoy en día, el método es un procedimiento simple para determinar el punto de desempeño de una estructura cuando está sometida a movimientos sísmicos de diferentes intensidades (Moreno Rosagnel, 2006).

Este método se basa en la linealización equivalente del espectro de capacidad e intersección de este espectro con un espectro de respuesta reducido, para estimar el desplazamiento máximo. Su representación gráfica proporciona una idea más clara de cómo el edificio responde al movimiento del terreno debido a las fuerzas sísmicas.

2.10.1.1. Propuesta según el ATC-40

El método inicia con la generación de la curva de capacidad, luego los resultados son transformados a formato ADRS (*Acceleration Displacement Response Spectra*), también la demanda sísmica debe convertirse al mismo formato. El espectro de demanda inelástico se obtiene a partir del espectro elástico lineal por medio del amortiguamiento equivalente del sistema, que es proporcional al área contenida por el espectro de capacidad y el periodo equivalente, que es un periodo secante en el que la demanda sísmica reducida interseca con el espectro de capacidad.

Finalmente, Rosangel Moreno (2006) determina que en el punto de desempeño se superponen los espectros de demanda y capacidad sísmica. Por lo tanto, debe cumplir con:

1. Debe estar sobre el espectro de capacidad para representar a la estructura en un determinado desplazamiento
2. Debe estar sobre el espectro de demanda (reducido a partir del espectro elástico) que representa la demanda no lineal en el mismo desplazamiento estructural.

Cabe recalcar que el amortiguamiento y periodo equivalente están en función del desplazamiento por lo tanto determinar el punto de desempeño es iterativo (Choque y Luque, 2019).

Conversión del Espectro de Respuesta a formato ADRS

El ATC-40 indica que para convertir un espectro de demanda de formato estándar S_a vs T a un formato ADRS, es necesario determinar el valor de S_{di} para cada punto de la curva S_{ai}, T_i , ver Figura 33.

$$S_a = \omega^2 S_{di}; \quad \omega = \frac{2\pi}{T} \quad (158)$$

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ai} \quad (159)$$

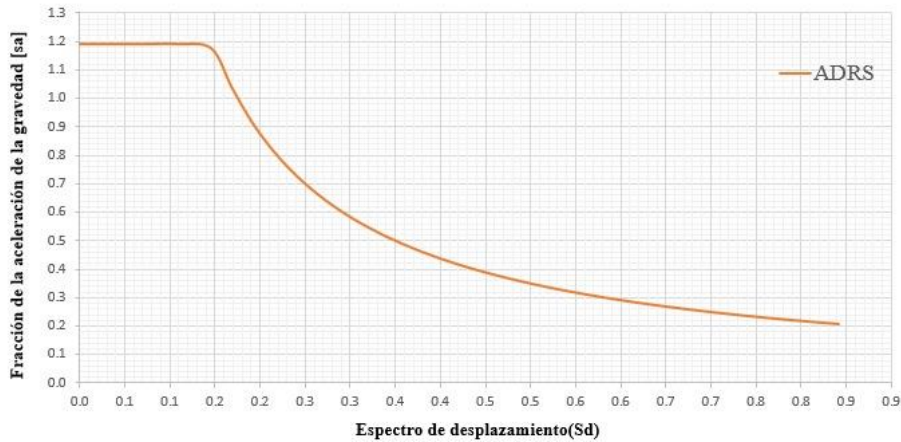
Donde:

S_a = Aceleración espectral

S_{di} = Desplazamiento espectral

Figura 33

Formato ADRS (S_a vs S_d)



Elaborado por: Autores

Conversión de la Curva de Capacidad a Espectro de Capacidad

Según el procedimiento del ATC-40 (1996) es necesario convertir la curva de capacidad en términos de espectro de capacidad que es la representación de la curva de capacidad en coordenadas espectrales conocidos como ADRS o curva AD (Aceleración-Desplazamiento), ver Figura 34.

Las ecuaciones necesarias para iniciar con la transformación (punto a punto) la curva de capacidad a coordenadas espectrales, propuestas por el ATC-40 son:

$$PF_1 = \frac{[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1})/g]}{[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2)/g]} \quad (160)$$

$$\alpha_1 = \frac{[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1})/g]^2}{[\sum_{i=1}^N w_i/g][\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2)/g]} \quad (161)$$

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \quad (162)$$

$$S_d = \frac{D}{PF_1 * \phi} \quad (163)$$

Donde:

PF_1 = Factor de participación modal para el primer modo natural

α_1 = Coeficiente de masa efectiva para el primer modo natural

w_i/g = Masa asignada al nivel i

ϕ_{i1} = Amplitud del modo 1 en el nivel i

N = Nivel N (nivel más alto de la estructura)

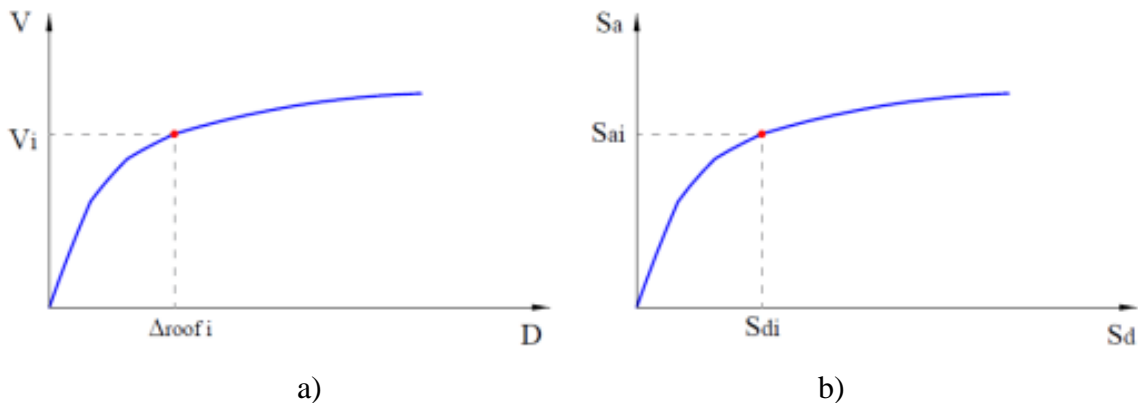
V_i = Corte basal

W = Peso muerto del edificio

D = Desplazamiento del techo (Asociado a la curva de capacidad)

Figura 34

Conversión de la Curva de Capacidad a formato ADRS



Nota. Las figuras son: a) Formato Estándar (V vs D) y b) Formato ADRS (S_a vs S_d).

Fuente: Choque y Luque (2019)

Representación Bilineal del Espectro de Capacidad

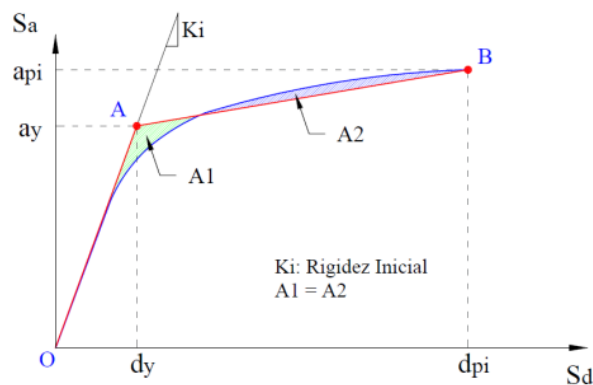
Es necesario una representación bilineal del espectro de capacidad para estimar la amortiguación efectiva y la reducción apropiada de la demanda espectral. Por tal razón se define un punto a_{pi}, d_{pi} que es un punto de desempeño de prueba estimado para desarrollar un espectro de respuesta de demanda reducido.

Según el ATC-40 (1996) para obtener de la representación bilineal se debe seguir el siguiente procedimiento

1. Dibujar una línea recta que parte del origen (Punto O) con una pendiente igual a la rigidez inicial K_i de la estructura en el rango elástico
2. Definir un punto de desempeño de prueba (a_{pi}, d_{pi}) para obtener el espectro de demanda reducido. Es el Punto B de la Figura 35
3. Trazar una línea desde el Punto B hasta cortar con la línea definida como el punto A de coordenadas (a_y, d_y),. La pendiente de esta línea debe dejar áreas A1 y A2 iguales por encima y debajo del espectro de capacidad respectivamente.
4. Definir la representación bilineal del espectro de capacidad uniendo con una línea los puntos OAB como se muestra en la Figura 35

Figura 35

Representación Bilineal del Espectro de Capacidad



Fuente: Choque y Luque (2019)

2.10.1.2. Propuesta según el FEMA 440

El FEMA 440 propuso un procedimiento de Linealización Equivalente Mejorado (*Improved Equivalent Linearization Procedure*). Este método estima la respuesta máxima de desplazamiento de un sistema no lineal a partir de parámetros característicos de la curva de capacidad, periodo y amortiguamiento inicial del sistema, también la demanda de ductilidad (μ). Estos parámetros son un periodo efectivo T_{eff} y amortiguamiento efectivo β_{eff} (Choque y Luque, 2019).

El FEMA-440, en el capítulo 6 presenta 3 procedimientos (A, B y C) para determinar el punto de desempeño, a continuación, se detalla los parámetros para el procedimiento B:

Parámetros para la linealización equivalente mejorado

a) **Amortiguamiento efectivo:** este amortiguamiento está en función de la ductilidad global de la estructura μ , expresados como un porcentaje del amortiguamiento crítico. Independiente del modelo histórico y su valor se calcula con las siguientes expresiones:

Para $1.0 < \mu < 4.0$:

$$\beta_{eff} = A(\mu - 1)^2 + B(\mu - 1)^3 + \beta_0 \quad (164)$$

Para $4.0 < \mu < 6.5$:

$$\beta_{eff} = C + D(\mu - 1) + \beta_0 \quad (165)$$

Para $\mu > 6.5$

$$\beta_{eff} = E \left(\frac{F(\mu - 1) - 1}{(F(\mu - 1) - 1)^2} \right) \left(\frac{T_{eff}}{T_0} \right)^2 + \beta_0 \quad (166)$$

Los coeficientes A, B, C, D, E se muestran en la Tabla 6-1 del FEMA 440 y las ecuaciones pueden ser optimizadas a cualquier curva de capacidad independiente del modelo histórico.

Para $1.0 < \mu < 4.0$:

$$\beta_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 + 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_0 \quad (167)$$

Para $4.0 < \mu < 6.5$:

$$\beta_{eff} = 14 + 0.32(\mu - 1) + \beta_0 \quad (168)$$

Para $\mu > 6.5$

$$\beta_{eff} = 19 \left(\frac{0.64(\mu - 1) - 1}{(0.64(\mu - 1) - 1)^2} \right) \left(\frac{T_{eff}}{T_0} \right)^2 + \beta_0 \quad (169)$$

b) **Periodo efectivo:** su valor es para todos los tipos de modelo histórico.

Para $1.0 < \mu < 4.0$:

$$T_{eff} = [G(\mu - 1)^2 + H(\mu - 1)^3 + 1]T_0 \quad (170)$$

Para $4.0 < \mu < 6.5$:

$$T_{eff} = [I + J(\mu - 1) + 1]T_0 \quad (171)$$

Para $\mu > 6.5$

$$T_{eff} = \left[K \left[\sqrt{\frac{(\mu - 1)}{1 + L(\mu - 2)}} - 1 \right] + 1 \right] T_0 \quad (172)$$

Los coeficientes G, H, I, J, K, L se muestran en la Tabla 6-2 del FEMA 440 y las ecuaciones pueden ser optimizadas para su aplicación a cualquier espectro de capacidad independiente del tipo de modelo histórico. Cabe recalcar que las expresiones aplican para $T_0 = 0.2$ a 2 s

Para $1.0 < \mu < 4.0$:

$$T_{eff} = [0.2(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3 + 1]T_0 \quad (173)$$

Para $4.0 < \mu < 6.5$:

$$T_{eff} = [0.28 + 0.13(\mu - 1) + 1]T_0 \quad (174)$$

Para $\mu > 6.5$

$$T_{eff} = \left[0.89 \left[\sqrt{\frac{(\mu - 1)}{1 + 0.05(\mu - 2)}} - 1 \right] + 1 \right] T_0 \quad (175)$$

c) Espectro de Respuesta Aceleración-Desplazamiento Reducido (ADRS(β_{eff}))

Según el FEMA-440 los procedimientos de linealización equivalente normalmente necesitan del uso de factores de reducción espectral para ajustar un espectro de respuesta inicial al nivel apropiado de amortiguamiento efectivo β_{eff} . Los valores están en función del amortiguamiento efectivo al cual llamamos coeficiente de amortiguamiento $\beta(\beta_{eff})$ y se utiliza para ajustar las coordenadas de aceleración espectral (Mamani Ruther, 2018).

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{\beta(\beta_{eff})} \quad (176)$$

$$(S_d)_\beta = \frac{T^2}{4\pi^2} (S_a)_\beta \quad (177)$$

$$B = \frac{4}{5.6 + \ln(\beta_{eff})}; \ln(\beta_{eff}) \text{ (en \%)} \quad (178)$$

d) Espectro de Respuesta Aceleración-Desplazamiento Modificado (MADRS)

Las ecuaciones de periodo y amortiguamiento efectivo permiten obtener un desplazamiento máximo que coincide con la intersección de la línea del periodo efectivo (línea radial) y el espectro de respuesta en formato ADRS (β_{eff}). Sin embargo, el periodo efectivo T_{eff} obtenido a partir del procedimiento mejorado es distinto al periodo secante

T_{sec} definido en el punto de la curva de capacidad correspondiente al desplazamiento máximo d_{max} . Además, la aceleración a_{eff} no es significativa ya que la máxima aceleración real a_{max} debe estar sobre la curva de capacidad y coincidir con el d_{max} (Choque y Luque, 2019).

Entonces se necesita un espectro de respuesta ADRS modificado (MADRS) y lo obtenemos al multiplicar las ordenadas del espectro de respuesta reducido ADRS(β_{eff}) por un factor modificador M, ver Figura 36.

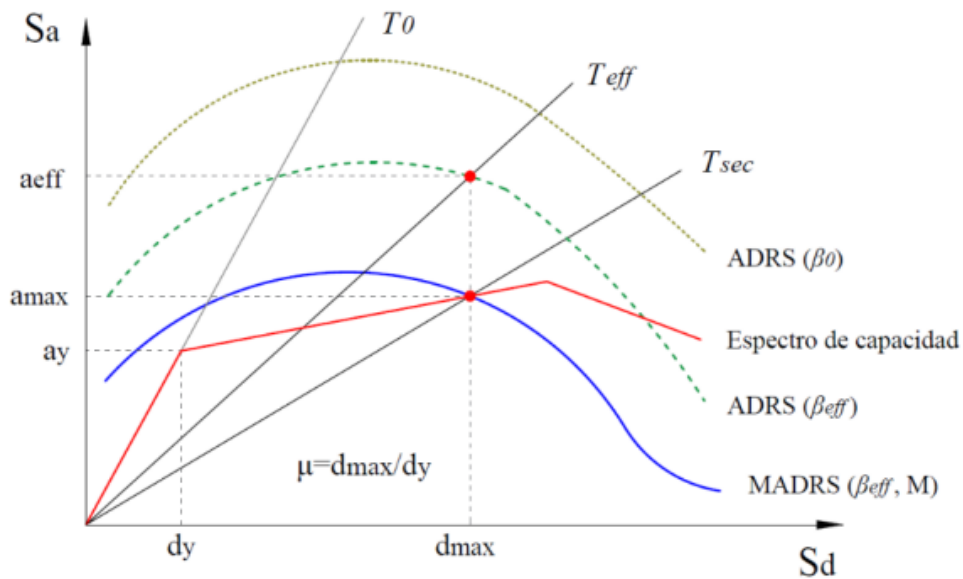
$$M = \frac{a_{max}}{a_{eff}} \quad (179)$$

$$M = \left(\frac{T_{eff}}{T_{sec}}\right)^2 = \left(\frac{T_{eff}}{T_0}\right)^2 \left(\frac{T_0}{T_{sec}}\right)^2 \quad (180)$$

$$\left(\frac{T_0}{T_{sec}}\right)^2 = \frac{1 + \alpha(\mu - 1)}{\mu} \quad (181)$$

Figura 36

Espectro de Respuesta Modificado MADRS



Fuente: FEMA 440 (2005)

Método del espectro de capacidad: Procedimiento B (FEMA 440)

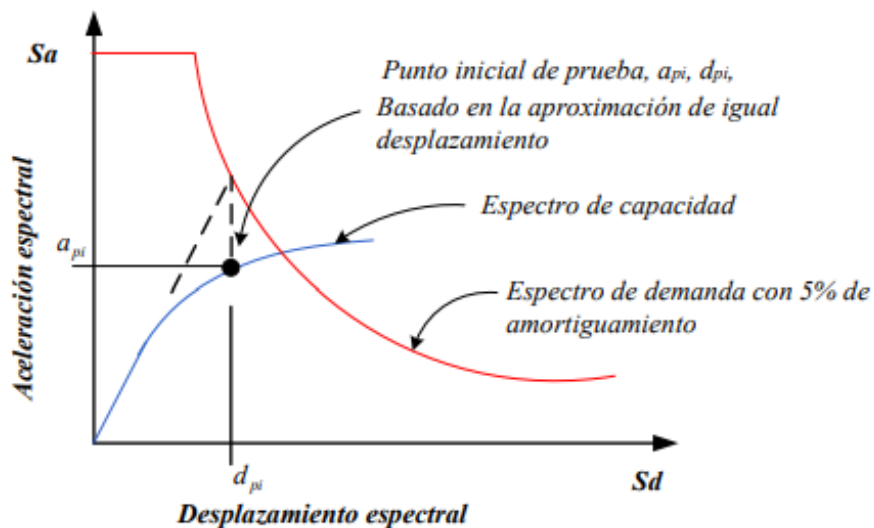
Debido a que el período efectivo, T_{eff} y el amortiguamiento efectivo β_{eff} , están en función de μ . El cálculo del máximo desplazamiento utilizando la linealización equivalente no es directo y requiere un procedimiento iterativo o gráfico. (Mamani Ruther, 2018).

Es importante mencionar que el procedimiento de este método es básicamente el mismo propuesto por el ATC-40 y se lo realiza hasta converger directamente en el punto de desempeño. Se sigue el siguiente procedimiento:

1. Seleccionar un espectro de demanda sísmica de interés con un amortiguamiento inicial $\beta_0 = 5\%$ (espectro de respuesta elástico).
2. Convertir el espectro de demanda seleccionado a formato aceleración-desplazamiento (ADRS) de acuerdo al ATC-40, este espectro responde a la curva de demanda ADRS inicial.
3. Generar la curva de capacidad de la estructura dada en coordenadas Cortante vs Desplazamiento de techo y convertirla en formato ADRS según el ATC-40
4. Seleccionar un punto de desempeño inicial (aceleración máxima, a_{pi} y desplazamiento máximo, d_{pi}). Puede estimarse con la aproximación de desplazamiento iguales, ver Figura 37.

Figura 37

Espectro de Demanda Inicial y Espectro de Capacidad

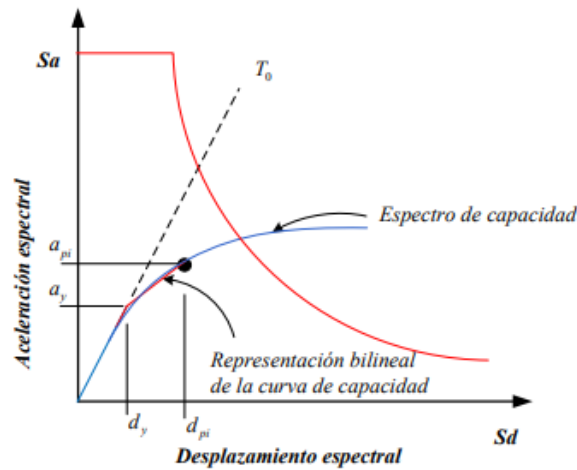


Fuente: Mamani Ruther (2018)

5. Desarrollar la representación bilineal del espectro de capacidad según el ATC-40, procedimiento descrito en la sección 2.10.1.1. (ver Figura 34). Se define el periodo inicial T_0 , el desplazamiento y aceleración de fluencia d_y , a_y , ver Figura 38

Figura 38

Representación Bilineal en Espectro de Demanda Inicial y Espectro de Capacidad

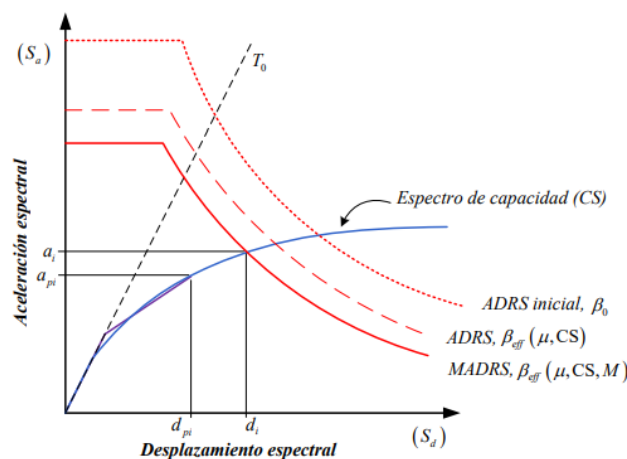


Fuente: Mamani Ruther (2018)

6. Para la representación bilineal propuesta en el paso 5, calcular la rigidez post-elástica α y ductilidad μ , con las siguientes formulas.
7. Usar los valores calculados en el paso 7 para determinar el amortiguamiento y periodo efectivo β_{eff}, T_{eff}
8. Calculado el β_{eff} , ajustar el espectro de demanda ADRS inicial para β_{eff} .
9. Multiplicar las ordenadas de aceleración (no desplazamiento) del ADRS (β_{eff}) por el factor M determinado en el capítulo 2.10.1.2 literal d de este trabajo.
10. Determinar la aceleración máxima a_i y el desplazamiento máximo esperado d_i , con la intersección del MADRS y el espectro de capacidad, ver Figura 39.

Figura 39

Determinación del Máximo Desplazamiento Esperado

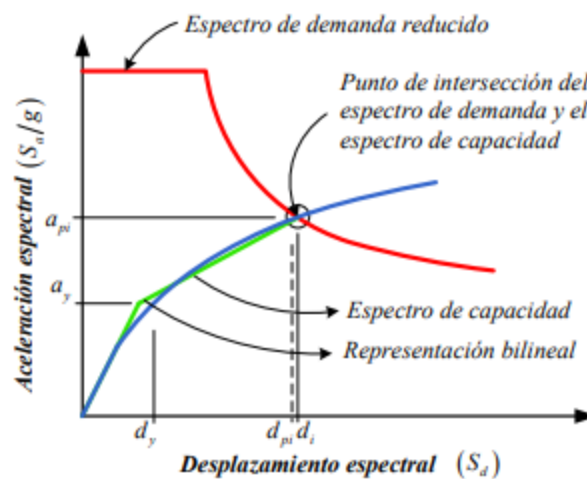


Fuente: Mamani Ruther (2018)

11. Comparar el máximo desplazamiento d_i que se encuentra entre la intersección del espectro de demanda y capacidad, con el desplazamiento asumido inicialmente. Es decir, cuando el desplazamiento d_i está dentro del 5% ($0.95d_{pi} \leq d_i \leq 1.05d_{pi}$) del desplazamiento del punto de desempeño de prueba, d_i se convierte en el punto de desempeño, ver Figura 40.
- Si la intersección del espectro de demanda y capacidad no se encuentran dentro de la tolerancia, se selecciona otro nuevo a_{pi}, d_{pi} y se repite este proceso.

Figura 40

Punto de Intersección del Espectro de Demanda y Capacidad



Fuente: Mamani Ruther (2018)

2.10.2 Método de Coeficientes

Este método toma en cuenta el periodo efectivo ya que representa la rigidez lineal del sistema de 1GDL equivalente. Es más, el periodo efectivo en el espectro de respuesta elástico S_a vs T identifica una respuesta de aceleración máxima.

2.10.2.1. Propuesta del FEMA 356

El FEMA 356 presenta un procedimiento estático no lineal el cual modifica la respuesta elástica lineal del sistema de 1GDL equivalente multiplicándolo por una serie de coeficientes para estimar el desplazamiento global máximo también llamado Desplazamiento Objetivo (FEMA 440, 2005).

Curva Idealizada Fuerza-Deformación (Representación Bilineal)

Para obtener la representación bilineal se usa un procedimiento grafico-iterativo que iguala áreas formadas por dos segmentos por encima y por debajo de la curva de

capacidad, es decir, la energía disipada por el área debajo de la curva se iguala a la energía disipada por la curva idealizada mediante un sistema elastoplástico.

Presenta el siguiente procedimiento:

1. Definir el desplazamiento ultimo D_u y correspondiente cortante de base V_u que definen el punto B de la Figura 40. Estos valores muestran un punto al que la estructura puede llegar antes del colapso.
2. Calcular el área bajo de la curva de capacidad
3. Estimar el cortante basal de fluencia V_y^i (valor arbitrario) y se redefine mediante un proceso iterativo que iguala áreas bajo la curva real y la curva bilineal idealizada
4. Calcular la pendiente inicial K_e^i de la curva bilineal, el cual se obtiene al unir con una lineal el origen O y el punto sobre la curva de capacidad real con un cortante basal igual $0.6V_y^i$
 - A partir del análisis Pushover, se determina el desplazamiento $D_{0.6}^i$ correspondiente a un cortante basal de $0.6V_y^i$
 - La pendiente K_e^i corresponde a la rigidez lateral efectiva de la estructura

$$K_e^i = \frac{0.6V_y^i}{D_{0.6}^i} \quad (182)$$

5. Calcular el desplazamiento de fluencia D_y^i

$$D_y^i = \frac{V_y^i}{K_e^i} \quad (183)$$

El punto A se denomina punto de fluencia y corresponde a un cortante basal V_y^i y un desplazamiento D_y^i

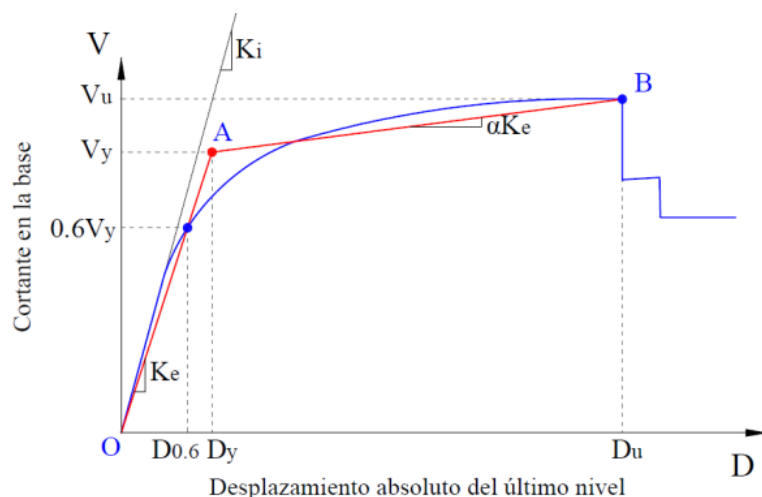
6. Definir la curva bilineal, mediante las rectas OA Y AB. Ver Figura 40
7. Calcular el factor reductor α de la rigidez de la estructura después de la fluencia.

$$\alpha^i = \frac{(V_u/V_y^i) - 1}{(D_u/D_y^i) - 1} \quad (184)$$

8. Calcular el área bajo la curva bilineal OAB
9. Determinar el error ε en la representación bilineal. Si el error excede el nivel de tolerancia establecido, se repite el proceso, ver Figura 41.

Figura 41

Representación Bilineal según el FEMA 356



Fuente: FEMA 356 (2000)

2.10.2.2. Propuesta del FEMA 440 y el ASCE/SEI 41-13

El FEMA 440 realizó una evaluación del método del espectro de capacidad y en el capítulo 5 propuso un procedimiento Mejorado para la modificación del Desplazamiento (*Improved Procedures for Displacement Modification*). Este capítulo incluye recomendaciones y nuevas expresiones para los coeficientes basados en datos empíricos, así como la eliminación de coeficientes como el C_3 presentado en el procedimiento del FEMA 356, el cual es remplazado con un límite de resistencia mínima requerida $\mu_{strength}$ para evitar la inestabilidad dinámica.

Curva Idealizada Fuerza-Deformación

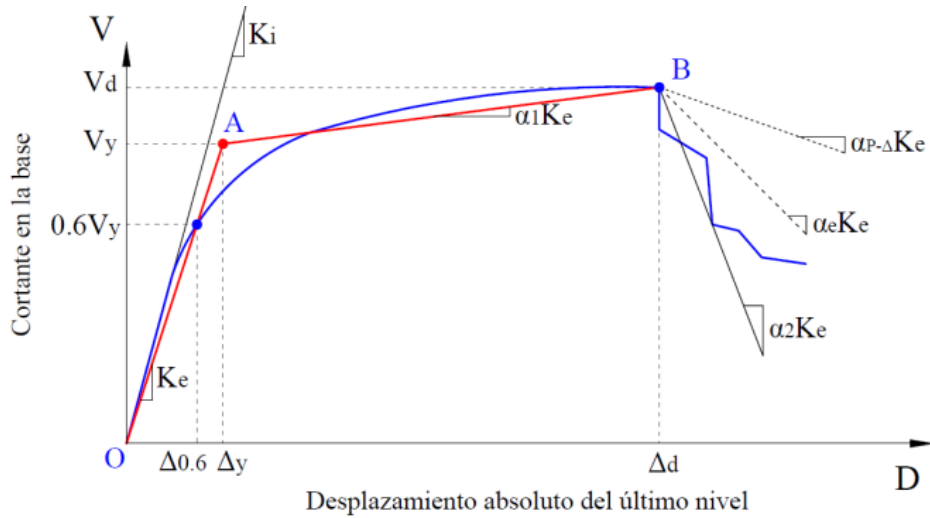
El procedimiento es igual al propuesto por el FEMA 356 con la diferencia de la inclusión de un tercer segmento en la curva debido a la degradación de la resistencia.

De forma resumida el primer segmento inicia en el origen y tiene una pendiente igual a la rigidez lateral efectiva K_e , que es la rigidez secante calculada para un cortante igual al 60% del cortante de fluencia de la estructura V_y .

El segundo segmento representa la pendiente positiva post - fluencia $\alpha_1 K_e$, determinada por la unión del punto (V_d, Δ_d) y la intersección con el primer segmento de manera de las áreas por encima y por debajo de la curva sean aproximadamente iguales y el tercer segmento representa la pendiente negativa post - fluencia $\alpha_2 K_e$, determinada por el punto (V_d, Δ_d) y el punto en que la fuerza cortante basal se degrada a un 60% de la resistencia de fluencia efectiva, ver Figura 42.

Figura 42

Curva Idealizada Fuerza-Desplazamiento según FEMA 440



Fuente: FEMA 440 (2005)

Desplazamiento Objetivo (ASCE/SEI 41-13)

El desplazamiento objetivo δ_t para edificios con diafragma rígido, se calculan como:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \tag{185}$$

Continuación se detalla el valor de los coeficientes necesarios para calcular δ_t

C_0 : Factor de modificación que relaciona el desplazamiento espectral de un sistema equivalente de 1 GDL con el desplazamiento de techo del edificio de un sistema de varios GDL. Se calcula:

- El factor de participación del primer modo de vibración al nivel del nodo de control o un valor de la Tabla 13.

Tabla 13

Valores para el Factor de Modificación C_0

Numero de Niveles	C_0
1	1.0
2	1.2
3	1.3
5	1.4
10+	1.5

Fuente: FEMA 356,2000

C₁: Factor de modificación que relaciona los desplazamientos inelásticos máximos esperados con los desplazamientos calculados para la respuesta elástica lineal

$$C_1 = 1 + \frac{\mu_{strength} - 1}{aT_e^2} \quad (186)$$

- El valor “a” corresponde a la clasificación del tipo de suelo en el sitio (ASCE 7-16, 2017)
 - a= 130 para clasificación de sitio A o B (roca)
 - a= 90 para clasificación de sitio C (suelo denso y roca suave)
 - a= 60 para clasificación de sitio D o F (suelos rígidos, arcillosos o sin clasificar)
- El $\mu_{strength}$ relaciona entre la demanda de resistencia elástica y el coeficiente de resistencia a la fluencia. Cabe recalcar que el Análisis Estático no lineal (NSP) no está permitido si $\mu_{strength}$ excede al valor μ_{max} .

$$\mu_{strength} = \frac{S_a}{V_y/W} C_m \quad (187)$$

Donde:

T_e = Periodo fundamental efectivo del edificio en la dirección considerada, s

V_y = Resistencia de fluencia del edificio en la dirección considerada, s

W = Peso sísmico efectivo

C_m = Factor de masa efectiva (Tabla 7.4 ASCE 41-13), será 1.0 si $T > 1.0s$

Para $T < 0.2s$, C_1 no necesita tomarse mayor al calculado para $T = 0.2s$ y para $T > 1.0s$, $C_1 = 1.0$

C₂: Factor de modificación que representa el efecto de estrangulamiento de los ciclos histeréticos, la degradación de la rigidez cíclica y el deterioro de la resistencia sobre la respuesta de desplazamiento máxima.

- El FEMA 440 recomienda que el factor represente efectos de degradación de rigidez.

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{\mu_{strength} - 1}{T_e} \right)^2 \quad (188)$$

- Los periodos mayores a 0.7s con $C_2 = 1.0$

2.11. Evaluación de Desempeño Sísmico

Previamente se usó el procedimiento del ATC-40 para determinar el punto de desempeño en un nivel de demanda sísmica de diseño, por lo tanto, se debe analizar el significado que tiene este punto en el comportamiento estructural del edificio.

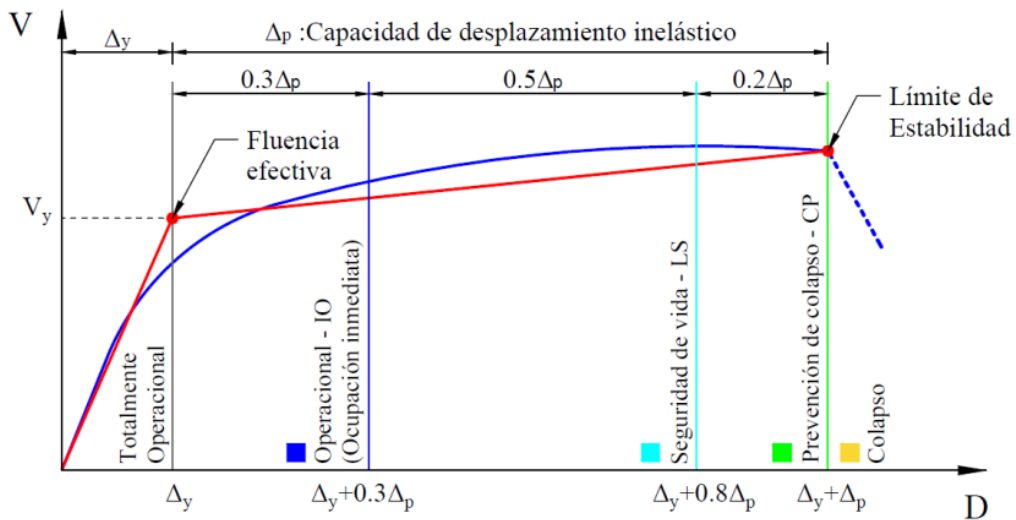
2.11.1 Límites de Aceptabilidad Global

- La capacidad de la estructura frente a cargas de gravedad debe permanecer intacta para un desempeño aceptable en cualquier nivel.
- La resistencia de la estructura frente a cargas laterales, incluye la resistencia frente a cargas de gravedad que actúan a través de los desplazamientos laterales (efecto P- Δ).
- Los desplazamientos en el punto de desempeño se deben verificar con los límites establecido en los *Objetivos del Desempeño*

El ATC-40 delimita la representación bilineal de la curva de capacidad para calificar el nivel de desempeño, ver Figura 43.

Figura 43

Sectorización por Niveles de Desempeño del Modelo Bilineal de la Curva de Capacidad



Fuente: ATC-40 (1996)

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA

3.1. Descripción General de los Edificios

El acero se caracteriza por ser un elemento capaz de disipar la energía sísmica, razón por la cual su uso en estructuras metálicas como alternativa de construcción ha crecido constantemente en los últimos años y es más notorio en las ciudades más grandes del país. Entonces gracias a las ventajas que presentan estas estructuras la normativa actual permite diseñar edificios de acero en base a diferentes sistemas estructurales.

La experiencia indica que los edificios estructurados con pórticos Intermedios a Momento (IMF) y pórticos Especiales a Momento (SMF) responden de buena manera frente a un evento sísmico. Por lo tanto, en la presente tesis se evaluará el desempeño sísmico de estos dos tipos de sistema estructurales; para dos edificios de 3 y 6 pisos con sistema estructural IMF (edificios con columnas tubulares) y dos de 3 y 6 pisos con sistema SMF (edificios con columnas cruciformes).

Los edificios de estudio cuentan con plantas típicas de 16.4 m por 15.6 m, ejes con separación de 5.6 m, 5.4 m y 5.0 m en la dirección X-X y 4.8 m, 5.3 m y 5.1 m en la dirección Y-Y, ver Figura 43. La altura de todos los entrepisos es de 3 m. Estará ubicado en Quito, sobre un suelo tipo D. El uso del edificio será residencial con terraza accesible.

3.1.1 Propiedades de los Materiales

Las propiedades del material tanto del hormigón y acero se muestran en la Tabla 14.

Tabla 14

Propiedades del Hormigón, Acero y Panel Metálico

Hormigón	Acero ASTM A36	Deck metálico ASTM A653
$f'_c = 240 \text{ kg/cm}^2$	$F_y = 2531 \text{ kg/cm}^2$	$e_{deck} = 0.76\text{mm}$
$E = 13500 \sqrt{f'_c}$	$E = 2038901.78 \text{ kg/cm}^2$	$P_{deck} = 7.47 \text{ kg/cm}^2$
$e_{losa} = 7\text{cm}$	$\gamma_a = 7.849 \text{ kg/cm}^3$	
$\gamma_h = 2.4028 \text{ kg/cm}^3$		

Elaborado por: Los Autores

3.2. Bases de Diseño

3.2.1 Normativa utilizada

- ANSI/AISC 360-16 “Specification for Structural Steel Buildings”
- ANSI/AISC 341-16 “Seismic Provisions for Structural Steel Buildings”
- ANSI/AISC 358-16 “Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications”
- ASCE 41-13, 2014 “Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings”
- ATC-40, 1996 “Seismic Evaluation and retrofit of Concrete Buildings”
- FEMA 356, 2000 “Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings”.
- FEMA - 350. (2000) Recommended Seismic Design Criteria For I-View Steel Moment-Frame Buildings.
- FEMA 440, 2005 “Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures”
- NEC-SE-DS, 2015 Norma Ecuatoriana de la Construcción- “Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente”
- NEC-SE-AC, 2015 Norma Ecuatoriana de la Construcción- “Estructuras de Acero”
- SEOC Vision 2000 Committee, 1995 “Análisis Sísmico de Edificios”

3.2.2 Análisis de Carga

Previo a obtener las combinaciones de carga, se debe establecer las solicitaciones que estarán actuando en los edificios como pesos unitarios, sobrecargas y cargas vivas. Estos valores se asignarán directamente en el programa SAP2000 (ver Tabla 15).

Tabla 15

Cargas colocadas en las Estructuras modeladas

	Cargas	Kgf/m²
	Deck	7.47
Sobrecarga (Residencial)	Instalaciones	80
	Mampostería	145
	Gypsum-techo	25
	Acabados	88
Sobrecarga (Techo)	Instalaciones techo	80
	Gypsum-techo	25
	Deck-techo	7.47
Carga Viva (Residencial)	Carga Viva (vivienda)	210
	Carga viva (techo)	70
Carga Externa	Granizo	50

Elaborado por: Los autores.

3.2.3 Predimensionamiento de Elementos

Los sistemas estructurales se componen de vigas y columnas, elementos que dan forma al pórtico. Estos sistemas dan resistencia y rigidez frente a cargas verticales y laterales

3.2.3.1. Vigas de Acero

El predimensionamiento de las vigas considera la luz L_n más grande que forma parte de la distribución en planta de la estructura.

- El peralte y patín de la viga se pueden predimensionar con las siguientes expresiones:

$$d = \frac{L_n}{15} \quad (189)$$

$$b_f = \frac{d}{3} \quad (190)$$

- El espesor del patín se obtiene con la Ec. 191, donde se debe despejar t_f .

$$\frac{0.5b_f}{t_f} = \left(0.32 \sqrt{\frac{E}{RyF_y}} \right) \quad (191)$$

- El espesor del alma se obtiene con la expresión de la relación ancho-espesor para miembros sísmicamente compactos. En La Ec. 192 se debe despejar t_w

$$\frac{d - 2t_f}{t_w} = 2.57 \sqrt{\frac{E}{RyF_y}} \quad (192)$$

- Obtención del momento ultimo

La carga viva y la carga muerta que es igual a la suma todas las sobrecargas (residencial) que se menciona en el capítulo 3.2.2.

$$CM = 345.47 \text{ kgf/m}^2$$

$$CV = 210 \text{ kgf/m}^2$$

La carga última se calcula con la Ec. 193:

$$Wu = 1.2CM + 1.6CV \quad (193)$$

$$Wu = 1.2(345.47) + 1.6(210)$$

$$Wu = 5631.318 \text{ kgf/m}$$

Por lo tanto, el momento último se obtiene con la Ec. 1924

$$Mu = \frac{Wu * L_n^2}{8} \quad (194)$$

$$Mu = 19.773 \text{ tonf} - m$$

- Módulo de sección requerido se calcula con la Ec.195

$$Zreq = \frac{Mu}{0.9F_y} \quad (195)$$

$$Zreq = 868.01 \text{ cm}^3$$

En la tabla 16 se puede observar las dimensiones de las vigas para un prediseño:

Tabla 16

Predimensionamiento de Vigas

	SENTIDO X-X	SENTIDO Y-Y
$L_n(m)$	5.6	5.3
$d(cm)$	38	36
$b_f(cm)$	18	18
$t_f(cm)$	1	1.2
$t_w(cm)$	0.8	0.8
$Z(cm^3)$	925.2	977.5

Elaborado por: Los Autores

3.2.3.2. Columnas de Acero

El prediseño de la columna debe ser tal que cumpla con el criterio de columna fuerte-viga débil

- El peralte de la columna tubular debe ser mayor o igual al peralte de la viga y se espera que los patines alcancen un ancho igual al peralte, esto permite que las inercias se igualen en ambos sentidos ortogonales llegando a tener mejor resistencia

$$d_c = d$$

Para el peralte de la columna cruciforme se debe tener en cuenta el espacio entre patines para que el soldador pueda soldar.

- El espesor de los patines se obtiene se obtiene con la expresión de la relación ancho-espesor para miembros sísmicos y moderadamente compactos. (Ec. 196 -197)

$$\frac{0.5b_f}{t_f} = 0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} \text{ (Cruciforme)} \quad (196)$$

$$\frac{b}{t} = 1.18 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} \text{ (Tubular)} \quad (197)$$

- El espesor del alma se obtiene se obtiene con la expresión de la relación ancho-espesor para miembros no esbeltos (Ec 198 -199).

$$\frac{0.5 (d - 2t_f)}{t_w} = 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ (Cruciforme)} \quad (198)$$

$$\frac{b}{t} = 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ (Tubular)} \quad (199)$$

- Prediseño basado en el radio de giro (Ec.200)

$$e_{adop} = 30 \text{ (esbeltez)}$$

$$r_{min} = \frac{K_{adop} * Lc}{e_{adop}} \quad (200)$$

$$r_{min} = 12 \text{ cm}$$

$K_{adop} = 1.2$ “asumiendo pórtico no arriostrado con extremos empotrados ver Anexo A.5”.

En la tabla 17 se puede observas las dimensiones de las vigas para un prediseño:

Tabla 17

Predimensionamiento de Columnas

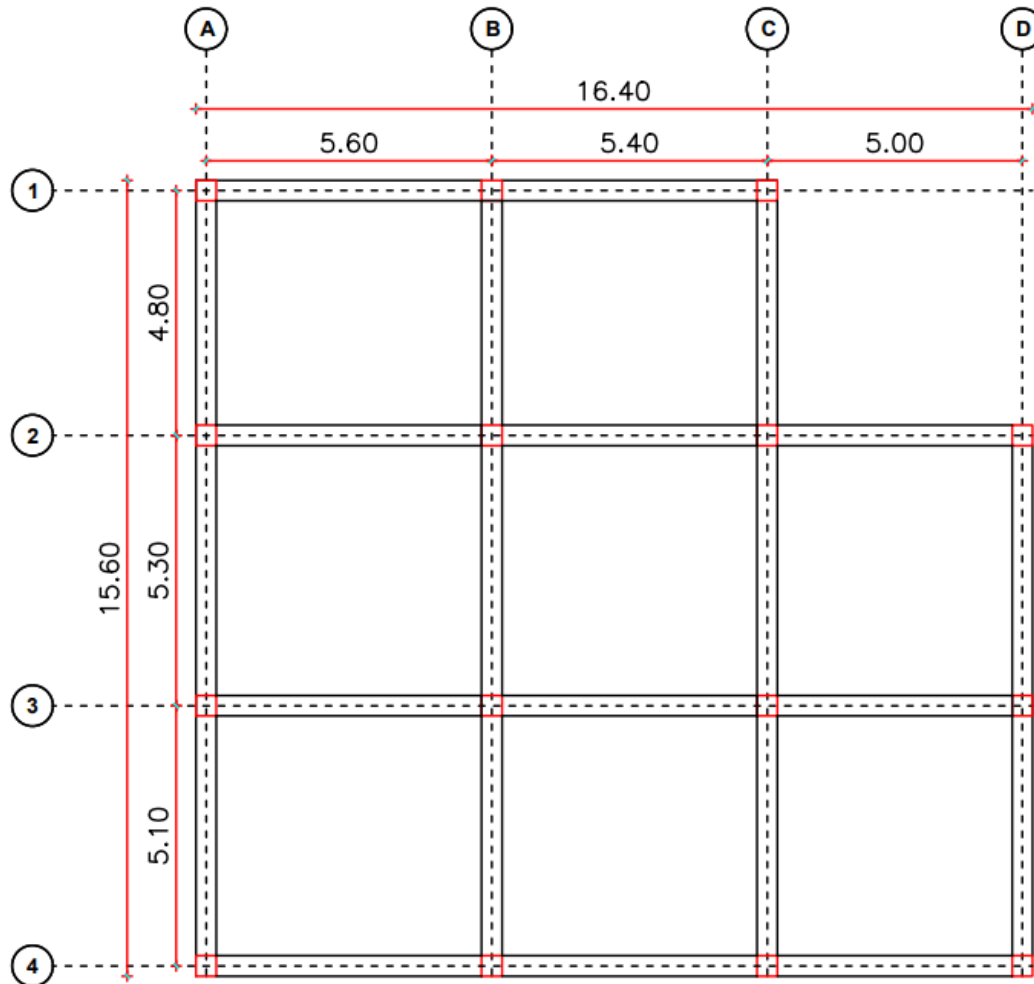
VALOR	CRUCIFORME		VALOR	TUBULAR
<i>dc(cm)</i>	48	48	<i>b(cm)</i>	38
<i>b_{cf}(cm)</i>	18	18	<i>h(cm)</i>	38
<i>t_{cf}(cm)</i>	1.2	1.2	<i>t(cm)</i>	1.3
<i>t_{cw}(cm)</i>	0.6	0.6	<i>Lc(m)</i>	3
<i>Lc(m)</i>	3		<i>r(cm)</i>	14.99 “OK”
<i>r(cm)</i>	14.493 “OK”			

Elaborado por: Los Autores

Con las dimensiones de prediseño tanto de vigas como de columnas, en la Figura 44 se puede observar cómo estarán distribuidas, debido que se muestra la planta tipo de los 4 edificios de estudio.

Figura 44

Estructuración de Piso en el Sistema Estructural de Pórticos



Nota. Esquema en planta de los edificios de 3 y 6 pisos. Elaborado por: Los autores

3.2.4 Análisis Sísmico

3.2.4.1. Parámetros Sísmicos

Se modelará dos edificios empleando un sistema estructural SMF y dos usando el sistema IMF, los cuales deberán cumplir con un análisis modal espectral estático. Al realizar el análisis se deberá cumplir los siguientes chequeos indistintamente del sistema a emplearse:

- Calibración del Período $T \leq 1,3T$.
- Los primeros modos de la estructura deben ser traslacionales.
- Tomar en cuenta los modos de vibración que cumplan el 90% de la participación de masa.
- Derivas estáticas $< 2\%$
- Derivas dinámicas $< 2\%$

La Tabla 18 muestra los datos que se usan para generar el espectro elástico de diseño de la NEC 2015 y la Tabla 19 el periodo de vibración y periodo límite, valores que definen la forma del espectro de diseño.

Tabla 18

Datos Empleados para el Espectro de Sismo Diseño de la NEC 2015

Parámetros	Valores
Categoría Sísmica	Zona S. = V
Valor de factor Z	Z = 0.4
Perfil del suelo	Tipo = D
Coef. Amplificación del suelo en la zona de periodo corto	Fa = 1.2
Coef. Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos en roca	Fd = 1.19
Comportamiento no lineal de los suelos	Fs = 1.28
Factor usado en el espectro de diseño elástico	r = 1
Relación de amplificación espectral	η = 2.48

Elaborado por: Los autores. Fuente: NEC-SE-DS (2015).

Tabla 19

Periodos usados el Espectro de Diseño de la NEC 2015

Espectro de Diseño Elástico		
Altura del Edificio (m)	18	9
Periodo de vibración (s)	$T = 0.727$	$T = 0.418$
Período límite de vibración (s)	$T_c = 0.698$	$T_c = 0.698$

Elaborado por: Los autores. Fuente: NEC-SE-DS (2015).

3.2.4.2. Espectros de Diseño

En las Figuras 45 y 46 se puede observar los Espectro de Diseño de la NEC, que se han empleado en las estructuras modeladas en SAP2000, según el tipo de sistema que corresponda ya sea un Marco Especial a Momento (SMF) o un Marco Intermedio a Momento (IMF).

Espectro de Diseño de un Pórtico SMF

Los edificios de 3 y 6 pisos con columnas cruciformes han sido diseñados para un sistema estructural SMF el cual tiene un coeficiente de reducción sísmico de $R = 8$, para más detalles se puede mirar la tabla 20.

Tabla 20

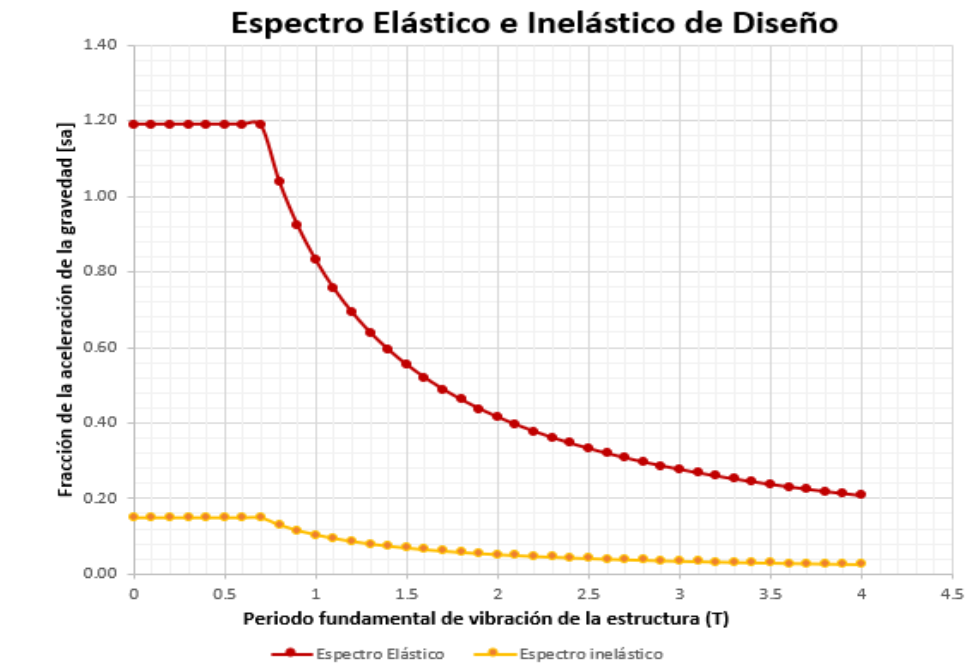
Datos empleados para el Espectro Inelástico de Diseño de la NEC 2015

Espectro de Diseño Inelástico		
Altura del Edificio (m)	18	9
Factor de importancia	$I = 1$	$I = 1$
Irregularidad en planta	$\phi_p = 0.9$	$\phi_p = 0.9$
Irregularidad en elevación	$\phi_e = 1$	$\phi_e = 1$
Coefficiente de Reducción sísmica	$R = 8$	$R = 8$
Aceleración espectral	$S_a = 1.143$	$S_a = 1.19$

Elaborado por: Los autores. Fuente: NEC-SE-DS (2015).

Figura 45

Espectro Elástico e Inelástico de Diseño para un R de 8



Elaborado por: Los autores.

Espectro de Diseño de un Pórtico IMF

Los edificios de 3 y 6 pisos con columnas tubulares han sido diseñados para un sistema estructural IMF el cual tiene un coeficiente de reducción sísmico de $R = 4.5$, para más detalles se puede mirar la tabla 21.

Tabla 21

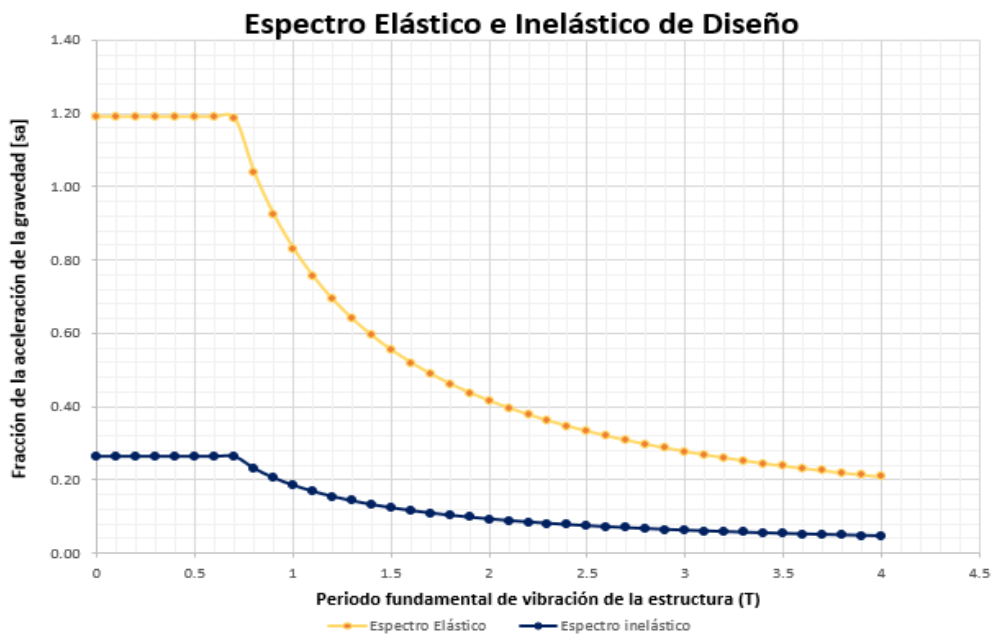
Datos empleados para el Espectro Inelástico Diseño de la NEC 2015

Espectro de Diseño Inelástico		
Altura del Edificio (m)	18	9
Factor de importancia	$I = 1$	$I = 1$
Irregularidad en planta	$\phi_p = 0.9$	$\phi_p = 0.9$
Irregularidad en elevación	$\phi_e = 1$	$\phi_e = 1$
Coefficiente Reducción sísmica	$R = 4.5$	$R = 4.5$
Aceleración espectral	$S_a = 1.143$	$S_a = 1.19$

Elaborado por: Los autores. Fuente: NEC-SE-DS (2015).

Figura 46

Espectro Elástico e Inelástico de Diseño para un R de 4.5



Elaborado por: Los autores.

3.2.4.3. Coeficiente Sísmico

El cálculo de los coeficientes sísmicos para las diferentes estructuras serán distintos, debido a que hay un coeficiente de reducción dependiendo del sistema estructural. Se lo puede determinar con la Ec. 201.

$$C = \frac{I S_a(T_a)}{R \phi_p \phi_e} \quad (201)$$

Los valores de cada coeficiente sísmico se pueden observar en la tabla 22.

Tabla 22*Coefficientes sísmicos de cada Estructura Analizada*

Sistema Estructural	SMF	IMF
Coefficiente -Edificio 3 pisos	0.1653	0.2939
Coefficiente -Edificio 6 pisos	0.1588	0.2822

Elaborado por: Los autores

3.2.5 Secciones consideradas en el Diseño

Finalmente, después de colocar las secciones predimensionadas en SAP y realizar un análisis modal espectral, se corrigieron las secciones hasta cumplir con todos los requerimientos mínimos de diseño. En las tablas 23-24, se presenta las secciones finales usadas para en cada estructura modelada en este trabajo.

Tabla 23*Secciones finales del Sistema Estructural con Columnas Cruciformes*

Secciones	Edificio 6 Pisos	Edificio 3 Pisos
Columna IC	520x12x260x18/520x12x260x18	420x8x180x14/420x8x180x14
Vigas de Piso	360x8x220x16	320x8x180x14
Viguetas	200x8x120x10	240x6x120x10
Vigas de Terraza	300x10x160x12	300x8x140x12
Viguetas de Terraza	220x8x120x10	200x4x120x10

Elaborado por: Los autores

Tabla 24*Secciones finales del Sistema Estructural con Columnas Tubulares*

Secciones	Edificio 6 Pisos	Edificio 3 Pisos
Columnas Interior	400x400x14	350x350x12
Columna Exterior	400x400x14	300x300x12
Vigas de Piso	350x8x280x16	350x8x260x14
Viguetas	240x8x120x8	250x6x140x10
Vigas de Terraza	300x6x180x10	300x6x140x10
Viguetas Terraza	240x6x120x8	200x4x120x8

Elaborado por: Los autores

3.2.6 Determinación del Cortante Basal

El cálculo de los cortantes basales para las diferentes estructuras serán distintos, debido a su peso y coeficiente de reducción. Se lo obtiene con la Ec. 202, y los resultados obtenidos se encuentra en las tablas 25- 26.

$$V = W * C \quad (202)$$

Tabla 25

Cortante Basal de Edificios con Columnas Cruciformes

Nivel	Edificio 6 Pisos			Nivel	Edificio 3 Pisos			
	W (tonf)	C	V(tonf)		W (tonf)	C	V(tonf)	
1	150.156			1	141.695			
2	150.156			2	141.695	0.165	62.33	
3	150.156	0.1588	134.559	3	93.620			
4	150.156			Total	377.010			
5	150.156							
6	96.766							
Total	847.546							

Elaborado por: Los autores

Tabla 26

Cortante Basal de Edificios con Columnas Tubulares

Nivel	Edificio 6 Pisos			Nivel	Edificio 3 Pisos			
	W (tonf)	C	V(tonf)		W (tonf)	C	V(tonf)	
1	147.981			1	141.586			
2	147.981			2	141.586	0.294	110.198	
3	147.981	0.2822	235.491	3	91.746			
4	147.981			Total	374.918			
5	147.981							
6	94.446							
Total	834.349							

Elaborado por: Los autores

CAPITULO IV

DISEÑO DE EDIFICIOS DE ACERO

4.1. Método de diseño

El Método de Factores de Carga y Resistencia (LRFD), es el que se usará en el diseño de las estructuras de la presente investigación con el objetivo de mantener una baja probabilidad de alcanzar un estado límite preestablecido para un tipo de estructural dada.

La demanda de rigidez, resistencia, estabilidad, absorción y disipación de energía de la estructura no debe exceder la capacidad de diseño. En normas como el AISC 360 – 341 y la NEC 2015, se alcanzan estos objetivos, multiplicando las solicitaciones por factores de mayoración para cuantificar la demanda y multiplicando las resistencias teóricas por sus correspondientes factores de minoración para calcular la capacidad.

$$Ru \leq \phi Rn$$

Donde:

Ru =resistencia requerida

Rn =resistencia nominal

ϕ =factor de reducción de resistencia

ϕRn =resistencia de diseño

4.2. Combinaciones de cargas para diseño

La NEC-SE-CG (2015) establece combinaciones de diseño, como la resistencia mínima requerida, para cargas de gravedad y sismo. En este caso se mencionan las combinaciones más críticas y usadas en el diseño.

$$1.2 CM + 1.6 CV$$

$$1.2 CM + 1.6 CV + 0.5 \text{ máx } (CVr; G; R)$$

4.3. Diseño de Edificios con columnas tubulares

Esta sección presenta un resumen de las secciones diseñadas en los edificios de tres y seis pisos con columnas tubulares (ver tablas 27 a la 32). Las columnas, vigas y viguetas de ambos edificios se han diseñado bajos los criterios de las normas AISC 360-16, 341-16, y la norma local de construcción NEC 2015, Capítulo “Estructuras de Acero NEC-SE-AC”.

En la sección 2.3.1. y 2.3.3. del presente documento se detalla las fórmulas y procedimientos para el respectivo diseño de cada sección.

4.3.1 Edificio de tres pisos

Tabla 27

Diseño de Columnas Tubulares Armadas-Edificio 3 Pisos

EDIFICIO DE TRES PISOS CON SECCIONES TUBULARES							
Columna de Borde y Esquinera				Columna Central			
Dimensiones:				Dimensiones:			
Base (cm)	30	Altura (cm)	30	Base (cm)	35	Altura (cm)	35
Espesor (cm)	1.2			Espesor (cm)	1.2		
Propiedades Geométricas:				Propiedades Geométricas:			
A_{gc} (cm ²)	138.24	S_{xc} (cm ³)	1276.23	A_{gc} (cm ²)	162.24	S_{xc} (cm ³)	1767.46
I_{xx} (cm ⁴)	19143.48	S_{yc} (cm ³)	1276.23	I_{xx} (cm ⁴)	30930.52	S_{yc} (cm ³)	1767.46
I_{yy} (cm ⁴)	19143.48	Z_x (cm ⁶)	1493.85	I_{yy} (cm ⁴)	30930.52	Z_x (cm ⁶)	2057.26
r_{xc} (cm)	11.76	Z_y (cm ⁴)	1493.85	r_{xc} (cm)	13.81	Z_y (cm ⁴)	2057.26
r_{yc} (cm)	11.76	J (cm ⁴)	28665.45	r_{yc} (cm)	13.81	J (cm ⁴)	46337.37
Diseño a Compresión							
Relación Ancho-Espesor:				Relación Ancho-Espesor:			
λf	$\lambda r f$	$\lambda m d$		λf	$\lambda r f$	$\lambda m d$	
$\frac{27.6}{1.2} = 23.0$	39.7	27.34		$\frac{32.6}{1.2} = 27.2$	39.7	27.34	
$\lambda f \leq \lambda r f$ Patín No Esbelto	$\lambda f \leq \lambda m d$ Moderadamente dúctil			$\lambda f \leq \lambda r f$ Patín No Esbelto	$\lambda f \leq \lambda m d$ Moderadamente dúctil		
Factor de Longitud Efectiva:				Factor de Longitud Efectiva:			
G_{Ax}	G_{By}	K_x		G_{Ax}	G_{By}	K_x	
2.17	1	1.49		3.51	1	1.61	
G_{Ay}	G_{By}	K_y		G_{Ay}	G_{By}	K_y	
4.11	1	1.65		6.64	1	1.79	
Esbeltez de diseño:				Esbeltez de diseño:			
$e_x = L_C/r_x$ 37.96	$e_y = L_C/r_y$ 42.18			$e_x = L_C/r_x$ 34.99	$e_y = L_C/r_y$ 38.96		
Esfuerzo Elástico de Pandeo:				Esfuerzo Elástico de Pandeo:			
$11312.22 \frac{kgf}{cm^2}$				$13256.27 \frac{kgf}{cm^2}$			
$e_d \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}; e_d = \max(e_x, e_y)$ 42.18 \leq 133.681 "OK" \therefore Controlado por Pandeo Inelástico				$e_d \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}; e_d = \max(e_x, e_y)$ 38.96 \leq 133.681 "OK" \therefore Controlado por Pandeo Inelástico			
Esfuerzo crítico:	F_{cr} (kgf/cm ²) 2304.78			Esfuerzo crítico:	F_{cr} (kgf/cm ²) 2336.65		
Resistencia Nominal:	P_n (tonf) 318.61			Resistencia Nominal:	P_n (tonf) 379.10		
Resistencia Última:	ϕP_n (tonf) 286.75			Resistencia Última:	ϕP_n (tonf) 341.19		
Diseño a Flexión							
Relación Ancho-Espesor:				Relación Ancho-Espesor:			
λf	$\lambda p f$	$\lambda r f$		λf	$\lambda p f$	$\lambda r f$	

23.0	31.79	39.74	27.2	31.79	39.74
λw	λpw	λrw	λw	λpw	λrw
23.0	68.69	161.78	27.2	68.69	161.78
$\lambda f \leq \lambda pf$ Patín Compacto	$\lambda w \leq \lambda wf$ Alma Compacta		$\lambda f \leq \lambda pf$ Patín No Esbelto	$\lambda w \leq \lambda wf$ Alma Compacta	
Momento Resistente:			Momento Resistente:		
Lb (m)	Lp (m)	Lr (m)	Lb (m)	Lp (m)	Lr (m)
3	16.42	422.46	3	19.27	492.99
Mpx (ton - m)	Mn (tonf - m)	$\phi M_{nx}(\text{tonf} - m)$	Mpx (ton - m)	Mn (tonf - m)	$\phi M_{nx}(\text{tonf} - m)$
37.81	37.81	34.03	52.07	52.07	46.86
Relación de Interacción					
Pr (tonf)	Pu (tonf)	Mux (tonf) - m	Pr (tonf)	Pu (tonf)	Mux (tonf) - m
77.68	346.50	46.86	42.63	291.9	34.02
Muy (tonf) - m	Mrx (tonf) - m	Mry (tonf) - m	Muy (tonf) - m	Mrx (tonf) - m	Mry (tonf) - m
46.86	18.85	18.60	34.02	12.7	18.7
Relación	0.947		Relación	0.98	

Nota. En esta tabla se presenta los resultados de las columnas diseñadas para el Edificio de 3 pisos. Elaborado por: Los Autores

Tabla 28

Diseño de Vigas I Armadas-Edificio 3 Pisos

EDIFICIO DE TRES PISOS CON SECCIONES TUBULARES											
Viga Piso 1-2						Viga Terraza					
Dimensiones:						Dimensiones:					
d (cm)	tw (cm)	bf (cm)	tf (cm)	h (cm)	Lv (cm)	d (cm)	tw (cm)	bf (cm)	tf (cm)	h (cm)	Lv (cm)
35	0.8	16	1.40	32.20	5.60	30	0.6	14	1.0	27.60	5.60
Propiedades Geométricas:						Propiedades Geométricas:					
Agc (cm²)	70.56	Sxc (cm³)	850.14	Agc (cm²)	44.80	Sxc (cm³)	465.80				
Ixx (cm⁴)	14877.42	Syc (cm³)	119.64	Ixx (cm⁴)	6986.93	Syc (cm³)	65.41				
Iyy (cm⁴)	957.10	Zx (cm⁶)	960.01	Iyy (cm⁴)	457.8	Zx (cm⁶)	523.6				
rx (cm)	14.52	Zy (cm⁴)	184.35	rx (cm)	12.49	Zy (cm⁴)	100.52				
ry (cm)	3.68			ry (cm)	3.2						
Diseño a Flexión											
Relación Ancho-Espesor:						Relación Ancho-Espesor:					
λf	λpf	λrf	λhd	λf	λpf	λrf	λhd				
5.71	10.79	25.59	7.42	7	10.79	24.66	7.42				
$\lambda f \leq \lambda pf$ Patín Compacto		$\lambda f \leq \lambda hd$ Sísmicamente compacto		$\lambda f \leq \lambda pf$ Patín Compacto		$\lambda f \leq \lambda hd$ Sísmicamente compacto					
λw	λpw	λrw	λsw	λf	λpf	λrf	λsw				
40.25	106.72	161.78	59.55	46.67	106.72	161.78	59.55				
$\lambda w \leq \lambda pw$ Patín Compacto		$\lambda w \leq \lambda sw$ Sísmicamente compacto		$\lambda w \leq \lambda pw$ Patín Compacto		$\lambda w \leq \lambda sw$ Sísmicamente compacto					
Momento Resistente:						Momento Resistente:					
Lb (m)	Lp (m)	Lr (m)	Lb (m)	Lp (m)	Lr (m)						
1.40	1.84	6.01	1.40	1.60	4.84						
Long. Limite	Cb	Mpx (ton - m)	Long. Limite	Cb	Mpx (ton - m)						

Plástico	1.06	24.30	Plástico	1.06	13.25		
$M_{nx} (ton - m)$	$M_{ny} (tonf - m)$	$\phi M_{nx} (tonf - m)$	$M_{nx} (ton - m)$	$M_{ny} (tonf - m)$	$\phi M_{nx} (tonf - m)$		
24.30	4.67	21.87	13.25	2.29	11.93		
Diseño a Corte							
C_v	$A_w (cm^2)$	$V_n (tonf)$	$\phi V_n (tonf)$	C_v	$A_w (cm^2)$	$V_n (tonf)$	$\phi V_n (tonf)$
1	25.75	39.12	35.21	1	16.80	25.51	22.96
Verificación de Serviciabilidad							
Deflexión:				Deflexión:			
$\Delta_{adm} - C_v (cm)$	$\Delta_{real} - C_v (cm)$	$\frac{\Delta_{adm}}{C_v + C_m} (cm)$	$\frac{\Delta_{real}}{C_v + C_m} (cm)$	$\Delta_{adm} - C_v (cm)$	$\Delta_{real} - C_v (cm)$	$\frac{\Delta_{adm}}{C_v + C_m} (cm)$	$\frac{\Delta_{real}}{C_v + C_m} (cm)$
1.56	0.09	2.33	0.34	1.56	0.07	2.33	0.36
Vibraciones:				Vibraciones:			
$Frecuencia (Hz)$	4.28	$Aceleración máxima (% gravedad)$	0.54	$Frecuencia (Hz)$	4.18	$Aceleración máxima (% gravedad)$	1.13

Nota. En esta tabla se presenta los resultados de las vigas diseñadas para el Edificio de 3 pisos. Elaborado por: Los Autores

Tabla 29

Diseño de Viguetas I Armadas-Edificio 3 Pisos

EDIFICIO DE TRES PISOS CON SECCIONES TUBULARES											
Vigueta Piso 1-2						Vigueta Terraza					
Dimensiones:						Dimensiones:					
$d (cm)$	$tw (cm)$	$bf (cm)$	$tf (cm)$	$h (cm)$	$L_v (cm)$	$d (cm)$	$tw (cm)$	$bf (cm)$	$tf (cm)$	$h (cm)$	$L_v (cm)$
25	0.6	14	1.0	22	5.30	20	0.4	12	0.8	18.80	5.30
Propiedades Geométricas:						Propiedades Geométricas:					
$Agc (cm^2)$	41.80	$Sxc (cm^3)$	371.41	$Agc (cm^2)$	26.56	$Sxc (cm^3)$	197.81	$Ixx (cm^4)$	464268	$Syc (cm^3)$	65.39
$Ixx (cm^4)$	457.7	$Zx (cm^6)$	415.35	$Ixx (cm^4)$	230.5	$Zx (cm^6)$	218.18	$Iyy (cm^4)$	10.54	$Zy (cm^4)$	100.07
$Iyy (cm^4)$	3.31	$ryc (cm)$		$Iyy (cm^4)$	2.95	$ryc (cm)$		$rx (cm)$	8.63	$Zy (cm^4)$	58.34
$rx (cm)$				$rx (cm)$				$ry (cm)$			
$ry (cm)$				$ry (cm)$							
Diseño a Flexión											
Relación Ancho-Espesor:						Relación Ancho-Espesor:					
λf	λpf	λrf	λhd	λf	λpf	λrf	λhd	λf	λpf	λrf	λhd
7	10.79	25.9	7.42	7.5	10.79	24.75	9.27				
$\lambda f \leq \lambda pf$ Patín Compacto			$\lambda f \leq \lambda hd$ Sísmicamente compacto			$\lambda f \leq \lambda pf$ Patín Compacto			$\lambda f \leq \lambda hd$ Sísmicamente compacto		
λw	λpw	λrw	λsw	λf	λpf	λrf	λsw	λf	λpf	λrf	λsw
38.33	106.72	161.78	59.55	46	106.72	161.78	59.55				
$\lambda w \leq \lambda pw$ Patín Compacto			$\lambda w \leq \lambda sw$ Sísmicamente compacto			$\lambda w \leq \lambda pw$ Patín Compacto			$\lambda w \leq \lambda sw$ Sísmicamente compacto		
Momento Resistente:						Momento Resistente:					
$L_b (m)$	$L_p (m)$	$L_r (m)$	$L_b (m)$	$L_p (m)$	$L_r (m)$	$L_b (m)$	$L_p (m)$	$L_r (m)$	$L_b (m)$	$L_p (m)$	$L_r (m)$
1.32	1.65	5.33	1.32	1.47	4.59						
$Long. Limite$	C_b	$M_{px} (ton - m)$	$Long. Limite$	C_b	$M_{px} (ton - m)$						

Plástico	1.06	10.51	Plástico	1.06	13.25		
$M_{nx} (ton - m)$	$M_{ny} (tonf - m)$	$\phi M_{nx} (tonf - m)$	$M_{nx} (ton - m)$	$M_{ny} (tonf - m)$	$\phi M_{nx} (tonf - m)$		
10.51	2.53	9.46	5.52	1.33	4.97		
Diseño a Corte							
C_v	$A_w (cm^2)$	$V_n (tonf)$	$\phi V_n (tonf)$	C_v	$A_w (cm^2)$	$V_n (tonf)$	$\phi V_n (tonf)$
1	13.80	20.96	18.86	1	7.36	11.18	10.06
Verificación de Serviciabilidad							
Deflexión:				Deflexión:			
$\Delta_{adm} - C_v (cm)$	$\Delta_{real} - C_v (cm)$	$\frac{\Delta_{adm}}{C_v + C_m} (cm)$	$\frac{\Delta_{real}}{C_v + C_m} (cm)$	$\Delta_{adm} - C_v (cm)$	$\Delta_{real} - C_v (cm)$	$\frac{\Delta_{adm}}{C_v + C_m} (cm)$	$\frac{\Delta_{real}}{C_v + C_m} (cm)$
1.47	0.06	2.21	0.24	1.47	0.05	2.21	0.27
Vibraciones:				Vibraciones:			
$Frecuencia (Hz)$	5.15	$Aceleración máxima (% gravedad)$	0.42	$Frecuencia (Hz)$	4.79	$Aceleración máxima (% gravedad)$	0.97

Nota. En esta tabla se presenta los resultados de las viguetas diseñadas para el Edificio de 3 pisos. Elaborado por: Los Autores.

4.3.2 Edificio de seis pisos

Tabla 30

Diseño de Columnas Tubulares Armadas-Edificio 6 Pisos

EDIFICIO DE SEIS PISOS CON SECCIONES TUBULARES							
Dimensiones:							
Base (cm)	40	Altura (cm)	40				
Espesor (cm)	1.4						
Propiedades Geométricas:							
$A_{gc} (cm^2)$	216.16	$I_{xx} (cm^4)$	53748.9	$I_{yy} (cm^4)$	53748.9	$r_{xc} (cm)$	15.77
$r_{yc} (cm)$	15.77	$S_{xc} (cm^3)$	2687.45	$S_{yc} (cm^3)$	2687.45	$Z_x (cm^6)$	3130.29
$Z_y (cm^6)$	3130.29	$J (cm^4)$	80517.44				
Diseño a Compresión				Diseño a Flexión			
Relación Ancho-Espesor:				Relación Ancho-Espesor:			
λf	$\lambda r f$	$\lambda m d$		λf	$\lambda p f$	$\lambda r f$	
26.57	39.7	27.34		26.57	31.79	39.74	
$\lambda f \leq \lambda r f$ Patín No Esbelto		$\lambda f \leq \lambda m d$ Moderadamente dúctil		λw	$\lambda p w$	$\lambda r w$	
				26.57	68.69	161.78	
Factor de Longitud Efectiva:				$\lambda f \leq \lambda p f$ Patín Compacto		$\lambda w \leq \lambda p w$ Alma Compacta	
G_{Ax}	G_{By}	K_x		Momento Resistente:			
3.7	1	1.62		$L_b (m)$	$L_p (m)$	$L_r (m)$	
G_{Ay}	G_{By}	K_y		3	22.01	563.40	
3.50	1	1.61		$M_{px} (ton - m)$	$M_n (tonf - m)$	$\phi M_{nx} (tonf - m)$	
Esbeltez de diseño:				79.23	79.23	71.30	
$e_x = L_c / r_x$ 30.91		$e_y = L_c / r_y$ 30.62		Relación de Interacción			
				$P_r (tonf)$	$P_u (tonf)$	$M_{ux} (tonf) - m$	

Esfuerzo Elástico de Pandeo:	169.51	468.25	71.30
$21060.66 \frac{kgf}{cm^2}$	Muy (tonf) – m	Mrx (tonf) – m	Mry (tonf) – m
$e_d \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}; e_d = \max(e_x, e_y)$ $30.91 \leq 133.681$ “OK” \therefore Controlado por Pandeo Inelástico	71.30	38.10	37.87
	Relación		0.976
Esfuerzo critico:	$F_{cr} (kgf/cm^2)$ 2406.69		
Resistencia Nominal:	$P_n (tonf)$ 520.27		
Resistencia Ultima:	$\phi P_n (tonf)$ 468.25		

Nota. En esta tabla se presenta los resultados de las columnas diseñadas para el Edificio de 6 pisos. Elaborado por: Los Autores

Tabla 31

Diseño de Vigas I Armadas-Edificio 6 Pisos

EDIFICIO DE SEIS PISOS CON SECCIONES TUBULARES														
Viga Piso 1-2						Viga Terraza								
Dimensiones:						Dimensiones:								
d (cm)	tw (cm)	bf (cm)	tf (cm)	h (cm)	Lv (cm)	d (cm)	tw (cm)	bf (cm)	tf (cm)	h (cm)	Lv (cm)			
35	0.8	28	1.60	31.80	5.60	30	0.6	18	1.0	26.40	5.60			
Propiedades Geométricas:						Propiedades Geométricas:								
$Agc (cm^2)$	115.04	$Sxc (cm^3)$	1551.51	$Agc (cm^2)$	52.8	$Sxc (cm^3)$	277.82	$Ixx (cm^4)$	27151.49	$Syc (cm^3)$	418.23			
$Ixx (cm^4)$	27151.49	$Syc (cm^3)$	418.23	$Ixx (cm^4)$	8669.60	$Syc (cm^3)$	38.56	$Iyy (cm^4)$	5855.20	$Zx (cm^6)$	1698.57			
$Iyy (cm^4)$	5855.20	$Zx (cm^6)$	1698.57	$Iyy (cm^4)$	975.5	$Zx (cm^6)$	323.07	$rx (cm)$	15.36	$Zy (cm^4)$	632.29			
$rx (cm)$	15.36	$Zy (cm^4)$	632.29	$rx (cm)$	12.81	$Zy (cm^4)$	61.18	$ry (cm)$	7.13	$ry (cm)$	4.29			
$ry (cm)$	7.13			$ry (cm)$	4.29									
Diseño a Flexión														
Relación Ancho-Espesor:						Relación Ancho-Espesor:								
λf	λpf	λrf	λmd	λf	λpf	λrf	λhd	λf	λpf	λrf	λhd			
8.75	10.79	25.67	9.27	9	10.79	24.66	9.27	$\lambda f \leq \lambda pf$	$\lambda f \leq \lambda md$	$\lambda f \leq \lambda pf$	$\lambda f \leq \lambda md$			
$\lambda f \leq \lambda pf$ Patín Compacto			$\lambda f \leq \lambda md$ Moderadamente dúctil			$\lambda f \leq \lambda pf$ Patín Compacto			$\lambda f \leq \lambda md$ Moderadamente dúctil					
λw	λpw	λrw	λsw	λf	λpf	λrf	λsw	λw	λpw	λrw	λsw			
39.75	106.72	161.78	59.55	46.67	106.72	161.78	59.55	$\lambda w \leq \lambda pw$ Patín Compacto	$\lambda w \leq \lambda sw$ Sísmicamente compacto	$\lambda w \leq \lambda pw$ Patín Compacto	$\lambda w \leq \lambda sw$ Sísmicamente compacto			
$\lambda w \leq \lambda pw$ Patín Compacto						$\lambda w \leq \lambda sw$ Sísmicamente compacto								
Momento Resistente:						Momento Resistente:								
$Lb (m)$	$Lp (m)$	$Lr (m)$	$Lb (m)$	$Lp (m)$	$Lr (m)$	$Lb (m)$	$Lp (m)$	$Lr (m)$	$Lb (m)$	$Lp (m)$	$Lr (m)$			
1.40	3.56	11.74	1.40	2.14	6.32	$Long. Limite$	Cb	$Mpx (ton - m)$	$Long. Limite$	Cb	$Mpx (ton - m)$			
$Long. Limite$ Plástico			Cb 1.06			$Mpx (ton - m)$ 42.99			$Long. Limite$ Plástico			Cb 1.06		
$Mnx (ton - m)$	$Mny (tonf - m)$	$\phi M_{nx} (tonf - m)$	$Mpx (ton - m)$	$Mny (tonf - m)$	$\phi M_{nx} (tonf - m)$	$Mnx (ton - m)$	$Mny (tonf - m)$	$\phi M_{nx} (tonf - m)$	$Mnx (ton - m)$	$Mny (tonf - m)$	$\phi M_{nx} (tonf - m)$			

42.99	14.4	38.69	16.19	3.75	14.57		
Diseño a Corte							
Cv	Aw (cm ²)	Vn (tonf)	ØVn (tonf)	Cv	Aw (cm ²)	Vn (tonf)	ØVn (tonf)
1	25.44	38.63	34.77	1	16.80	25.51	22.96
Verificación de Serviabilidad							
Deflexión:				Deflexión:			
$\Delta_{adm} - Cv$ (cm)	$\Delta_{real} - Cv$ (cm)	$\frac{\Delta_{adm}}{Cv + Cm}$ (cm)	$\frac{\Delta_{real}}{Cv + Cm}$ (cm)	$\Delta_{adm} - Cv$ (cm)	$\Delta_{real} - Cv$ (cm)	$\frac{\Delta_{adm}}{Cv + Cm}$ (cm)	$\frac{\Delta_{real}}{Cv + Cm}$ (cm)
1.56	0.05	2.33	0.19	1.56	0.05	2.33	0.29
Vibraciones:				Vibraciones:			
Frecuencia (Hz)	5.78	Aceleración máxima (% gravedad)	0.32	Frecuencia (Hz)	4.66	Aceleración máxima (% gravedad)	0.96

Nota. En esta tabla se presenta los resultados de las vigas diseñadas para el Edificio de 6 pisos. Elaborado por: Los Autores

Tabla 32

Diseño de Viguetas I Armadas-Edificio 6 Pisos

EDIFICIO DE SEIS PISOS CON SECCIONES TUBULARES															
Vigueta 1						Vigueta 2									
Dimensiones:						Dimensiones:									
d (cm)	tw (cm)	bf (cm)	tf (cm)	h (cm)	Lv (cm)	d (cm)	tw (cm)	bf (cm)	tf (cm)	h (cm)	Lv (cm)				
24	0.6	12	0.80	21.60	5.30	24	0.80	12	0.8	21.60	5.30				
Propiedades Geométricas:						Propiedades Geométricas:									
Agc (cm ²)		32.64	Sxc (cm ³)		262.21	Agc (cm ²)		37.12	Sxc (cm ³)		277.82				
Ixx (cm ⁴)		3146.55	Syc (cm ³)		38.47	Ixx (cm ⁴)		3333.87	Syc (cm ³)		38.56				
Iyy (cm ⁴)		230.8	Zx (cm ⁶)		297.98	Iyy (cm ⁴)		231.4	Zx (cm ⁶)		323.07				
rx (cm)		9.82	Zy (cm ⁴)		59.62	rx (cm)		9.48	Zy (cm ⁴)		61.18				
ry (cm)		2.66				ry (cm)		2.50							
Diseño a Flexión															
Relación Ancho-Espesor:						Relación Ancho-Espesor:									
λf		λpf		λrf		λmd		λf		λpf		λrf		λhd	
7.50		10.79		26.08		9.27		7.50		10.79		28.02		9.27	
$\lambda f \leq \lambda pf$ Patín Compacto				$\lambda f \leq \lambda md$ Moderadamente dúctil				$\lambda f \leq \lambda pf$ Patín Compacto				$\lambda f \leq \lambda md$ Moderadamente dúctil			
λw		λpw		λrw		λsw		λf		λpf		λrf		λsw	
37.33		106.72		161.78		59.55		28		106.72		161.78		59.55	
$\lambda w \leq \lambda pw$ Patín Compacto				$\lambda w \leq \lambda sw$ Sísmicamente compacto				$\lambda w \leq \lambda pw$ Patín Compacto				$\lambda w \leq \lambda sw$ Sísmicamente compacto			
Momento Resistente:						Momento Resistente:									
Lb (m)		Lp (m)		Lr (m)		Lb (m)		Lp (m)		Lr (m)					
1.40		3.56		11.74		1.40		2.14		6.32					
Long. Limite		Cb		Mpx (ton - m)		Long. Limite		Cb		Mpx (ton - m)					
Plástico		1.06		42.99		Plástico		1.06		16.19					
Mnx (ton - m)		Mny (tonf - m)		ϕM_{nx} (tonf - m)		Mnx (ton - m)		Mny (tonf - m)		ϕM_{nx} (tonf - m)					

42.99	14.4	38.69	16.19	3.75	14.57		
Diseño a Corte							
Cv	Aw (cm ²)	Vn (tonf)	ØVn (tonf)	Cv	Aw (cm ²)	Vn (tonf)	ØVn (tonf)
1	13.44	20.41	18.37	1	17.92	27.21	24.49
Verificación de Serviciabilidad							
Deflexión:				Deflexión:			
$\Delta_{adm} - Cv$ (cm)	$\Delta_{real} - Cv$ (cm)	$\frac{\Delta_{adm}}{Cv + Cm}$ (cm)	$\frac{\Delta_{real}}{Cv + Cm}$ (cm)	$\Delta_{adm} - Cv$ (cm)	$\Delta_{real} - Cv$ (cm)	$\frac{\Delta_{adm}}{Cv + Cm}$ (cm)	$\frac{\Delta_{real}}{Cv + Cm}$ (cm)
1.47	0.09	2.21	0.35	1.47	0.09	2.21	0.33
Vibraciones:				Vibraciones:			
Frecuencia (Hz)	4.24	Aceleración máxima (% gravedad)	0.58	Frecuencia (Hz)	4.36	Aceleración máxima (% gravedad)	0.55

Nota. En esta tabla se presenta los resultados de las viguetas diseñadas para el Edificio de 6 pisos. Elaborado por: Los Autores

4.4. Diseño de Edificios con columnas cruciformes

En esta sección se presenta un resumen de las secciones diseñadas los edificios de tres y seis pisos con columnas cruciformes simétricas (ver Tablas 33 a la 38). Las columnas, vigas y viguetas de ambos edificios se han diseñado bajos los criterios de las normas AISC 360-16, 341-16, y nuestra norma local la NEC 2015, Capítulo “Estructuras de Acero NEC-SE-AC”.

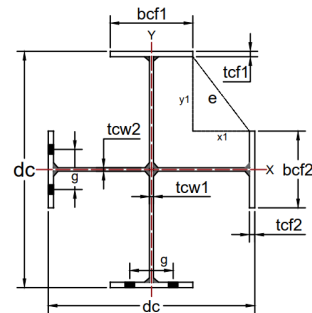
En la sección 2.3.2. y 2.3.3. del presente documento se detalla las fórmulas y procedimientos para el respectivo diseño de cada sección.

4.4.1 Edificio de tres pisos

Tabla 33

Diseño de Columnas Cruciformes Armadas-Edificio 3 Pisos

EDIFICIO DE TRES PISOS CON SECCIONES CRUCIFORMES					
Dimensiones:					
dc (cm)	h ₁ (cm)	t _{w1} (cm)	b _{f1} (cm)	t _{f1} (cm)	
42.0	39.20	0.80	18.0	1.40	
Propiedades Geométricas:					
Agc (cm ²)	162.88	Sxc (cm ³)	1245.51		
Ixx (cm ⁴)	26155.76	Syc (cm ³)	1245.51		
Iyy (cm ⁴)	26155.76	Zx (cm ⁶)	1563.39		
rx (cm)	12.67	Zy (cm ⁴)	1563.39		
ry (cm)	12.67	e (cm)	15.0		
Diseño a Compresión			Diseño a Flexión		
Relación Ancho-Espesor:			Relación Ancho-Espesor:		
λ_f	λ_{rf}	λ_{sf}	λ_f	λ_{pf}	λ_{rf}
6.43	15.84	7.42	6.43	10.79	24.36



$\lambda f \leq \lambda r f$ Patín No Esbelto		$\lambda f \leq \lambda s f$ Moderadamente dúctil		λw 24	$\lambda p w$ 106.72	$\lambda r w$ 161.78
λw 24.0	$\lambda p w$ 42.29	$C a$ 0.157	$\lambda s w$ 51.45	$\lambda f \leq \lambda p f$ Patín Compacto		$\lambda w \leq \lambda p w$ Alma Compacta
$\lambda w \leq \lambda w f$ Alma No esbelta		$\lambda w \leq \lambda s w$ Sísmicamente Compacto				
Factor de Longitud Efectiva:				Momento Resistente:		
G_{Ax} 3.24	G_{By} 1	K_x 1.59		$Lb (m)$ 3	$Lp (m)$ 6.33	$Lr (m)$ 30.48
G_{Ay} 3.24	G_{By} 1	K_y 1.59		$Mpx (ton - m)$ 39.57	$Mn (tonf - m)$ 39.57	$\phi M_{nx} (tonf - m)$ 35.61
Esbeltez de diseño:				Relación de Interacción		
$e_x = L_c/r_x$ 37.61		$e_y = L_c/r_y$ 37.61		$Pr (tonf)$ 75.20	$Pu (tonf)$ 344.4	$Mux (tonf) - m$ 35.61
Esfuerzo Elástico de Pandeo:				$Muy (tonf) - m$ 35.61	$Mrx (tonf) - m$ 9.31	$Mry (tonf) - m$ 8.53
$14223.61 \frac{kgf}{cm^2}$				Relación 0.59		
$e_d \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}; e_d = \max(e_x, e_y)$ $37.61 \leq 133.681$ "OK" \therefore Controlado por Pandeo Inelástico						
Esfuerzo crítico:		$F_{cr} (kgf/cm^2)$ 2349.39				
Resistencia Nominal:		$P_n (tonf)$ 382.67				
Resistencia Ultima:		$\phi P_n (tonf)$ 344.4				

Nota. En esta tabla se presenta los resultados de las columnas diseñadas para el Edificio de 3 pisos. Elaborado por: Los Autores

Tabla 34

Diseño de Vigas I Armadas-Edificio 3 Pisos

EDIFICIO DE TRES PISOS CON SECCIONES CRUCIFORMES											
Viga Piso 1-2						Viga Terraza					
Dimensiones:						Dimensiones:					
d (cm)	tw (cm)	bf (cm)	tf (cm)	h (cm)	Lv (cm)	d (cm)	tw (cm)	bf (cm)	tf (cm)	h (cm)	Lv (cm)
32	0.8	18	1.40	32.80	5.60	30	0.8	14	1.2	27.60	5.60
Propiedades Geométricas:						Propiedades Geométricas:					
$Agc (cm^2)$		73.76	$Sxc (cm^3)$		841.64	$Agc (cm^2)$		55.68	$Sxc (cm^3)$		558.20
$Ixx (cm^4)$		13466.17	$Syc (cm^3)$		151.34	$Ixx (cm^4)$		8372.97	$Syc (cm^3)$		78.57
$Iyy (cm^4)$		1362	$Zx (cm^6)$		941.65	$Iyy (cm^4)$		550	$Zx (cm^6)$		636.19
$rx (cm)$		13.51	$Zy (cm^4)$		231.47	$rx (cm)$		12.26	$Zy (cm^4)$		122.02
$ry (cm)$		4.30				$ry (cm)$		3.14			
Diseño a Flexión											
Relación Ancho-Espesor:						Relación Ancho-Espesor:					
λf	$\lambda p f$	$\lambda r f$	$\lambda s f$	λf	$\lambda p f$	$\lambda r f$	$\lambda h d$	λf	$\lambda p f$	$\lambda r f$	$\lambda h d$
6.4	10.79	26.22	7.42	5.80	10.79	26.60	7.42				

$\lambda f \leq \lambda pf$ Patín Compacto		$\lambda f \leq \lambda sf$ Sísmicamente Compacto		$\lambda f \leq \lambda pf$ Patín Compacto		$\lambda f \leq \lambda md$ Moderadamente dúctil	
λw	λpw	λrw	λsw	λf	λpw	λrw	λsw
36.50	106.72	161.78	59.56	34.50	106.72	161.78	59.55
$\lambda w \leq \lambda pw$ Alma Compacta		$\lambda w \leq \lambda sw$ Sísmicamente compacto		$\lambda w \leq \lambda pw$ Alma Compacta		$\lambda w \leq \lambda sw$ Sísmicamente compacto	
Momento Resistente:				Momento Resistente:			
<i>Lb (m)</i>		<i>Lp (m)</i>		<i>Lb (m)</i>		<i>Lp (m)</i>	
1.40		2.15		1.40		1.57	
<i>Long. Limite</i>		<i>Mpx (ton - m)</i>		<i>Long. Limite</i>		<i>Mpx (ton - m)</i>	
Plástico		23.83		Plástico		16.10	
<i>Mnx (ton - m)</i>		<i>Mny (tonf - m)</i>		<i>Mnx (ton - m)</i>		<i>Mny (tonf - m)</i>	
23.83		5.27		16.10		2.78	
Diseño a Corte							
<i>Cv</i>	<i>Aw (cm²)</i>	<i>Vn (tonf)</i>	$\emptyset Vn$ (tonf)	<i>Cv</i>	<i>Aw (cm²)</i>	<i>Vn (tonf)</i>	$\emptyset Vn$ (tonf)
1	23.36	35.48	31.93	1	21.76	33.05	29.74
Verificación de Serviciabilidad							
Deflexión:				Deflexión:			
$\Delta_{adm} - Cv$ (cm)	$\Delta_{real} - Cv$ (cm)	$\frac{\Delta_{adm}}{Cv + Cm}$ (cm)	$\frac{\Delta_{real}}{Cv + Cm}$ (cm)	$\Delta_{adm} - Cv$ (cm)	$\Delta_{real} - Cv$ (cm)	$\frac{\Delta_{adm}}{Cv + Cm}$ (cm)	$\frac{\Delta_{real}}{Cv + Cm}$ (cm)
1.56	0.1	2.33	0.38	1.56	0.06	2.33	0.31
Vibraciones:				Vibraciones:			
<i>Frecuencia (Hz)</i>	4.07	<i>Aceleración máxima (% gravedad)</i>	0.58	<i>Frecuencia (Hz)</i>	4.54	<i>Aceleración máxima (% gravedad)</i>	0.79

Nota. En esta tabla se presenta los resultados de las vigas diseñadas para el Edificio de 3 pisos. Elaborado por: Los Autores.

Tabla 35

Diseño de Viguetas I Armadas- Edificio 3 Pisos

EDIFICIO DE TRES PISOS CON SECCIONES CRUCIFORMES											
Vigueta Piso 1-2						Vigueta Terraza					
Dimensiones:						Dimensiones:					
<i>d (cm)</i>	<i>tw (cm)</i>	<i>bf (cm)</i>	<i>tf (cm)</i>	<i>h (cm)</i>	<i>Lv (cm)</i>	<i>d (cm)</i>	<i>tw (cm)</i>	<i>bf (cm)</i>	<i>tf (cm)</i>	<i>h (cm)</i>	<i>Lv (cm)</i>
24	0.60	12.0	1.0	32.80	5.30	20	0.4	12.0	1.0	29.60	5.30
Propiedades Geométricas:						Propiedades Geométricas:					
<i>Agc (cm²)</i>		37.20	<i>Sxc (cm³)</i>		309.03	<i>Agc (cm²)</i>		31.20	<i>Sxc (cm³)</i>		236.24
<i>Ixx (cm⁴)</i>		3708.4	<i>Syc (cm³)</i>		48.07	<i>Ixx (cm⁴)</i>		2362.40	<i>Syc (cm³)</i>		48.02
<i>Iyy (cm⁴)</i>		288.40	<i>Zx (cm⁶)</i>		348.60	<i>Iyy (cm⁴)</i>		288.10	<i>Zx (cm⁶)</i>		260.40
<i>rx (cm)</i>		9.98	<i>Zy (cm⁴)</i>		73.98	<i>rx (cm)</i>		8.70	<i>Zy (cm⁴)</i>		72.72
<i>ry (cm)</i>		2.78				<i>ry (cm)</i>		3.04			
Diseño a Flexión											
Relación Ancho-Espesor:						Relación Ancho-Espesor:					
<i>λf</i>	<i>λpf</i>	<i>λrf</i>	<i>λsf</i>	<i>λf</i>	<i>λpf</i>	<i>λrf</i>	<i>λsf</i>	<i>λf</i>	<i>λpf</i>	<i>λrf</i>	<i>λsf</i>
6	10.79	26.19	7.42	6	10.79	26.19	7.42	6	10.79	26.19	7.42
$\lambda f \leq \lambda pf$			$\lambda f \leq \lambda sf$			$\lambda f \leq \lambda pf$			$\lambda f \leq \lambda md$		

Patín Compacto		Moderadamente dúctil		Patín Compacto		Moderadamente dúctil	
λw	λpw	λrw	λsw	λf	λpw	λrw	λsw
36.67	106.72	161.78	59.55	45	106.72	161.78	59.55
$\lambda w \leq \lambda pw$ Patín Compacto		$\lambda w \leq \lambda sw$ Sísmicamente compacto		$\lambda w \leq \lambda pw$ Patín Compacto		$\lambda w \leq \lambda sw$ Sísmicamente compacto	
Momento Resistente:				Momento Resistente:			
Lb (m)		Lp (m)		Lb (m)		Lp (m)	
1.32		1.39		1.32		1.52	
Long. Limite		Cb		Long. Limite		Cb	
Plástico		1.06		Plástico		1.06	
Mnx (ton - m)		Mny (tonf - m)		Mnx (ton - m)		Mny (tonf - m)	
23.83		5.27		6.59		1.84	
$\phi M_{nx}(\text{tonf} - \text{m})$		$\phi M_{ny}(\text{tonf} - \text{m})$		$\phi M_{nx}(\text{tonf} - \text{m})$		$\phi M_{ny}(\text{tonf} - \text{m})$	
21.45		23.83		5.93		6.59	
Diseño a Corte							
Cv	Aw (cm²)	Vn (tonf)	ϕVn (tonf)	Cv	Aw (cm²)	Vn (tonf)	ϕVn (tonf)
1	13.20	20.05	18.04	1	7.2	10.93	9.84
Verificación de Serviabilidad							
Deflexión:				Deflexión:			
$\Delta_{adm} - Cv$ (cm)	$\Delta_{real} - Cv$ (cm)	$\frac{\Delta_{adm}}{Cv + Cm}$ (cm)	$\frac{\Delta_{real}}{Cv + Cm}$ (cm)	$\Delta_{adm} - Cv$ (cm)	$\Delta_{real} - Cv$ (cm)	$\frac{\Delta_{adm}}{Cv + Cm}$ (cm)	$\frac{\Delta_{real}}{Cv + Cm}$ (cm)
1.47	0.08	2.21	0.30	1.47	0.04	2.21	0.23
Vibraciones:				Vibraciones:			
Frecuencia (Hz)	4.6	Aceleración máxima (% gravedad)	0.51	Frecuencia (Hz)	5.23	Aceleración máxima (% gravedad)	0.83

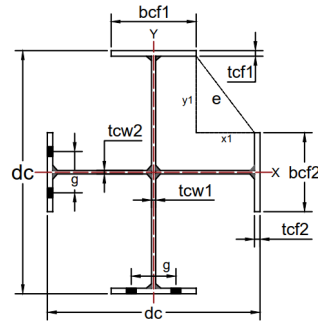
Nota. En esta tabla se presenta los resultados de las viguetas diseñadas para el Edificio de 3 pisos. Elaborado por: Los Autores

4.4.2 Edificio de seis pisos

Tabla 36

Diseño de Columnas Cruciformes Armadas- Edificio 6 Pisos

EDIFICIO DE SEIS PISOS CON SECCIONES CRUCIFORMES				
Dimensiones:				
dc (cm)	h₁ (cm)	t_{w1} (cm)	b_{f1} (cm)	t_{f1} (cm)
52.0	46.40	1.20	26.0	1.80
Propiedades Geométricas:				
Agc (cm²)	301.92	Sxc (cm³)	2908.15	
Ixx (cm⁴)	75611.8	Syc (cm³)	2908.15	
Iyy (cm⁴)	75611.8	Zx (cm⁶)	3677.52	
rx (cm)	15.83	Zy (cm⁴)	3677.52	
ry (cm)	15.83	e (cm)	15.84	
Diseño a Compresión			Diseño a Flexión	
Relación Ancho-Espesor:			Relación Ancho-Espesor:	
λf	λrf	λsf	λf	λpf
7.22	15.84	7.42	7.2	10.79
$\lambda f \leq \lambda rf$ Patín No Esbelto		$\lambda f \leq \lambda sf$ Sísmicamente compacto		
		λw	λpw	λrw
		19.67	106.72	161.78



λ_w	λ_{pw}	Ca	λ_{sw}	$\lambda_f \leq \lambda_{pf}$ Patín Compacto		$\lambda_w \leq \lambda_{pw}$ Alma Compacta	
19.67	42.29	0.164	51.76				
$\lambda_w \leq \lambda_{wf}$ Alma No esbelta		$\lambda_w \leq \lambda_{sw}$ Sísmicamente Compacto					
Factor de Longitud Efectiva:				Momento Resistente:			
G_{Ax}	G_{By}	K_x	$L_b (m)$	$L_p (m)$	$L_r (m)$		
5.43	1	1.73	3	7.90	39.09		
G_{Ay}	G_{By}	K_y	$M_{px} (ton - m)$	$M_n (tonf - m)$	$\phi M_{nx} (tonf - m)$		
5.43	1	1.73	93.08	93.08	83.77		
Esbeltez de diseño:				Relación de Interacción			
$e_x = L_c/r_x$ 32.88		$e_y = L_c/r_y$ 32.88		$P_r (tonf)$	$P_u (tonf)$	$M_{ux} (tonf) - m$	
				171.73	649.7	83.77	
Esfuerzo Elástico de Pandeo:				$M_{uy} (tonf) - m$	$M_{rx} (tonf) - m$	$M_{ry} (tonf) - m$	
$18608.92 \frac{kgf}{cm^2}$				83.77	25.05	24.52	
				Relación:	0.75		
$e_d \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}; e_d = \max(e_x, e_y)$ $32.88 \leq 133.681 \text{ "OK"}$ <p>\therefore Controlado por Pandeo Inelástico</p>							
Esfuerzo crítico:		$F_{cr} (kgf/cm^2)$ 2390.99					
Resistencia Nominal:		$P_n (tonf)$ 721.89					
Resistencia Ultima:		$\phi P_n (tonf)$ 649.7					

Nota. En esta tabla se presenta los resultados de las columnas diseñadas para el Edificio de 6 pisos. Elaborado por: Los Autores

Tabla 37

Diseño de Vigas I Armadas- Edificio 6 Pisos

EDIFICIO DE SEIS PISOS CON SECCIONES CRUCIFORMES											
Viga Piso 1-2						Viga Terraza					
Dimensiones:						Dimensiones:					
d (cm)	tw (cm)	bf (cm)	tf (cm)	h (cm)	Lv (cm)	d (cm)	tw (cm)	bf (cm)	tf (cm)	h (cm)	Lv (cm)
36	0.8	22	1.60	32.80	5.60	30	1	16.0	1.2	27.60	5.60
Propiedades Geométricas:						Propiedades Geométricas:					
$Agc (cm^2)$		96.64	$Sx (cm^3)$		1288.59	$Agc (cm^2)$		66.00	$Sx (cm^3)$		647.95
$Ixx (cm^4)$		23194.66	$Sy (cm^3)$		258.26	$Ixx (cm^4)$		9719.28	$Sy (cm^3)$		102.69
$Iyy (cm^4)$		2840.9	$Zx (cm^6)$		1426.05	$Iyy (cm^4)$		821.50	$Zx (cm^6)$		743.40
$rx (cm)$		15.49	$Zy (cm^4)$		392.45	$rx (cm)$		12.32	$Zy (cm^4)$		160.50
$ry (cm)$		5.42				$ry (cm)$		3.53			
Diseño a Flexión											
Relación Ancho-Espesor:						Relación Ancho-Espesor:					
λ_f	λ_{pf}	λ_{rf}	λ_{sf}	λ_f	λ_{pf}	λ_{rf}	λ_{hd}	λ_f	λ_{pf}	λ_{rf}	λ_{hd}
6.9	10.79	25.47	7.42	6.67	10.79	28.10	7.42				
$\lambda_f \leq \lambda_{pf}$ Patín Compacto		$\lambda_f \leq \lambda_{sf}$ Sísmicamente Compacto		$\lambda_f \leq \lambda_{pf}$ Patín Compacto		$\lambda_f \leq \lambda_{md}$ Moderadamente dúctil					

λw	λpw	λrw	λsw	λf	λpw	λrw	λsw
41	106.72	161.78	59.56	27.60	106.72	161.78	59.55
$\lambda w \leq \lambda pw$ Alma Compacta		$\lambda w \leq \lambda sw$ Sísmicamente compacto		$\lambda w \leq \lambda pw$ Alma Compacta		$\lambda w \leq \lambda sw$ Sísmicamente compacto	
Momento Resistente:				Momento Resistente:			
Lb (m)		Lp (m)		Lb (m)		Lp (m)	
1.40		2.71		1.40		1.76	
Long. Limite		Cb		Long. Limite		Cb	
Plástico		1.06		Plástico		1.06	
Mnx (ton - m)		Mny (tonf - m)		Mnx (ton - m)		Mny (tonf - m)	
36.09		8.94		18.82		4.06	
ϕM_{nx} (tonf - m)		ϕM_{ny} (tonf - m)		ϕM_{nx} (tonf - m)		ϕM_{ny} (tonf - m)	
32.48		16.93		32.48		16.93	
Diseño a Corte							
Cv	Aw (cm²)	Vn (tonf)	ϕVn (tonf)	Cv	Aw (cm²)	Vn (tonf)	ϕVn (tonf)
1	26.24	39.85	35.86	1	27.60	41.91	37.72
Verificación de Serviciabilidad							
Deflexión:				Deflexión:			
$\Delta_{adm} - Cv$ (cm)	$\Delta_{real} - Cv$ (cm)	$\frac{\Delta_{adm}}{Cv + Cm}$ (cm)	$\frac{\Delta_{real}}{Cv + Cm}$ (cm)	$\Delta_{adm} - Cv$ (cm)	$\Delta_{real} - Cv$ (cm)	$\frac{\Delta_{adm}}{Cv + Cm}$ (cm)	$\frac{\Delta_{real}}{Cv + Cm}$ (cm)
1.56	0.06	2.33	0.22	1.56	0.05	2.33	0.26
Vibraciones:				Vibraciones:			
Frecuencia (Hz)	5.35	Aceleración máxima (% gravedad)	0.37	Frecuencia (Hz)	4.93	Aceleración máxima (% gravedad)	0.87

Nota. En esta tabla se presenta los resultados de las vigas diseñadas para el Edificio de 6 pisos. Elaborado por: Los Autores

Tabla 38

Diseño de Viguetas I Armadas- Edificio 6 Pisos

EDIFICIO DE SEIS PISOS CON SECCIONES CRUCIFORMES											
Vigueta 1						Vigueta 2					
Dimensiones:						Dimensiones:					
d (cm)	tw (cm)	bf (cm)	tf (cm)	h (cm)	Lv (cm)	d (cm)	tw (cm)	bf (cm)	tf (cm)	h (cm)	Lv (cm)
20	0.80	12.0	1.0	18.0	5.30	22.0	0.80	12.0	1.0	20.0	5.30
Propiedades Geométricas:						Propiedades Geométricas:					
Agc (cm²)		38.4	Sxc (cm³)		255.68	Agc (cm²)		40	Sxc (cm³)		289.21
Ixx (cm⁴)		2556.8	Syc (cm³)		48.13	Ixx (cm⁴)		3181.33	Syc (cm³)		48.14
Iyy (cm⁴)		288.8	Zx (cm⁶)		292.8	Iyy (cm⁴)		288.9	Zx (cm⁶)		332
rx (cm)		8.16	Zy (cm⁴)		74.88	rx (cm)		8.92	Zy (cm⁴)		75.2
ry (cm)		2.74				ry (cm)		2.69			
Diseño a Flexión											
Relación Ancho-Espesor:						Relación Ancho-Espesor:					
λf	λpf	λrf	λsf	λf	λpf	λrf	λsf	λf	λpf	λrf	λsf
6	10.79	26.19	7.42	6	10.79	28.82	7.42	6	10.79	28.82	7.42
$\lambda f \leq \lambda pf$ Patín Compacto			$\lambda f \leq \lambda sf$ Sísmicamente compacto			$\lambda f \leq \lambda pf$ Patín Compacto			$\lambda f \leq \lambda md$ Moderadamente dúctil		
λw	λpw	λrw	λsw	λf	λpw	λrw	λsw	λw	λpw	λrw	λsw

22.50	106.72	161.78	59.55	25	106.72	161.78	59.56
$\lambda w \leq \lambda pw$ Patín Compacto		$\lambda w \leq \lambda sw$ Sísmicamente compacto		$\lambda w \leq \lambda pw$ Patín Compacto		$\lambda w \leq \lambda sw$ Sísmicamente compacto	
Momento Resistente:				Momento Resistente:			
Lb (m)	Lp (m)	Lr (m)		Lb (m)	Lp (m)	Lr (m)	
1.32	1.37	5.48		1.32	1.34	5.07	
Long. Limite	Cb	Mpx (ton – m)		Long. Limite	Cb	Mpx (ton – m)	
Plástico	1.06	7.41		Plástico	1.06	6.59	
Mnx (ton – m)	Mny (tonf – m)	ϕM_{nx}(tonf – m)		Mnx (ton – m)	Mny (tonf – m)	ϕM_{nx}(tonf – m)	
7.41	1.9	6.67		8.4	1.71	7.56	
Diseño a Corte							
Cv	Aw (cm²)	Vn (tonf)	ϕVn (tonf)	Cv	Aw (cm²)	Vn (tonf)	ϕVn (tonf)
1	14.4	21.87	19.68	1	16	24.3	21.87
Verificación de Serviciabilidad							
Deflexión:				Deflexión:			
$\Delta_{adm} - Cv$ (cm)	$\Delta_{real} - Cv$ (cm)	$\frac{\Delta_{adm}}{Cv + Cm}$ (cm)	$\frac{\Delta_{real}}{Cv + Cm}$ (cm)	$\Delta_{adm} - Cv$ (cm)	$\Delta_{real} - Cv$ (cm)	$\frac{\Delta_{adm}}{Cv + Cm}$ (cm)	$\frac{\Delta_{real}}{Cv + Cm}$ (cm)
1.47	0.12	2.21	0.43	1.47	0.03	2.21	0.17
Vibraciones:				Vibraciones:			
Frecuencia (Hz)	3.82	Aceleración máxima (% gravedad)	0.67	Frecuencia (Hz)	6.07	Aceleración máxima (% gravedad)	0.62

Nota. En esta tabla se presenta los resultados de las viguetas diseñadas para el Edificio de 6 pisos. Elaborado por: Los Autores.

4.5. Diseño de Conexión Precalificada

Los modelos presentados en este proyecto, específicamente los edificios con columnas cruciformes además de ser diseñados con un sistema estructural SMF permite el uso de conexiones precalificadas de vigas a columnas ya sean total o parcialmente restringidas, su rendimiento, así como su uso está detallado en el capítulo 2.5 de este documento.

4.5.1 Diseño de la conexión placa extremo extendida de cuatro pernos sin rigidizadores (BUEEP 4E)

La conexión a momento de placa extremo extendida de cuatro pernos sin rigidizar conectara a las vigas I armadas con cada columna cruciforme armada, ambas de acero ASTM A36. El material de la placa de extremo será de acero ASTM A572 Gr.50 y los pernos serán A325-N de alta resistencia en agujeros estándar (ver Tabla 39)

4.5.1.1. Especificaciones del material

Tabla 39

Propiedades de los Materiales usados en el diseño de la Conexión

ASTM A 36	ASTM A572 Gr.50	A325-N
$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$	$F_{yp} = 3515 \text{ kg/cm}^2$	$F_{nt} = 6320 \text{ kg/cm}^2$
$F_u = 4077 \text{ kg/cm}^2$	$F_{up} = 4570 \text{ kg/cm}^2$	$F_{nv} = 3800 \text{ kg/cm}^2$
$R_y = 1.5$	$R_y = 1.1$	

Elaborado por: Los Autores

4.5.1.2. Propiedades de la viga y columna

Tabla 40

Propiedades de la Viga más crítica

Propiedades	Valores
Peralte d (cm)	36.00
Altura del alma d_1 (cm)	32.80
Espesor del alma t_{bw} (cm)	0.80
Ancho del patín b_{bf} (cm)	22.00
Espesor del patín t_{bf} (cm)	1.60
Módulo de sección plástico Z_x (cm ³)	1426.05
Longitud L_b (m)	5.6

Elaborado por: Los Autores

Tabla 41

Propiedades de la Columna más Crítica

Propiedades		Valores	
Perfil		Cruciforme armada	
Módulo de sección plástico Z_x (cm ³)		3677.52	
Longitud L (m)		3.00	
Sección Vertical	Valor	Sección Horizontal	Valor
Peralte dc (cm)	52.00	Peralte dc (cm)	52.00
Altura del alma h_1 (cm)	48.40	Altura del alma h_2 (cm)	48.40
Espesor del alma t_{cw1} (cm)	1.20	Espesor del alma t_{cw2} (cm)	1.20
Ancho del patín b_{cf1} (cm)	26.00	Ancho del patín b_{cf2} (cm)	26.00
Espesor del patín t_{cf1} (cm)	1.80	Espesor del patín t_{cf2} (cm)	1.80

Elaborado por: Los Autores

4.5.1.3. Límites de precalificación

Las dimensiones de las vigas y las columnas deben cumplir con los límites de precalificación establecidos por el AISC 358-16 (ver Tablas 42-43).

Revisión Preliminar de la Vigas

Tabla 42

Revisión Preliminar a las Vigas

Máximo Peralte	Espesor del patín	Relación entre luz y peralte
$d \leq 140cm$	$t_{bf} \leq 1.91cm$	$L_b/d \geq 7(SMF)$
$36cm \leq 140cm$ “OK”	$1.6cm \leq 1.91cm$ “OK”	$15.56 \geq 7$ “OK”
Relación Ancho Espesor (tabla D1.1 del AISC 341-16)		
Patín	Alma	
$\frac{0.5b_{bf}}{t_{bf}} \leq 0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$\frac{d_1}{t_{bw}} \leq 2.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
$6.88 \leq 7.42$ “OK”	$41 \leq 59.57$ “OK”	

Elaborado por: Los Autores

Revisión Preliminar de las Columnas

La columna al ser una sección cruciforme compuesta por dos tipos de secciones I armadas, recomendamos que para simplificar su cálculo sus elementos sean simétricos en ambos sentidos en el plano. Por lo tanto, con revisar la relación ancho-espesor de cada uno de sus elementos según los requerimientos de la tabla D1.1 del AISC 341-16 (ver Anexo A.1), es suficiente.

Tabla 43

Revisión Preliminar a las Columnas

Máximo Peralte	Relación Ancho Espesor	
	Patín	Alma
$dc \leq 92.00cm$	$\frac{0.5b_{bf1}}{t_{bf1}} \leq 0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$\frac{h_1 - t_{bw2}}{2t_{bw1}} \leq 2.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (1 - 1.04C_a)$
$52cm \leq 92.00cm$ “OK”	$7.22 \leq 7.42$ “OK”	$19.67 \leq 51.37$ “OK”

Elaborado por: Los Autores

4.5.1.4. Diseño de la placa extremo y pernos

Momento en la cara de la Columna

- ✓ Combinación de carga

$$W_u = 1.2D + f_1L$$

$$W_u = 1.2(3056.784) \text{ kgf/m} + 1(1092) \text{ kgf/m}$$

$$W_u = 4759.9896 \text{ kgf/m}$$

- ✓ Ubicación de rotula plástica, Sh

$$Sh = \min(d/2; 3b_{bf})$$

$$36\text{cm}/2 = 18\text{cm} ; 3(22) = 66\text{cm}$$

$$Sh = 18 \text{ cm (menor)}$$

- ✓ Distancia entre rotulas plásticas, L'

$$L' = L_b - 2 \frac{d_c}{2} - 2S_h$$

$$L' = 5.6 - 2 * \frac{0.52}{2} - 2 * 0.18 = 4.72\text{m}$$

- ✓ Momento máximo probable de la viga en la rótula plástica, M_{pr}

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_{bx}$$

$$C_{pr} = \frac{2530 + 4077}{2(2530)} = 1.31 \leq 1.2; C_{pr} \approx 1.2$$

$$M_{pr} = 1.2 * 1.5 * 2530 * 1426.05$$

$$M_{pr} = 64942.317 \text{ kgf} - \text{m}$$

- ✓ Fuerza cortante en la cara de la columna

$$V_u = \frac{2M_{pr}}{L'} + \frac{W_u L'}{2}$$

$$V_u = \frac{2(64942.317)}{4.72} + \frac{(4759.9896)(4.72)}{2}$$

$$V_u = 38751.506 \text{ kgf}$$

$$V'_u = \frac{2M_{pr}}{L'} - \frac{W_u L'}{2}$$

$$V'_u = \frac{2(64942.317)}{4.72} - \frac{(4759.9896)(4.72)}{2}$$

$$V'_u = 16284.355 \text{ kgf}$$

Por lo tanto, el momento en la columna

$$M_f = M_{pr} + V_u * S_h$$

$$M_f = 64942.317 + 38751.506 * 0.18$$

$$M_f = 71917.588 \text{ kgf} - \text{m}$$

$$M'_f = M_{pr} + V'_u * S_h$$

$$M'_f = 64942.317 + 16284.355 * 0.18$$

$$M'_f = 67873.501 \text{ kgf} - \text{m}$$

Geometría de la conexión: la conexión debe cumplir con los límites geométricos establecidos en el Anexo A.3 de este documento que a la vez han sido tomados del AISC 358-16 (ver Tabla 45).

Tabla 44*Limites Paramétricos de Precalificación*

Parámetro	Cuatro pernos sin rigidizadores (4E)		Cuatro pernos con rigidizadores (4ES)		Ocho pernos con rigidizadores (8ES)	
	Máximo mm (in)	Mínimo mm (in)	Máximo mm (in)	Mínimo mm (in)	Máximo mm (in)	Mínimo mm (in)
t_{bf}	19 $\left(\frac{3}{4}\right)$	10 $\left(\frac{3}{8}\right)$	19 $\left(\frac{3}{4}\right)$	10 $\left(\frac{3}{8}\right)$	25(1)	14 $\left(\frac{9}{16}\right)$
b_{bf}	235 $\left(9\frac{1}{4}\right)$	152(6)	229(9)	152(6)	311 $\left(12\frac{1}{4}\right)$	190 $\left(7\frac{1}{2}\right)$
d	1400(55)	349 $\left(13\frac{3}{4}\right)$	610(24)	349 $\left(13\frac{3}{4}\right)$	914(36)	457(18)
t_p	57 $\left(2\frac{1}{4}\right)$	13 $\left(\frac{1}{2}\right)$	38 $\left(1\frac{1}{2}\right)$	13 $\left(\frac{1}{2}\right)$	64 $\left(2\frac{1}{2}\right)$	19 $\left(\frac{3}{4}\right)$
b_p	273 $\left(10\frac{3}{4}\right)$	178(7)	273 $\left(10\frac{3}{4}\right)$	178(7)	381(15)	229(9)
g	152(6)	102(4)	152(6)	83 $\left(3\frac{1}{4}\right)$	152(6)	127(5)
p_{fi}, p_{fo}	114 $\left(4\frac{1}{2}\right)$	38 $\left(1\frac{1}{2}\right)$	140 $\left(5\frac{1}{2}\right)$	44 $\left(1\frac{3}{4}\right)$	51(2)	41 $\left(1\frac{5}{8}\right)$
b_p	-	-	-	-	95 $\left(3\frac{3}{2}\right)$	89 $\left(3\frac{1}{2}\right)$

Elaborado por: Los autores. Fuente: AISC 358-16

Tabla 45*Geometría de Conexión Seleccionada*

Cuatro pernos sin rigidizadores (4E)				
Parámetro	Máximo mm	Mínimo mm	Valores mm	Cumple
t_{bf}	19	10	16	OK
b_{bf}	235	152	22	OK
d	1400	349	360	OK
t_p *	57	13	34.9	OK
b_p *	273	178	220	OK
g	152	102	110	OK
p_{fi}, p_{fo}	114	38	70	OK

Elaborado por: Los autores.

- ✓ Ancho b_p *, debe considerarse como un máximo igual al ancho del ala de la viga más 25 mm (1 in)

$$b_p = b_{bf} + 2.5cm$$

$$b_p = 22 + 2cm = 24cm$$

- ✓ Distancia vertical entre el interior del patín en tensión de la viga y la fila exterior e interior de los pernos más cercanos, respectivamente

$$p_{fi} = p_{fo} = 7cm$$

- ✓ Distancia desde el eje del patín en compresión hasta la última fila de pernos en tensión, h_o

$$h_o = d_b + p_{fo} - \frac{t_{bf}}{2}$$

$$h_o = 36 + 7 - \frac{1.6}{2} = 42.2cm$$

- ✓ Distancia desde el eje del patín a compresión de la viga a cada perno interior en tensión, h_1

$$h_1 = d_b - p_{fi} - \frac{3t_{bf}}{2}$$

$$h_1 = 36 - 7 - \frac{3 * 1.6}{2} = 26.6cm$$

- ✓ Distancia vertical entre pernos, c

$$c = p_{fi} + t_{bf} + p_{fo}$$

$$c = 7 + 1.6 + 7 = 15.6cm$$

Diámetro requerido de perno, $d_{b,req}$

$$d_{b,req} = \sqrt{\frac{2(71917.588) * 100}{\pi(0.9)(6320)(42.2 + 26.6)}} = 3.42cm \approx 1\frac{3}{8}in$$

Diámetro de perno propuesto, d_{bp}

Propuesto $d_{bp} = 1\frac{3}{8}in = 3.49cm \rightarrow d_{bp} \geq d_{b,req}$ "OK"

Según el AISC 358-16 sección 6.7.2

$$p_{fi} \text{ y } p_{fo} \geq d_{bp} + 1.9$$

$$7cm \geq 3.49 + 1.9 \text{ "OK"}$$

Espesor de la placa extremo, $t_{p,req}$

- ✓ Separación

$$s = \frac{1}{2}\sqrt{b_p g} = \frac{1}{2}\sqrt{(24 * 11)} = 8.124cm$$

$$\text{Si } p_{fi} > s, p'_{fi} = s$$

$$7cm > 8.124cm \text{ "NO"}$$

$$\therefore p'_{fi} = 7cm$$

- ✓ Valor, Y_p

$$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{p'_{fi}} + \frac{1}{s} \right) + h_o \left(\frac{1}{p_{fo}} \right) - \frac{1}{2} \right] + \frac{2}{g} [h_1(p'_{fi} + s)]$$

$$Y_p = \frac{24}{2} \left[26.6 \left(\frac{1}{7} + \frac{1}{8.124} \right) + 42.2 \left(\frac{1}{7} \right) - \frac{1}{2} \right] + \frac{2}{11} [26.6(7 + 8.124)]$$

$$Y_p = 224.379cm$$

Por lo tanto

$$t_{p,req} = \sqrt{\frac{1.11(71917.588) * 100}{1(3515)(224.379)}} = 3.181cm \approx 1\frac{3}{8}in$$

Espesor de placa propuesto, t_p *

$$t_p * = 3.49cm ; t_p \geq t_{p,req} \text{ "OK"}$$

Fuerza Mayorada en el patín de la viga, F_{fu}

$$F_{fu} = \frac{M_f}{d_1 - t_{bf}} = \frac{71917.588 * 100}{36 - 1.6} = 209062.756 \text{ kgf}$$

Fluencia a Cortante de Sección Extendida de la Placa Extremo

$$\begin{aligned} \frac{F_{fu}}{2} &\leq \phi_a(0.6)F_{yp}b_p t_p \\ \frac{209062.756}{2} &\leq 1(0.6)(3515)(24)(3.49) \\ 104531.38 \text{ kgf} &\leq 176649.84 \text{ kgf} \quad \text{"OK"} \end{aligned}$$

Rotura por cortante de la sección extendida de la placa extremo

$$\begin{aligned} \frac{F_{fu}}{2} &\leq \phi_n(0.6)F_{up}[t_p(b_p - 2(d_{bp} + 0.3))] \\ \frac{209062.756}{2} &\leq 0.9(0.6)(4570)[3.49(24 - 2(3.49 + 0.3))] \\ 104531.38 \text{ kgf} &\leq 141419.253 \text{ kgf} \quad \text{"OK"} \end{aligned}$$

Resistencia de la conexión por rotura del perno a cortante

La resistencia es proporcionada por los pernos en un patín (compresión)

$$\begin{aligned} V_u &\leq \phi_n(n_b)F_{nv}A_b \\ V_u &\leq 0.9(4)(3800) \left[\frac{\pi(3.49)^2}{4} \right] \\ 38751.506 \text{ kgf} &\leq 130866.00 \text{ kgf} \quad \text{"OK"} \end{aligned}$$

Falla por aplastamiento y desgarramiento

Verificación de la falla debido a las fuerzas de los pernos en la placa de extremo y el patín de la columna.

a) *Placa*

Perno interior

$d_h = \text{diametro de perforacion AISC 360 – TABLA J3.3}$

$$d_h = d_{bp} + 0.3$$

- ✓ Distancia de desgarramiento

$$L_{ci} = c - (d_h)$$

$$L_{ci} = 15.6 - (3.49 + 0.3) = 11.81 \text{ cm}$$

- ✓ Resistencia de diseño por aplastamiento y desgarramiento

$$r_{ni1} = 1.2 * L_{ci} t_p F_{up}$$

$$r_{ni1} = 1.2 * 11.81 * 3.49 * 4570 = 226033.48 \text{ kgf}$$

$$r_{ni2} = 2.4 * d_{bp} t_p F_{up}$$

$$r_{ni2} = 2.4 * 3.49 * 3.49 * 4570 = 133591.34 \text{ kgf}$$

Entonces: $r_{ni} = 133591.34 \text{ kgf (menor)}$

Perno exterior: La distancia de borde vertical para orificios de pernos exteriores “de” debe cumplir el criterio de distancias mín. y máx. al borde de acuerdo a la sección J3.4 y J3.5 del AISC 360-16.

$$d_e = 1 \frac{1}{4} d_{bp}$$

$$d_e = 4.76 \text{ cm (minimo)} \approx 5 \text{ cm (adoptado)}$$

- ✓ Distancia de desgarramiento

$$L_{co} = d_e - \left(\frac{d_{bp} + 0.3}{2} \right)$$

$$L_{co} = 5 - \left(\frac{3.49 + 0.3}{2} \right) = 3.105 \text{ m}$$

- ✓ Resistencia de diseño por aplastamiento y desgarramiento

$$r_{ni1} = 1.2 * L_{co} t_p F_{up}$$

$$r_{ni1} = 1.2 * 3.105 * 3.49 * 4570 = 59427.09 \text{ kgf}$$

$$r_{ni2} = 2.4 * d_{bp} t_p F_{up}$$

$$r_{ni2} = 2.4 * 3.49 * 3.49 * 4570 = 133591.34 \text{ kgf}$$

Entonces: $r_{ni} = 59427.09 \text{ kgf (menor)}$

Por lo tanto $V_u \leq \phi_n(n_i)r_{ni} + \phi_n(n_o)r_{no}; n_i = 2, n_o = 2$

$$38751.506 \text{ kgf} \leq 0.9(2)133591.34 + 0.9(2)59427.09$$

$$38751.506 \text{ kgf} \leq 347433.17 \text{ kgf}$$

b) Patín de la columna

$$\phi_n R_n = 347433.17 \left(\frac{1.8 * 3515}{3.49 * 2530} \right) = 248956.33 \text{ kgf}$$

$$V_u \leq \phi_n R_n$$

$$38751.506 \text{ kgf} \leq 248956.33 \text{ kgf}$$

Diseño de soldadura

Soldadura del alma de la viga a la placa de extremo

✓ Resistencia de electrodo E70 $F_{EXX} = 4920 \text{ kgf/cm}^2$

✓ Longitud de cordón de soldadura

$$l_{cw} = \frac{d_p}{2} - t_p = \frac{36}{2} - 3.49 = 14.51 \text{ cm}$$

✓ Tamaño nominal de soldadura

$$w = \frac{V_u}{2[0.75(0.6F_{EXX})(0.707l_{cw})]}$$

$$w = \frac{38751.506}{2[0.75(0.6 * 4920)(0.707 * 14.51)]} = 0.853 \text{ cm} \approx 8.50 \text{ mm}$$

4.5.1.5. Diseño del lado de la Columna

Fluencia por flexión del patín de la Columna

✓ Separación $s = \frac{1}{2} \sqrt{b_{cf1} g} = \frac{1}{2} \sqrt{(26 * 11)} = 8.46 \text{ cm}$

✓ Valor, Y_c

$$Y_c = \frac{b_{cf1}}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{s} \right) + h_o \left(\frac{1}{s} \right) \right] + \frac{2}{g} \left[h_1 \left(s + \frac{3c}{4} \right) + h_o \left(s + \frac{c}{4} \right) + \frac{c^2}{4} \right] + \frac{g}{2}$$

$$Y_c = \frac{26}{2} \left[26.6 \left(\frac{1}{8.46} \right) + 42.2 \left(\frac{1}{8.46} \right) \right] + \frac{2}{11} \left[26.6 \left(8.46 + \frac{3(15.6)}{4} \right) + 42.2 \left(8.46 + \frac{15.6}{4} \right) + \frac{15.6^2}{4} \right] + \frac{11}{2}$$

$$Y_c = 314.619 \text{ cm}$$

Por lo tanto

$$t_{cf1} = t_{cf2} \geq \sqrt{\frac{1.11(71917.588) * 100}{1(2530)(314.619)}}$$

$$1.8 \text{ cm} \geq 3.17 \text{ cm} \text{ "NO"}$$

\therefore No es suficiente, agregar placas de continuidad

Resistencia a la flexión del patín de la columna

Si se requiere placas de continuidad debido a la fluencia a la flexión del patín de la columna, debemos determinar la fuerza del rigidizador requerido.

- ✓ Si $p_{si} > s$, $p_{si} = s$

$$7\text{cm} > 8.45\text{cm} \text{ "NO"}$$

$$\therefore p_{si} = p_{so} = 7\text{cm}$$

- ✓ Valor, Y_c

$$Y_c = \frac{b_{cf1}}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{s} + \frac{1}{p_{si}} \right) + h_o \left(\frac{1}{s} + \frac{1}{p_{so}} \right) \right] + \frac{2}{g} [h_1(s + p_{si}) + h_o(s + p_{so})]$$

$$Y_c = \frac{26}{2} \left[26.6 \left(\frac{1}{8.46} + \frac{1}{7} \right) + 42.2 \left(\frac{1}{8.46} + \frac{1}{7} \right) \right] + \frac{2}{11} [26.6(8.46 + 7) + 42.2(8.46 + 7)]$$

$$Y_c = 426.883\text{cm}$$

- ✓ Fuerza requerida (**R1**)

$$\phi_d R_n = \frac{\phi_d F_y Y_c t_{cf}^2}{(d - t_{bf})}$$

$$\phi_d R_n = \frac{1 * 2530 * 426.883 * 1.8^2}{36 - 1.6} = 101722.25 \text{ kgf}$$

Resistencia a la fluencia local del alma de la columna

- ✓ Conexión no al borde del ancho del patín de la columna

$$C_t = 1$$

$$k_c = 0.5(dc - h_1); \text{obedece el echo de que es una seccion armada}$$

- ✓ Resistencia a la fluencia (**R2**)

$$F_{fu} \leq \phi_d C_t (6k_c + t_{bf} + 2t_p) F_y t_{cw}$$

$$209062.756 \leq 1(6 * 1.8 + 1.6 + 2(3.49)) * 2530 * 1.2$$

$$209062.756 \text{ kgf} \leq 58837.68 \text{ kgf} \text{ "NO"}$$

\therefore No es suficiente, agregar placas de continuidad

Resistencia al pandeo del alma de la columna

- ✓ Resistencia al pandeo (**R3**)

$$209062.756 \leq \frac{0.75 * 24 * 1.2^3 * \sqrt{2.039 \times 10^6 * 2530}}{48.4}$$

$$209062.756 \text{ kgf} \leq 46157.23 \text{ kgf} \text{ "NO"}$$

\therefore No es suficiente, agregar placas de continuidad

Resistencia por arrugamiento del alma de la columna

- ✓ Resistencia al arrugamiento (**R4**)

$$N = 26 + 2 * 3.49 = 32.98 \text{ cm}$$

$$F_{fu} \leq 0.75 * 0.8 * 1.2^2 \left(1 + 3 \left(\frac{32.98}{52} \right) \left(\frac{1.2}{1.8} \right)^{1.5} \right) \sqrt{\frac{2.039 \times 10^6 * 2530 * 1.8}{1.2}}$$

$$209062.756 \text{ kgf} \leq 154718.00 \text{ kgf} \quad \text{“OK”}$$

∴ Es suficiente, no agregar placas de continuidad

Resistencia de diseño

Cuando se requiere de placas de continuidad la resistencia de diseño será la menor entre la resistencia a fluencia del patín, pandeo del alma y arrugamiento del alma.

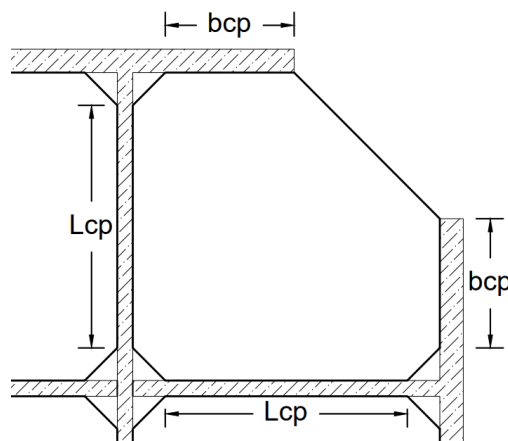
$$F_{su} = F_{fu} - \min (R1, R2, R3, R4)$$

$$F_{su} = 209062.756 - 46157.23 = 162905.524 \text{ kgf}$$

4.5.2 Diseño de la Placa de Continuidad

Figura 47

Placas de Continuidad en Columna Cruciforme



Elaborado por: Los Autores

Ancho de la placa

$r_{ecorte} = 2.5 \text{ cm}$; espacio entre placa y soldadura de columna

- ✓ Lado corto $b_{cp} = \frac{b_{cf}}{2} - \frac{t_{cw}}{2} - r_{ecorte}$

$$b_{cp} = \frac{26}{2} - \frac{1.2}{2} - 2.5 = 9.9 \text{ cm}$$

- ✓ Lado largo $L_{cp} = \frac{d_c}{2} - 2r_{ecorte} - t_{cf} - \frac{t_{cw}}{2}$

$$L_{cp} = \frac{52}{2} - 2(2.5) - 1.8 - \frac{1.2}{2} = 18.6 \text{ cm}$$

Espesor de la placa

- ✓ Espesor requerido según la guía de diseño 13 del AISC

$$t_{cp,req} = 0.004b_{cp}\sqrt{345} = 0.74 \text{ cm}$$

- ✓ Espesor propuesto $t_{cp,asum} = 2 \text{ cm}$

$$t_{cp,req} < t_{cp,asum} \text{ "OK"}$$

Área total de la placa a compresión

$$A_{pc} = 2(b_{cp}t_{cp}) + ((12t_{cw})t_{cw})$$

$$A_{pc} = 2(9.9 * 2) + ((12 * 1.2) * 1.2) = 56.88 \text{ cm}^2$$

Inercia y radio de giro de la placa

$$I_{pc} = 1547.532 \text{ cm}^4 \quad r_{pc} = \sqrt{\frac{1547.532}{56.88}} = 5.216 \text{ cm}$$

I. Resistencia de diseño según el AISC

Resistencia a tensión: resistencia de las áreas de contacto de las placas de continuidad con los patines de la columna.

$$\phi R_n = \phi F_y 2b_{cp}t_{pc}$$

$$\phi R_n = 0.9 * 2530 * 2 * 9.9 * 2 = 90169.2 \text{ kgf}$$

Resistencia a cortante: resistencia del área de contacto de la placa con el alma de la columna según el AISC 360.16 (J10-6)

$$P_u > 0.4P_y \quad 166316.322 \text{ kgf} > 0.4(287812.8) \text{ kgf}$$

$$166316.322 \text{ kgf} > 115125.12 \text{ kgf} \text{ "OK"}$$

Entonces
$$\phi 0.6F_y l_{cw} t_{pc} \left(1.4 - \frac{P_u}{P_y}\right)$$

$$\phi V_n = 1 * 0.6 * 2530 * 18.6 * 2 * \left(1.4 - \frac{166316.322}{287812.8}\right) = 46425.76 \text{ kgf}$$

Por lo tanto
$$V_u \leq \phi R_n = \min(\phi R_n, \phi V_n)$$

$$38751.506 \text{ kgf} \leq 46425.76 \text{ kgf} \text{ "OK"}$$

Resistencia a compresión: las placas soldadas por completo en los patines y alma de la columna, se considera que actúa como una columna totalmente restringida en ambos extremos, entonces:

$$\frac{KL_{pc}}{r_{pc}} = \frac{0.65 * 18.6}{5.216} = 2.31 \leq 2.5$$

$$Pn_{pc} = 2F_y A_{pc}$$

$$Pn_{pc} = 2 * 2530 * 56.88 = 287812.8 \text{ kgf}$$

Por lo tanto

$$F_{su} < \phi Pn_{pc}$$

$$162905.524 \text{ kgf} \leq 0.9 * 287812.8 \text{ kgf}$$

$$162905.524 \text{ kgf} \leq 259031.52 \text{ kgf}$$

\therefore OK placas de continuidad a compresión

II. Soldadura

Tamaño de la soldadura: de acuerdo al AISC 360-16 en la sección J2-5

- ✓ Resistencia de electrodo E70 $F_{EXX} = 4920 \text{ kgf/cm}^2$
- ✓ Longitud de cordón de soldadura $l_{cw} = L_{cp} = 18.6 \text{ cm}$
- ✓ Tamaño nominal de soldadura

$$w = \frac{\min(\phi R_n, \phi V_n)}{2[0.75(0.6F_{EXX})(0.707l_{cw})]}$$

$$w = \frac{46425.76}{2[0.75(0.6 * 4920)(0.707 * 18.6)]} = 0.797 \text{ cm} \approx 8 \text{ mm}$$

Revisión de la soldadura: según el AISC 360-16 en el capítulo J2. en la sección 4 literal b se puede tomar en cuenta grupos de soldadura que están orientados tanto longitudinal como transversalmente

- ✓ Longitudinal

Esfuerzo nominal de la soldadura

$$Fn_{lw} = 0.6F_{EXX}(1 + 0.5\text{sen}(\theta_l)^{1.5})$$

$$Fn_{lw} = 0.6 * 4920(1 + 0.5\text{sen}(0^\circ)^{1.5}) = 2952 \text{ kgf/cm}^2$$

Área efectiva de la soldadura

$$A_{lw} = 0.7071wl_{cw}$$

$$A_{lw} = 0.7071 * 0.8 * 18.6 = 10.522 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto

$$Rn_{lw} = Fn_{lw}A_{lw}$$

$$Rn_{lw} = 2952 * 10.522 = 31059.905 \text{ kgf}$$

✓ Transversal

Esfuerzo nominal de la soldadura

$$Fn_{lp} = 0.6F_{EXX}(1 + 0.5\text{sen}(\theta_b)^{1.5})$$

$$Fn_{lw} = 0.6 * 4920(1 + 0.5\text{sen}(90^\circ)^{1.5}) = 4428 \text{ kgf/cm}^2$$

Área efectiva de la soldadura

$$A_{lp} = 0.7071wl_{cf}$$

$$A_{lp} = 0.7071 * 0.8 * (9.9 + 18.6) = 16.122 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto

$$Rn_{lp} = Fn_{lp}A_{lp}$$

$$Rn_{lp} = 4428 * 16.122 = 71387.685 \text{ kgf}$$

Se propone soldar alrededor del atiesador por ambos lados, obteniendo una resistencia de diseño de:

$$Rn1 = 31059.905 + 71387.685 = 102447.59 \text{ kgf}$$

$$Rn2 = 0.85 * 31059.905 + 1.5 * 71387.685 = 133482.446 \text{ kgf}$$

$$Rn = 133482.446 \text{ kgf}$$

Por lo tanto

$$\phi_w Rn = 2\phi_w Rn$$

$$\phi_w Rn = 2 * 0.75 * 133482.446 = 200223.669 \text{ kgf}$$

Entonces

$$\frac{0.5 * 162905.524 \text{ kgf}}{200223.669 \text{ kgf}} < 1$$

$$0.41 < 1 \text{ "OK"}$$

∴ Es suficiente, pasa la revisión

4.6. Revisión de Columna fuerte-Viga Débil

Se espera que la relación entre el momento de la columna y la viga sea mayor a 1, para obtener estos momentos se necesita de parámetros que se mencionan en la sección 2.5.7 de este trabajo.

4.6.1 Cortante por Capacidad en Elementos Diseñados

Primero se encuentra la capacidad a corte de las vigas diseñadas, mencionadas en el capítulo 4 de este trabajo y en la tabla 46 se resumen el corte por capacidad.

Tabla 46

Cortante por Capacidad de los Elementos Diseñados

Sección Viga	Carga $W_u(\text{tonf}/m)$	Ubicación Rotulas $S_h(m)$	Distancia entre Rotulas $L'(m)$	Momento Probable $M_{pr}(\text{tonf} - m)$	Capacidad Cortante $V_u(\text{tonf})$
Edificio con Columnas Cruciformes					
360x8x220x16	4.76	0.18	4.72	64.94	38.75
320x8x180x14	4.74	0.16	4.86	42.88	29.16
Edificio con Columnas Tubulares					
350x8x280x16	4.77	0.20	4.80	69.45	40.39
350x8x160x14	4.74	0.15	5.00	43.74	29.33
350x8x160x14	4.74	0.175	4.9	43.74	29.45

Elaborado por: Los autores.

4.6.2 Relación Columna-Viga

Tabla 47

Criterios de Columna fuerte- Viga débil de los Elementos Diseñados

Edificio con Columnas Cruciformes					
6 pisos	Columna Cruciforme 520x12x260x18	$M_{pc}(\text{tonf} - m)$	145.57	Relación $\frac{M_{pc}}{M_{pb}} = 1.78 > 1$ "OK"	
	Viga 360x8x220x16	$M_{uv}(\text{tonf} - m)$	17.05		
		$M_{pb} = M_{pr} + M_{uv}$	81.99		
3 pisos	Columna Cruciforme 420x8x180x14	$M_{pc}(\text{tonf} - m)$	64.04	Relación $\frac{M_{pc}}{M_{pb}} = 1.19 > 1$ "OK"	
	Viga 320x8x180x14	$M_{uv}(\text{tonf} - m)$	10.79		
		$M_{pb} = M_{pr} + M_{uv}$	53.67		
Edificio con Columnas Tubulares					
6 pisos	Columna Tubular 400x400x14	$M_{pc}(\text{tonf} - m)$	110.29	Relación $\frac{M_{pc}}{M_{pb}} = 1.29 > 1$ "OK"	
	Viga 350x8x280x16	$M_{uv}(\text{tonf} - m)$	16.15		
		$M_{pb} = M_{pr} + M_{uv}$	85.61		
3 pisos	Columna Tubular 300x300x12	$M_{pc}(\text{tonf} - m)$	58.66	Relación $\frac{M_{pc}}{M_{pb}} = 1.12 > 1$ "OK"	
	Viga 350x8x160x14	$M_{uv}(\text{tonf} - m)$	8.80		
		$M_{pb} = M_{pr} + M_{uv}$	52.54	Relación $\frac{M_{pc}}{M_{pb}} = 1.56 > 1$ "OK"	
	Columna Tubular 350x350x12	$M_{pc}(\text{tonf} - m)$	84.24		
	Viga 350x8x160x14	$M_{uv}(\text{tonf} - m)$	10.31		
	$M_{pb} = M_{pr} + M_{uv}$	54.05			

Elaborado por: Los autores.

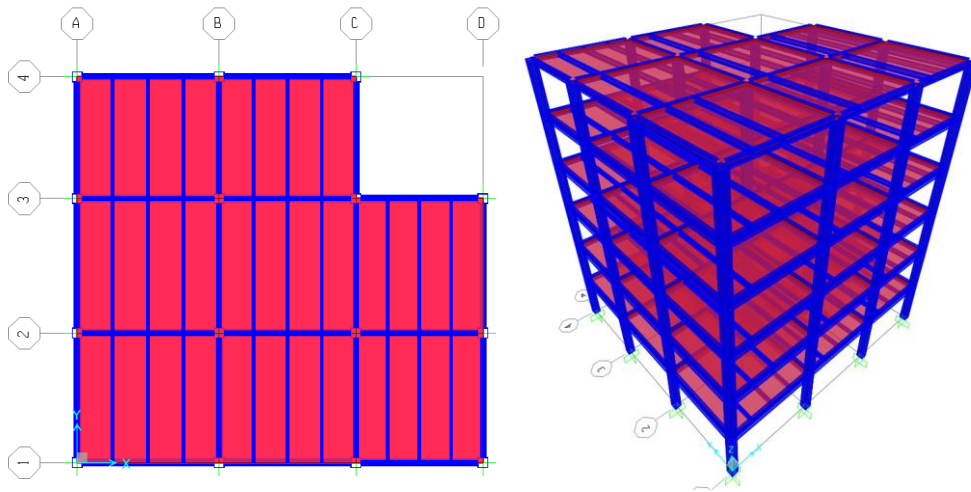
4.7. Modelado de las estructuras en SAP2000

Los modelados de las 4 estructuras se lo realizaron en el programa SAP2000 versión 18, valores ingresados como materiales, secciones para vigas, columnas, losas, cargas, patrones, espectros de diseño etc. se pueden revisar en el Anexo B de este trabajo.

El software permite realizar análisis modales, no lineales, etc., con los cuales se pueda comprobar los criterios de diseño que se han establecido en los capítulos anteriores. En las figuras 48 y 49 se muestra de forma general los modelos ingresados en el programa SAP para las estructuras de 3 y 6 pisos.

Figura 48

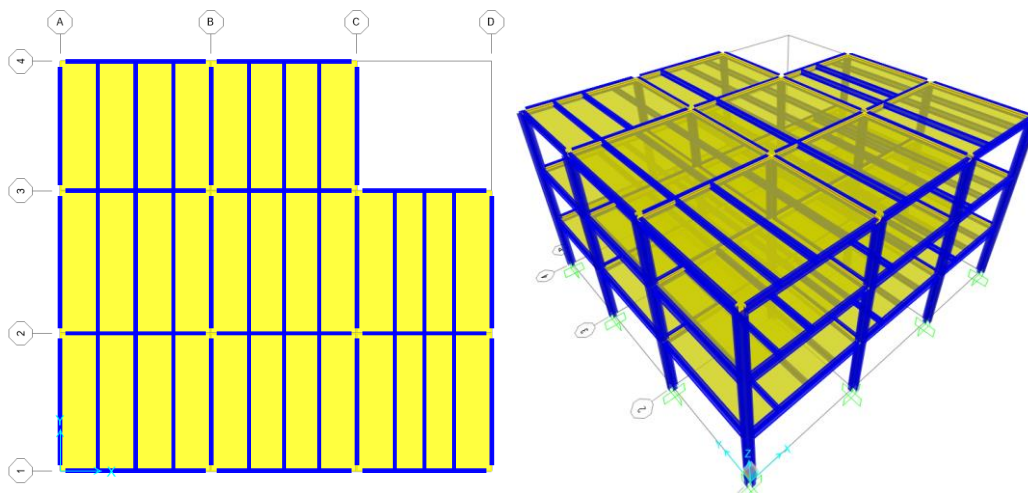
Vista del Edificio de 6 pisos en planta y 3D - Sistema Estructural de Pórticos



Nota. Edificio de 6 pisos ingresado en el SAP2000. Elaborado por: Los autores.

Figura 49

Vista del Edificio de 3 pisos en planta y 3D - Sistema Estructural de Pórticos



Nota. Edificio de 3 pisos ingresado en el SAP2000. Elaborado por: Los autores.

CAPÍTULO V

EVALUACIÓN SÍSMICA Y PROCEDIMIENTO ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER)

5.1. Evaluación Sísmica

En la práctica se acepta un diseño que considera solicitaciones sísmicas sobre la estructura y se determinan por medio de un análisis elástico. Se contemplan dos caminos en los códigos de diseño, uno es el análisis estático y otro es el análisis dinámico (Choque y Luque, 2019).

El análisis estático lineal corresponde a una fuerza lateral equivalente distribuida en toda la altura del edificio, el cual tiene el objetivo de producir los mismos esfuerzos y deformaciones que puede generar un sismo real (Moreno Rosagnel, 2006).

El análisis modal espectral supone que la respuesta de un edificio, puede ser estimada a partir de la respuesta independiente de cada modo de vibración, usando el espectro de respuesta elástico lineal. Se considera los modos que contribuya de manera significativa la respuesta (90% de la masa efectiva) (Moreno Rosagnel, 2006).

5.1.1 Edificios con Columnas Tubulares

5.1.1.1. Edificio de tres pisos

Derivas: En la tabla 48 se presenta los valores de las derivas máximas para el edificio de 3 pisos con columnas tubulares. En la sección 3.2.4.1. se menciona que el valor máximo de deriva inelástica es 2%.

Tabla 48

Derivas para el Caso “Sismo Dinámico X-Y” - Edificio 3 pisos

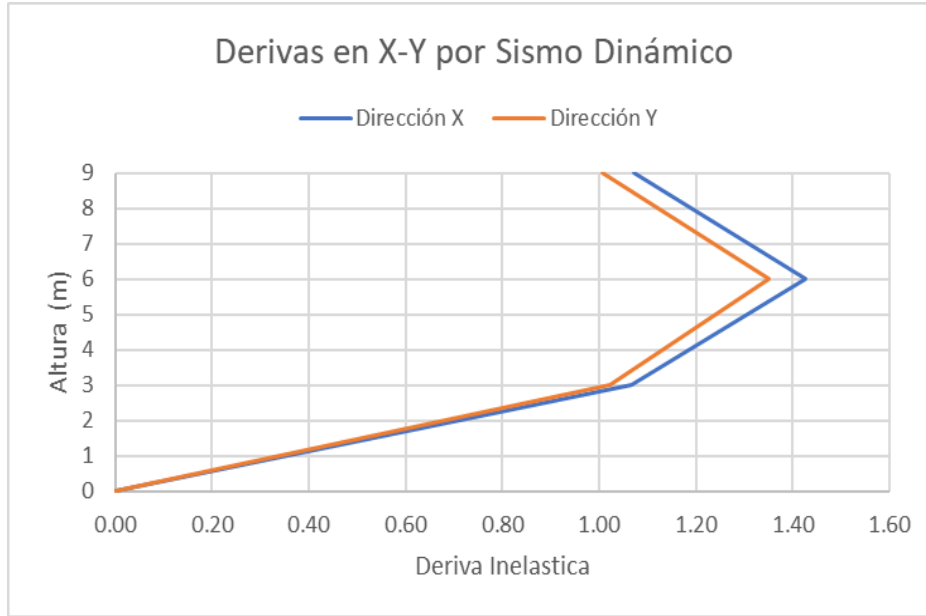
Derivas en X						
Piso	Δ (m)	Δ Relativo (m)	Deriva Elástica	Deriva Inelástica	Der. Inelas. (%)	Verificación
1	0.009478	0.9478	0.0032	0.0107	1.07	< 2% OK
2	0.02215	1.2672	0.0042	0.0143	1.43	< 2% OK
3	0.031674	0.9524	0.0032	0.0107	1.07	< 2% OK

Derivas en Y						
Piso	Δ (m)	Δ Relativo (m)	Deriva Elástica	Deriva Inelástica	Der. Inelas. (%)	Verificación
1	0.009079	0.9079	0.0030	0.0102	1.02	< 2% OK
2	0.021093	1.2014	0.0040	0.0135	1.35	< 2% OK
3	0.030034	0.8941	0.0030	0.0101	1.01	< 2% OK

Elaborado por: Los autores

Figura 50

Derivas en X-Y respecto a la Altura del Edificio 3 pisos



Elaborado por: Los autores

Cortante Basal Estático y Dinámico: con ayuda del programa SAP2000, se puede obtener los valores para Corte Estático y Dinámico (ver Tabla 49).

Tabla 49

Cortantes Dinámicos y Estáticos de SAP2000 - Edificio 3 pisos

TABLE: Base Reactions								
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
Text	Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
SEX	LinStatic		-109.30	-1.865E-12	-8.349E-14	1.265E-11	-711.72518	852.290
SEY	LinStatic		-7.075E-13	-109.30	5.329E-15	711.72518	-5.187E-12	-898.179
SDX	LinRespSpec	Max	94.70	0.21	0.166	1.515	613.109	734.775
SDY	LinRespSpec	Max	0.21	94.70	0.0428	616.133	1.257	760.469

Fuente: Valores obtenidos del programa SAP2000

El corte dinámico en X e Y se debe comparar con el corte estático de la estructura, donde debe ser mayor o igual al 85% del V_e , debido que es una estructura irregular, como se menciona en la norma NEC-SE-DS en el capítulo 6.2.2. literal b. (ver Tabla 50).

Tabla 50

Comprobación del Corte Dinámico vs Corte Estático

Corte Estático VE (tonf)	Corte Dinámico X VD_x (tonf)	Corte Dinámico Y VD_y (tonf)	Corte Estático 85% $VE_{85\%}$ (tonf)
109.30	94.7032	94.7034	92.905

Elaborado por: Los autores

Participación de masa modal: El porcentaje de masa modal acumulada debe ser al menos del 90% de todos los modos que involucran la estructura, en cada una de las direcciones horizontales principales consideradas (ver Tabla 51).

Tabla 51

Participación de la Masa modal - Edificio 3 pisos

TABLE: Modal Participating Mass Ratios									
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.5358	0.8327	0.0000	1.65E-09	0.8327	0.0000	1.65E-09
MODAL	Mode	2	0.5278	3.40E-05	0.8341	4.01E-08	0.8327	0.8342	4.17E-08
MODAL	Mode	3	0.4563	0.0003	0.0025	9.74E-09	0.8330	0.8366	5.15E-08
MODAL	Mode	4	0.1734	0.1255	0.0001	3.04E-07	0.9584	0.8367	3.56E-07
MODAL	Mode	5	0.1710	0.0001	0.1237	8.69E-07	0.9586	0.9604	1.23E-06
MODAL	Mode	6	0.1489	0.0002	0.0009	6.40E-10	0.9588	0.9613	1.23E-06
MODAL	Mode	7	0.1017	1.60E-06	7.79E-09	0.0007	0.9588	0.9613	6.76E-04

Fuente: Valores obtenidos del programa SAP2000

Modos de vibración traslacionales: verificar los dos primeros modos de vibración, es importante para comprobar el comportamiento de la estructura. Estos dos deben ser traslacionales, y el tercero modo verificar que cumpla con rotación. (ver Tabla 52).

Tabla 52

Modos de vibración - Edificio 3 pisos

TABLE: Modal Participating Mass Ratios					
OutputCase	StepType	StepNum	RX	RY	RZ
Text	Text	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.000001781	0.03231	0.000325
MODAL	Mode	2	0.034377	9.972E-07	0.002709
MODAL	Mode	3	0.000134	0.000022	0.8366

Fuente: Valores obtenidos del programa SAP2000

5.1.1.2. Edificio de seis pisos

Derivas: En la tabla 53 se presenta los valores de las derivas máximas para el edificio.

Tabla 53

Derivas para el Caso "Sismo Dinámico X-Y" - Edificio 6 pisos

Derivas en X						
Piso	Δ (m)	Δ Relativo (m)	Deriva Elástica	Deriva Inelástica	Der. Inelas. (%)	Verificación
1	0.010853	1.0853	0.0036	0.0122	1.22	< 2% OK
2	0.028547	1.7694	0.0059	0.01991	1.99	< 2% OK
3	0.045762	1.7215	0.0057	0.0194	1.94	< 2% OK
4	0.059943	1.4181	0.0047	0.0160	1.60	< 2% OK

5	0.070172	1.0229	0.0034	0.0115	1.15	< 2% OK
6	0.077449	0.7277	0.0024	0.0082	0.82	< 2% OK

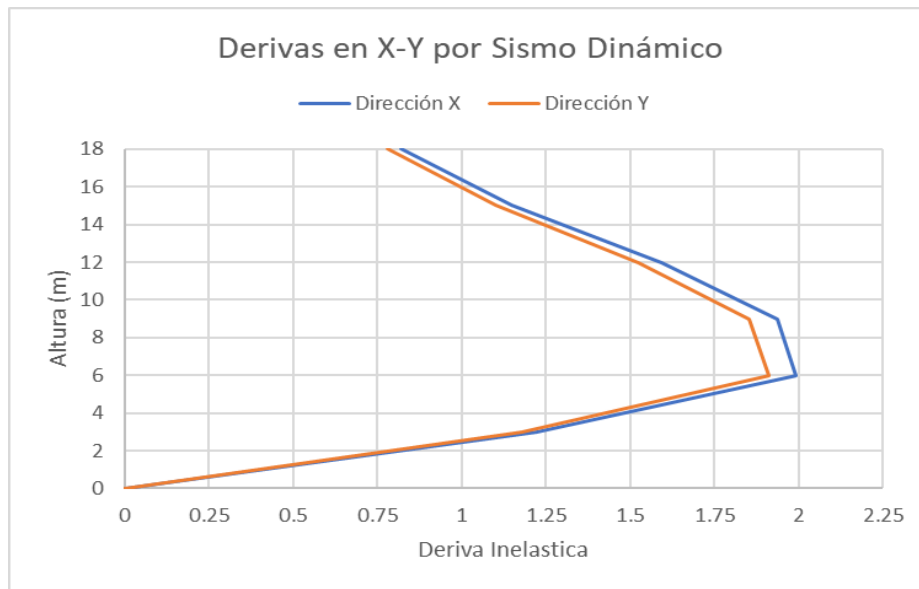
Derivas en Y

Piso	Δ (m)	Δ Relativo (m)	Deriva Elástica	Deriva Inelástica	Der. Inelas. (%)	Verificación
1	0.010485	1.0485	0.0035	0.0118	1.18	< 2% OK
2	0.027473	1.6988	0.0057	0.01911	1.91	< 2% OK
3	0.043957	1.6484	0.0055	0.0185	1.85	< 2% OK
4	0.057528	1.3571	0.0045	0.0153	1.53	< 2% OK
5	0.067306	0.9778	0.0033	0.0110	1.10	< 2% OK
6	0.074234	0.6928	0.0023	0.0078	0.78	< 2% OK

Elaborado por: Los autores

Figura 51

Derivas en X-Y respecto a la Altura del Edificio 6 pisos



Elaborado por: Los autores

Cortante Basal Estático y Dinámico

Tabla 54

Cortantes Dinámicos y Estáticos de SAP2000 - Edificio 6 pisos

TABLE: Base Reactions								
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
Text	Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
Sx	LinStatic		-234.150	3.485E-11	-1.901E-13	-4.467E-10	-2938.94415	1826.758
Sy	LinStatic		3.673E-11	-234.150	1.064E-13	2938.94415	4.654E-10	-1925.065
Dx	LinRespSpec	Max	199.974	3.509	0.3856	43.11718	2422.8893	1596.429
Dy	LinRespSpec	Max	3.455	199.974	0.3488	2429.89795	42.48055	1659.114

Fuente: Valores obtenidos del programa SAP2000

El corte dinámico en X y Y se debe comparar con el corte estático de la estructura, donde debe ser mayor o igual al 85% del V_e , debido que es una estructura irregular (ver tabla 55).

Tabla 55

Comprobación del Corte Dinámico vs Corte Estático

Corte Estático VE (tonf)	Corte Dinámico X VD_x (tonf)	Corte Dinámico Y VD_y (tonf)	Corte Estático 85% $VE_{85\%}$ (tonf)
234.15	199.97	199.97	199.02

Elaborado por: Los autores

Participación de masa modal

Tabla 56

Participación de la Masa modal - Edificio 6 pisos

TABLE: Modal Participating Mass Ratios									
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.843475	0.801	0.005041	3.785E-07	0.801	0.005041	3.785E-07
MODAL	Mode	2	0.830211	0.005106	0.803	3.225E-07	0.806	0.808	0.00000701
MODAL	Mode	3	0.695757	0.00006518	0.0001653	5.069E-10	0.806	0.808	7.015E-07
MODAL	Mode	4	0.269612	0.105	0.0003153	0.000004625	0.911	0.808	0.000005327
MODAL	Mode	5	0.265398	0.0002814	0.105	0.000002327	0.912	0.913	0.000007654
MODAL	Mode	6	0.223109	0.000001338	0.00004781	1.386E-09	0.912	0.913	0.000007655
MODAL	Mode	7	0.148813	0.045	5.156E-07	0.000001798	0.957	0.913	0.000009453

Fuente: Valores obtenidos del programa SAP2000

Modos de vibración traslacionales

Tabla 57

Modos de vibración - Edificio 6 pisos

TABLE: Modal Participating Mass Ratios					
OutputCase	StepType	StepNum	RX	RY	RZ
Text	Text	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.0006555	0.1	0.00006657
MODAL	Mode	2	0.102	0.0006248	0.0001788
MODAL	Mode	3	0.00003407	0.000002987	0.809

Fuente: Valores obtenidos del programa SAP2000

5.1.2 Edificios con columnas cruciformes

5.1.2.1. Edificio de tres pisos

Derivas: En la tabla 58 se presenta los valores de las derivas máximas para el edificio de 3 pisos con columnas cruciformes. En la sección 3.2.4.1. se menciona que el valor máximo de deriva inelástica es 2%.

Tabla 58

Derivas para el Caso “Sismo Dinámico X-Y” en Edificio 3 pisos

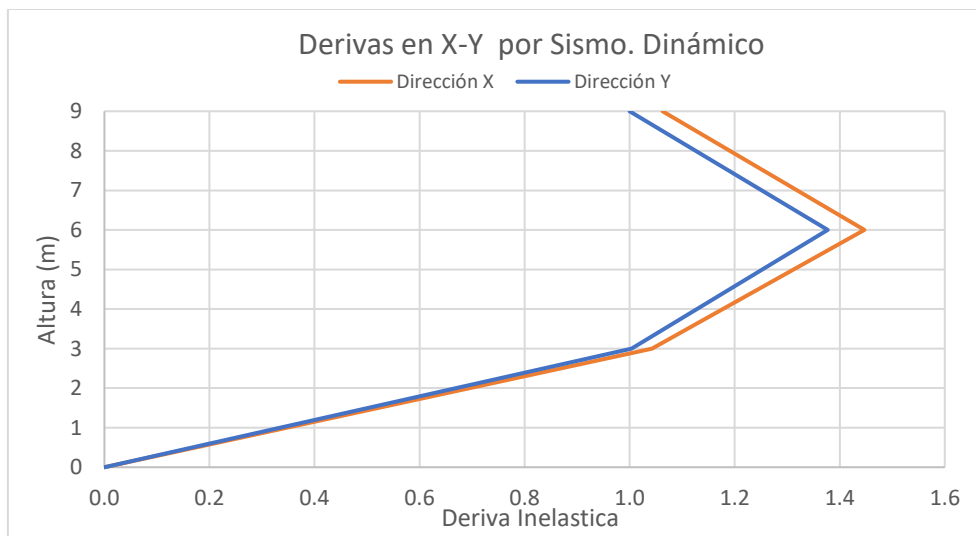
Derivas en X						
Piso	Δ (m)	Δ Relativo (m)	Deriva Elástica	Deriva Inelástica	Der. Inelas. (%)	Verificación
1	0.005214	0.5214	0.0017	0.0104	1.04	< 2% OK
2	0.012449	0.7235	0.0024	0.0145	1.45	< 2% OK
3	0.017764	0.5315	0.0018	0.0106	1.06	< 2% OK

Derivas en Y						
Piso	Δ (m)	Δ Relativo (m)	Deriva Elástica	Deriva Inelástica	Der. Inelas. (%)	Verificación
1	0.005017	0.5017	0.0017	0.0100	1.00	< 2% OK
2	0.011903	0.6886	0.0023	0.0138	1.38	< 2% OK
3	0.016904	0.5001	0.0017	0.0100	1.00	< 2% OK

Elaborado por: Los autores

Figura 52

Derivas en X-Y respecto a la Altura del Edificio 3 Pisos



Elaborado por: Los autores

Cortante Basal Estático y Dinámico

Tabla 59

Cortantes Dinámicos y Estáticos de SAP2000 - Edificio 3 Pisos

TABLE: Base Reactions								
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
Text	Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
SEX	LinStatic		-61.7576	-9.367E-13	4.086E-14	7.077E-12	-402.52519	481.5841
SEY	LinStatic		-4.969E-13	-61.7576	-3.553E-15	402.52519	-3.368E-12	-507.48788
SDX	LinRespSpec	Max	53.5109	0.1858	0.0557	1.28107	346.69532	420.88361
SDY	LinRespSpec	Max	0.1851	53.5107	0.0215	348.70372	1.23604	436.50937

Fuente: Valores obtenidos del programa SAP2000

El corte dinámico en X e Y se debe comparar con el corte estático de la estructura, donde debe ser mayor o igual al 85% del V_e , debido que es una estructura irregular, como se menciona en la NEC-SE-DS en el capítulo 6.2.2 literal b. (ver Tabla 60).

Tabla 60

Comprobación del Corte Dinámico vs Corte Estático

Corte Estático VE (tonf)	Corte Dinámico X VD_x (tonf)	Corte Dinámico Y VD_y (tonf)	Corte Estático 85% $VE_{85\%}$ (tonf)
61.75	53.51	53.15	52.48

Elaborado por: Los autores

Participación de masa modal

Tabla 61

Participación de la Masa modal - Edificio 3 Pisos

TABLE: Modal Participating Mass Ratios									
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.530469	0.829346	0.000203	1.565E-07	0.8293	0.0002	1.565E-07
MODAL	Mode	2	0.522032	0.000206	0.832559	2.833E-08	0.8296	0.8328	1.848E-07
MODAL	Mode	3	0.447728	0.000004714	0.000593	4.386E-10	0.8296	0.8334	1.853E-07
MODAL	Mode	4	0.165019	0.129007	1.032E-09	2.325E-09	0.9586	0.8334	1.876E-07
MODAL	Mode	5	0.162565	2.114E-07	0.127631	7.241E-07	0.9586	0.9610	9.117E-07
MODAL	Mode	6	0.138797	0.000035	0.000289	3.311E-08	0.9586	0.9613	9.448E-07
MODAL	Mode	7	0.103911	2.238E-08	3.065E-09	0.000301	0.9586	0.9613	0.000302

Fuente: Valores obtenidos del programa SAP2000

Traslación de los modos de vibración

Tabla 62

Modos de vibración - Edificio 3 Pisos

TABLE: Modal Participating Mass Ratios					
OutputCase	StepType	StepNum	RX	RY	RZ
Text	Text	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.000009248	0.03238	8.096E-07
MODAL	Mode	2	0.035094	0.000007489	0.000677
MODAL	Mode	3	0.000036	3.944E-07	0.829273

Fuente: Valores obtenidos del programa SAP2000

5.1.2.2. Edificio de seis pisos

Derivas: En la tabla 63 se presenta los valores de las derivas máximas para el edificio de 6 pisos con columnas tubulares.

Tabla 63

Derivas para el Caso “Sismo Dinámico X-Y” en Edificio 6 pisos

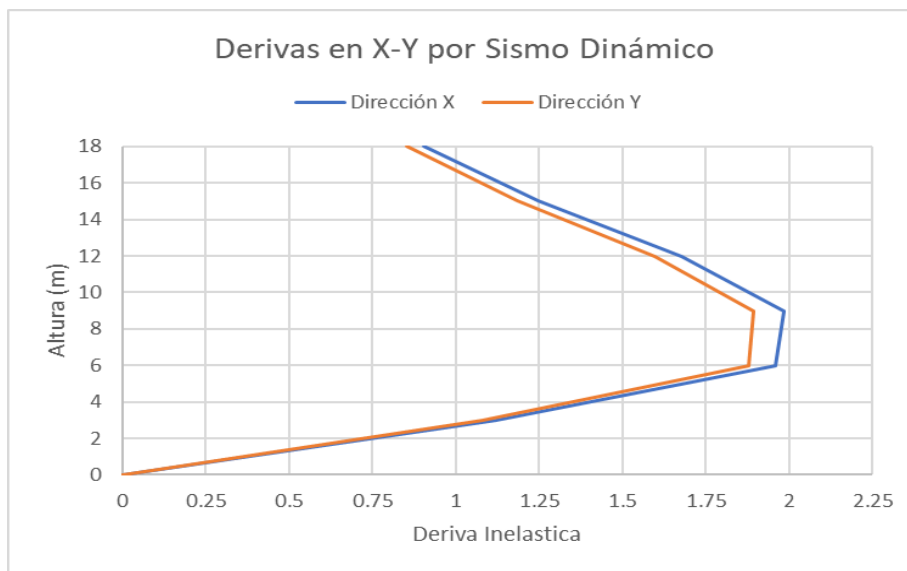
Derivas en X						
Piso	Δ (m)	Δ Relativo (m)	Deriva Elástica.	Deriva Inelástica	Der. Inelas. (%)	Verificación
1	0.005603	0.5603	0.0019	0.0112	1.12	< 2% OK
2	0.015406	0.9803	0.0033	0.0196	1.96	< 2% OK
3	0.025332	0.9926	0.0033	0.0199	1.99	< 2% OK
4	0.033728	0.8396	0.0028	0.0168	1.68	< 2% OK
5	0.039975	0.6247	0.0021	0.0125	1.25	< 2% OK
6	0.044496	0.4521	0.0015	0.0090	0.90	< 2% OK

Derivas en Y						
Piso	Δ (m)	Δ Relativo (m)	Deriva Elástica	Deriva Inelástica	Der. Inelas. (%)	Verificación
1	0.005401	0.5401	54.01	0.1800	1.08	< 2% OK
2	0.014792	1.4792	93.91	0.3130	1.88	< 2% OK
3	0.024269	2.4269	94.77	0.3159	1.90	< 2% OK
4	0.032267	3.2267	79.98	0.2666	1.60	< 2% OK
5	0.038197	3.8197	59.3	0.1977	1.19	< 2% OK
6	0.042461	4.2461	42.64	0.1421	0.85	< 2% OK

Elaborado por: Los autores

Figura 53

Derivas en X-Y respecto a la Altura del Edificio en Edificio 6 pisos



Elaborado por: Los autores

Cortante Basal Estático y Dinámico

Tabla 64

Cortantes Dinámicos y Estáticos de SAP2000

TABLE: Base Reactions								
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
Text	Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
Sx	LinStatic		-133.696	1.914E-11	9.095E-14	-2.641E-10	-1681.9939	1043.232
Sy	LinStatic		1.938E-11	-133.696	1.346E-13	1681.9939	2.659E-10	-1099.646
Dx	LinRespSpec	Max	114.3347	1.4695	0.2102	18.20457	1390.83979	918.753
Dy	LinRespSpec	Max	1.4327	114.3345	0.1472	1395.6465	17.75494	953.259

Fuente: Valores obtenidos del programa SAP2000

El corte dinámico en X e Y se debe comparar con el corte estático de la estructura, donde debe ser mayor o igual al 85% del V_e . (ver Tabla 65).

Tabla 65

Comprobación del Corte Dinámico vs Corte Estático en Edificio 6 pisos

Corte Estático VE (tonf)	Corte Dinámico X VD_x (tonf)	Corte Dinámico Y VD_y (tonf)	Corte Estático 85% $VE_{85\%}$ (tonf)
133.69	114.33	114.33	113.64

Elaborado por: Los autores

Participación de masa modal

Tabla 66

Participación de la Masa modal - Edificio 6 pisos

TABLE: Modal Participating Mass Ratios									
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.840171	0.792	0.002077	1.969E-07	0.792	0.002077	1.969E-07
MODAL	Mode	2	0.825284	0.002111	0.794	1.899E-07	0.794	0.796	3.868E-07
MODAL	Mode	3	0.710679	0.0001515	0.0001333	2.138E-10	0.794	0.796	3.87E-07
MODAL	Mode	4	0.261047	0.111	0.0001267	0.000002319	0.905	0.796	2.71E-06
MODAL	Mode	5	0.25657	0.0001129	0.11	0.000001295	0.905	0.907	4.00E-06
MODAL	Mode	6	0.221011	0.000001627	0.00006722	6.89E-10	0.905	0.907	4.00E-06
MODAL	Mode	7	0.137645	0.049	1.244E-07	0.000001051	0.954	0.907	5.05E-06

Fuente: Valores obtenidos del programa SAP2000

Modos de vibración traslacionales

Tabla 67

Modos de vibración - Edificio 6 pisos

TABLE: Modal Participating Mass Ratios					
OutputCase	StepType	StepNum	RX	RY	RZ
Text	Text	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.0002925	0.108	0.0001384
MODAL	Mode	2	0.109	0.000281	0.0001495
MODAL	Mode	3	0.00003183	0.00001086	0.795

Fuente: Valores obtenidos del programa SAP2000

5.2. Análisis Estático No Lineal (Pushover)

El análisis no lineal “Pushover” comienza después de tener los modelos ajustados para que cumplan los requerimientos de un análisis modal espectral como lo establece la NEC 2015.

5.2.1 Modelos Inelásticos de los Materiales

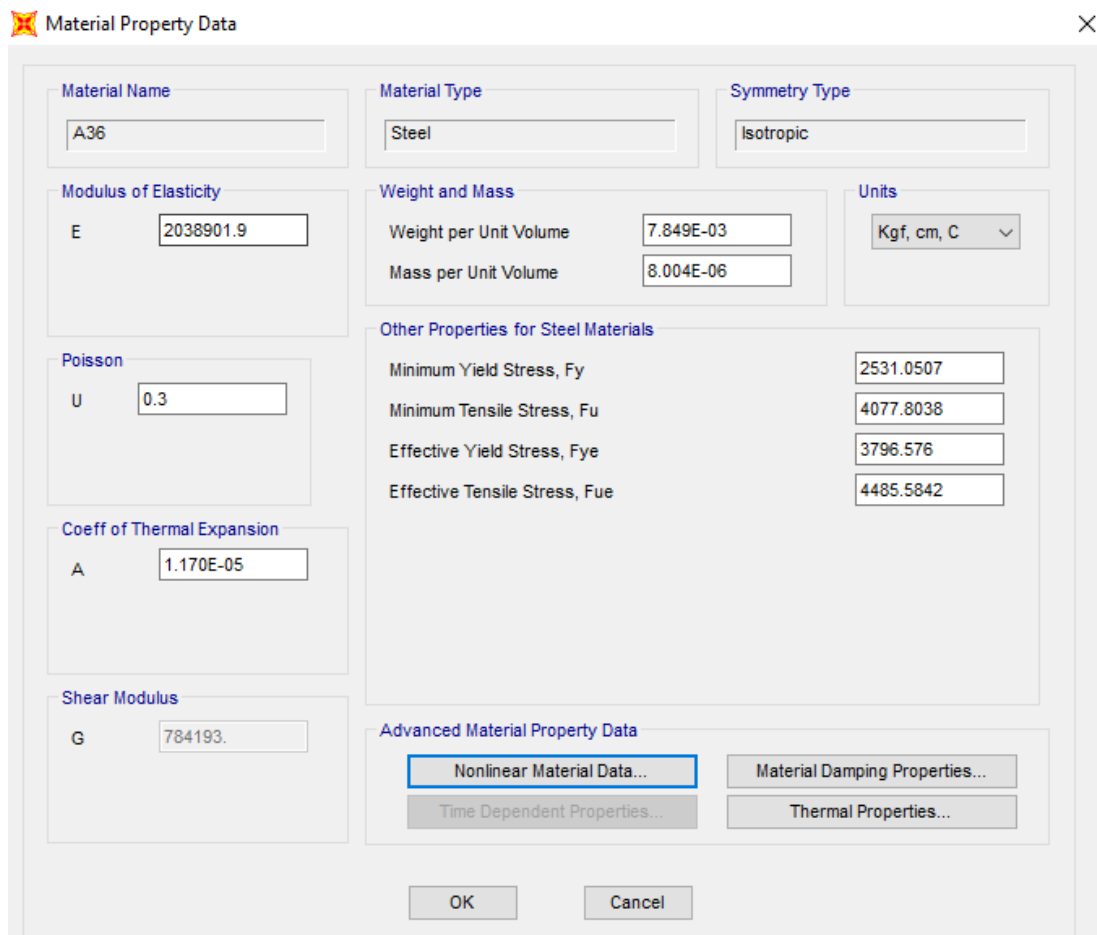
Empezamos definiendo la no linealidad de los materiales en el programa SAP2000.

5.2.1.1. Acero ASTM A36

Este material fue adaptado a modelo elastoplástico perfecto con el fin de evaluar el comportamiento del acero más allá del rango de fluencia de forma más sencilla (ver Figura 54-55-56).

Figura 54

Ingreso de los datos del Material de Acero



The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box for a material named 'A36'. The dialog is organized into several sections:

- Material Name:** A36
- Material Type:** Steel
- Symmetry Type:** Isotropic
- Modulus of Elasticity:** E = 2038901.9
- Weight and Mass:** Weight per Unit Volume = 7.849E-03, Mass per Unit Volume = 8.004E-06
- Units:** Kgf, cm, C
- Poisson:** U = 0.3
- Coeff of Thermal Expansion:** A = 1.170E-05
- Shear Modulus:** G = 784193.
- Other Properties for Steel Materials:**
 - Minimum Yield Stress, Fy: 2531.0507
 - Minimum Tensile Stress, Fu: 4077.8038
 - Effective Yield Stress, Fye: 3796.576
 - Effective Tensile Stress, Fue: 4485.5842
- Advanced Material Property Data:** Includes buttons for 'Nonlinear Material Data...', 'Material Damping Properties...', 'Time Dependent Properties...', and 'Thermal Properties...'.

At the bottom of the dialog are 'OK' and 'Cancel' buttons.

Figura 55

Ingreso de la no linealidad del Acero en SAP2000

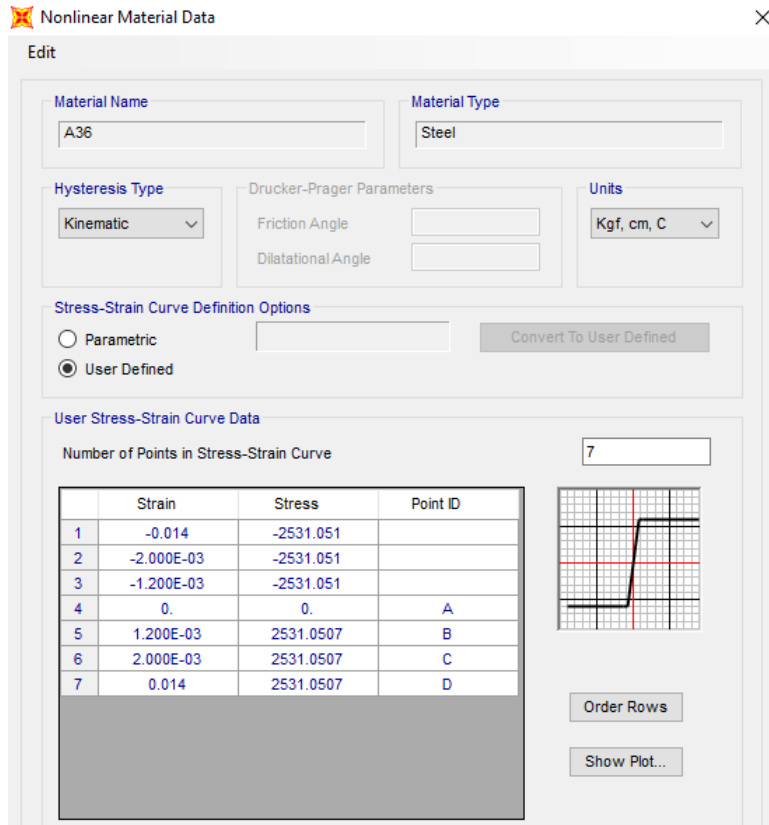
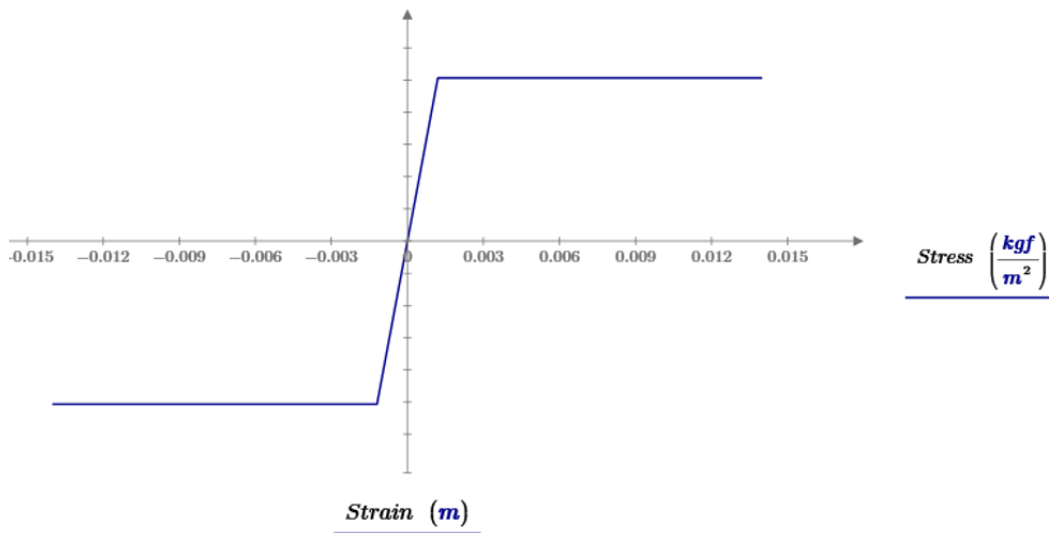


Figura 56

Modelo Elastoplástico del Esfuerzo- Deformación del Acero A 36



Elaborado por: Los autores

5.2.1.2. Hormigón

El comportamiento no lineal del hormigón ha sido adaptado a un modelo simple el cual obedece a la histéresis Takeda (ver Figura 57-58-59).

Figura 57

Ingreso de los datos del Material de Hormigón en SAP2000

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box. It contains several input fields and sections:

- Material Name:** fc240
- Material Type:** Concrete
- Symmetry Type:** Isotropic
- Modulus of Elasticity:** E = 233928.19
- Weight and Mass:** Weight per Unit Volume = 2.403E-03, Mass per Unit Volume = 2.450E-06
- Units:** Kgf, cm, C
- Poisson:** U = 0.2
- Coeff of Thermal Expansion:** A = 9.900E-06
- Shear Modulus:** G = 97470.08
- Other Properties for Concrete Materials:** Specified Concrete Compressive Strength, f_c = 240; Expected Concrete Compressive Strength = 240; Lightweight Concrete; Shear Strength Reduction Factor =
- Advanced Material Property Data:** Nonlinear Material Data... (highlighted), Material Damping Properties..., Time Dependent Properties..., Thermal Properties...

Buttons: OK, Cancel

Figura 58

Ingreso de la no linealidad del Hormigón en SAP2000

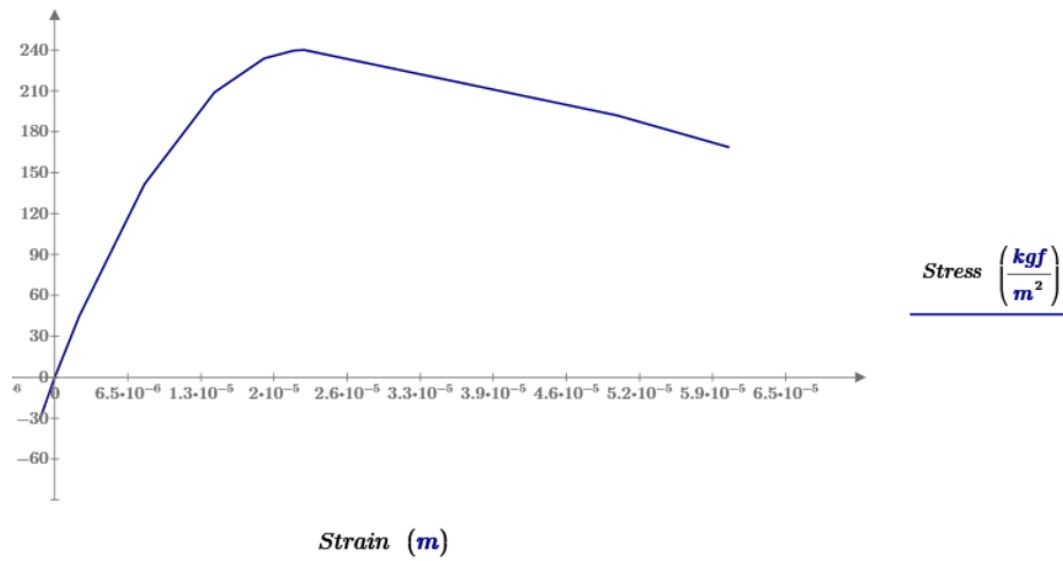
The screenshot shows the 'Nonlinear Material Data' dialog box. It contains several input fields and sections:

- Material Name:** fc240
- Material Type:** Concrete
- Hysteresis Type:** Takeda
- Drucker-Prager Parameters:** Friction Angle = 0, Dilatational Angle = 0
- Units:** Kgf, cm, C
- Stress-Strain Curve Definition Options:** Parametric, User Defined; Simple (selected in dropdown); Convert To User Defined
- Parametric Strain Data:** Strain At Unconfined Compressive Strength, f_c = 2.219E-03; Ultimate Unconfined Strain Capacity = 5.000E-03; Final Compression Slope (Multiplier on E) = -0.1
- Show Stress-Strain Plot...**

Buttons: OK, Cancel

Figura 59

Modelo Esfuerzo- Deformación del Hormigón



Elaborado por: Los autores

5.2.2 Rótulas plásticas en Elementos Estructurales

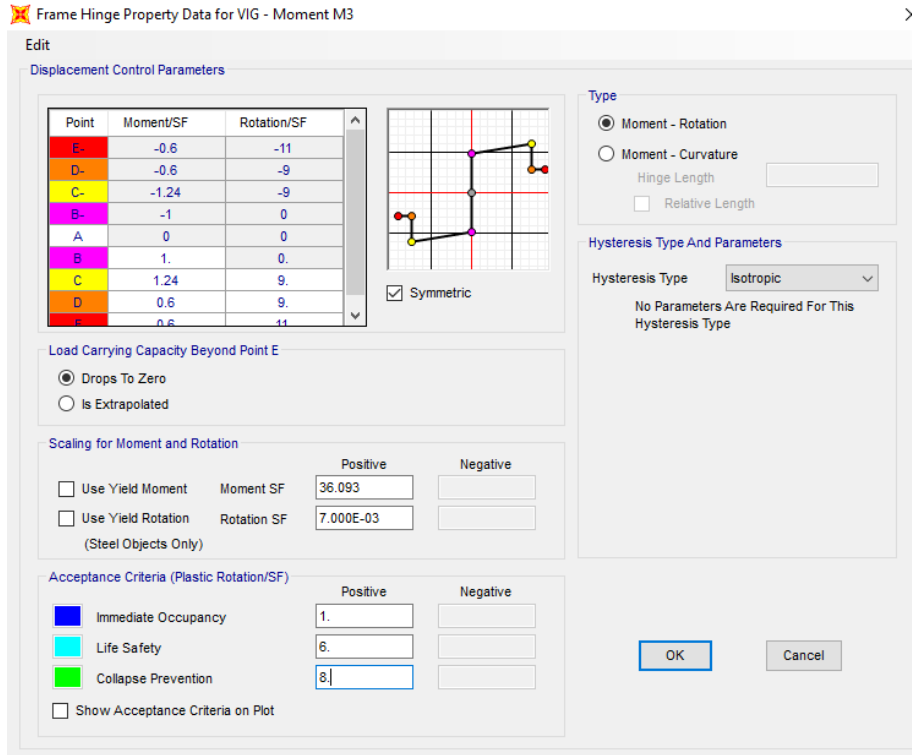
La asignación de las rótulas plásticas en el programa SAP2000 se puede definir de manera manual o automática, en este trabajo se lo realizara de manera manual.

5.2.2.1. Rótulas en Edificios con Columnas Cruciformes

Rótulas plásticas en Vigas: para el caso de vigas se considera un daño a flexión (M3) y con ayuda de la Tabla 9-6 del ASCE 41-13 además de la sección 2.9.4.2 de este trabajo, se encontraron los parámetros de control al desplazamiento (momento-rotación) y los criterios de aceptación. En el Anexo C.1 y C.2 se presentan las rótulas de las vigas para los edificios de 3 y 6 pisos respectivamente.

Figura 60

Definición de rótula plástica por Flexión en las Vigas para Edificios con Columnas Cruciformes



Nota. Los parámetros ingresados en la figura pertenecen a la Viga 360x8x220x16 mm del edificio de 6 pisos con columnas cruciformes.

Asignación de las Rótulas Plásticas: La ubicación para la asignación de las rótulas plásticas en las vigas se menciona en la sección 2.5.5.1 “Rótula plástico debido a la conexión” y para colocarlas en el programa SAP2000 serán distancias relativas como se muestra en la Tabla 68.

Tabla 68

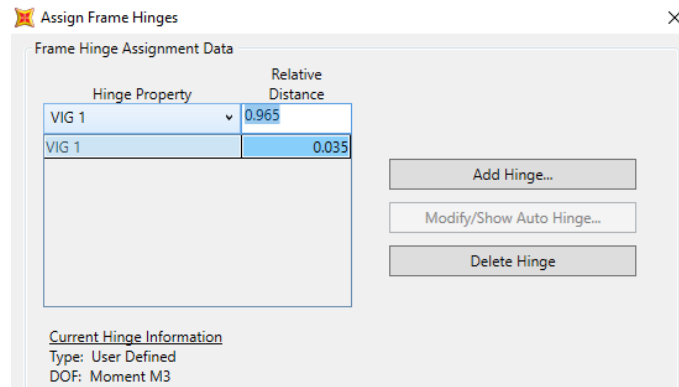
Distancias relativas que se asignaran a las vigas en el programa SAP

Edificio	Dirección	Distancias Relativas		
		L(m)	100%	5.6
6 pisos	X-X	Rótula 1	3.5%	0.196
		Rótula 2	96.5%	0.804

Nota. Las distancias mostradas corresponden a la Viga 2AB del edificio de 6 pisos con columnas cruciformes. Elaborado por: Los autores

Figura 61

Asignación de las Rótulas Plásticas en Vigas por Flexión en SAP

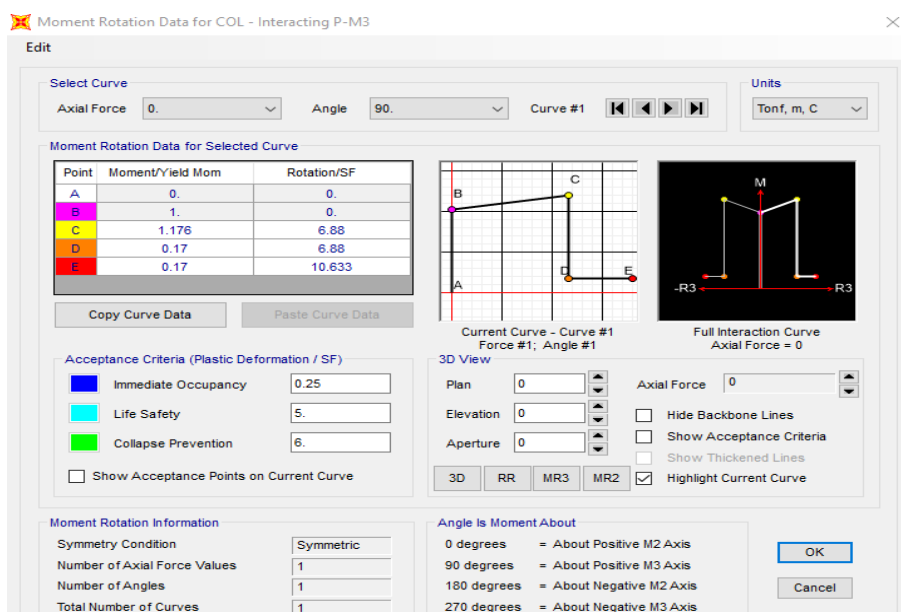


Rótulas plásticas en Columnas: Para el caso de columnas se considera un fallo a flexión y fuerza axial. Cabe recalcar que el programa SAP2000 considera como P-M3 a la rótula plástica en el sentido X-X y P-M2 en el sentido Y-Y, esto se debe al sistema de coordenadas local del elemento.

Con ayuda de la Tabla 9-6 del ASCE 41-13 además de la sección 2.9.4.3, se encontraron los parámetros de control al desplazamiento (momento-rotación) y los criterios de aceptación. En el Anexo C.1-C2 se presentan las rotulas de las columnas para los edificios de 3 y 6 pisos respectivamente.

Figura 62

Definición de rótulas plástica por Flexión y Fuerza Axial en la Columna para Edificios con Columnas Cruciformes



Nota. Los parámetros ingresados en la figura pertenecen a la columna (520x12x260x18 mm) del edificio de 6 pisos con columnas cruciformes.

Asignación de las Rótulas Plásticas: la ubicación para la asignación de las rótulas plásticas en las columnas se menciona en la sección 2.4.2 de este trabajo y para colocarlas en el programa SAP serán distancias relativas como se muestra en la Tabla 69.

Tabla 69

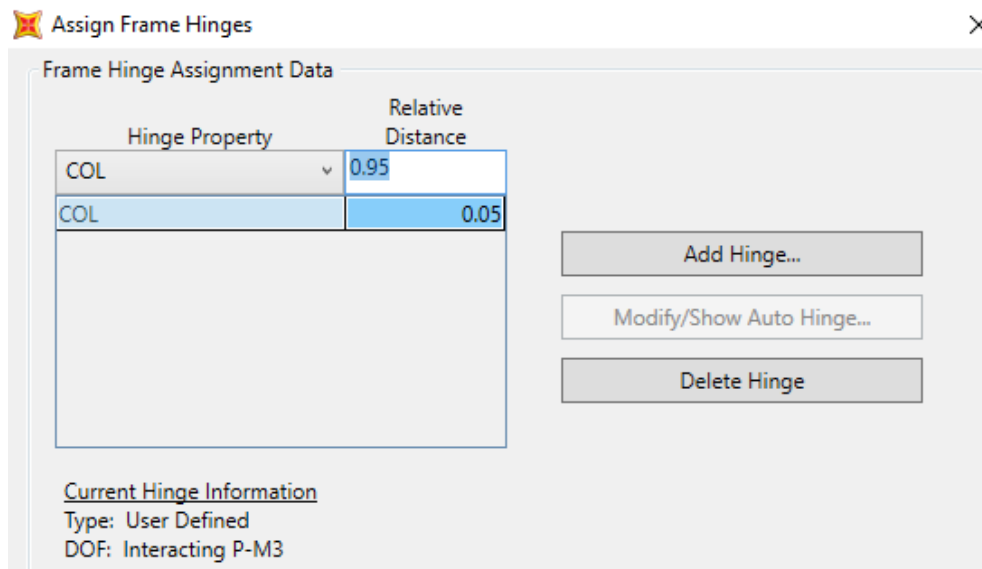
Distancias relativas que se asignaran a las columnas en el programa SAP

Edificio	Características		Columnas
	L(m)	100%	
6 pisos	Rotula 1	5%	0.15
	Rotula 2	95%	0.85

Nota. Las distancias presentadas corresponden a la columna central B2 del edificio de 6 pisos con columnas cruciformes. Elaborado por: Los autores

Figura 63

Asignación de Rótulas Plástica en Columnas por Flexión y Fuerza Axial en SAP

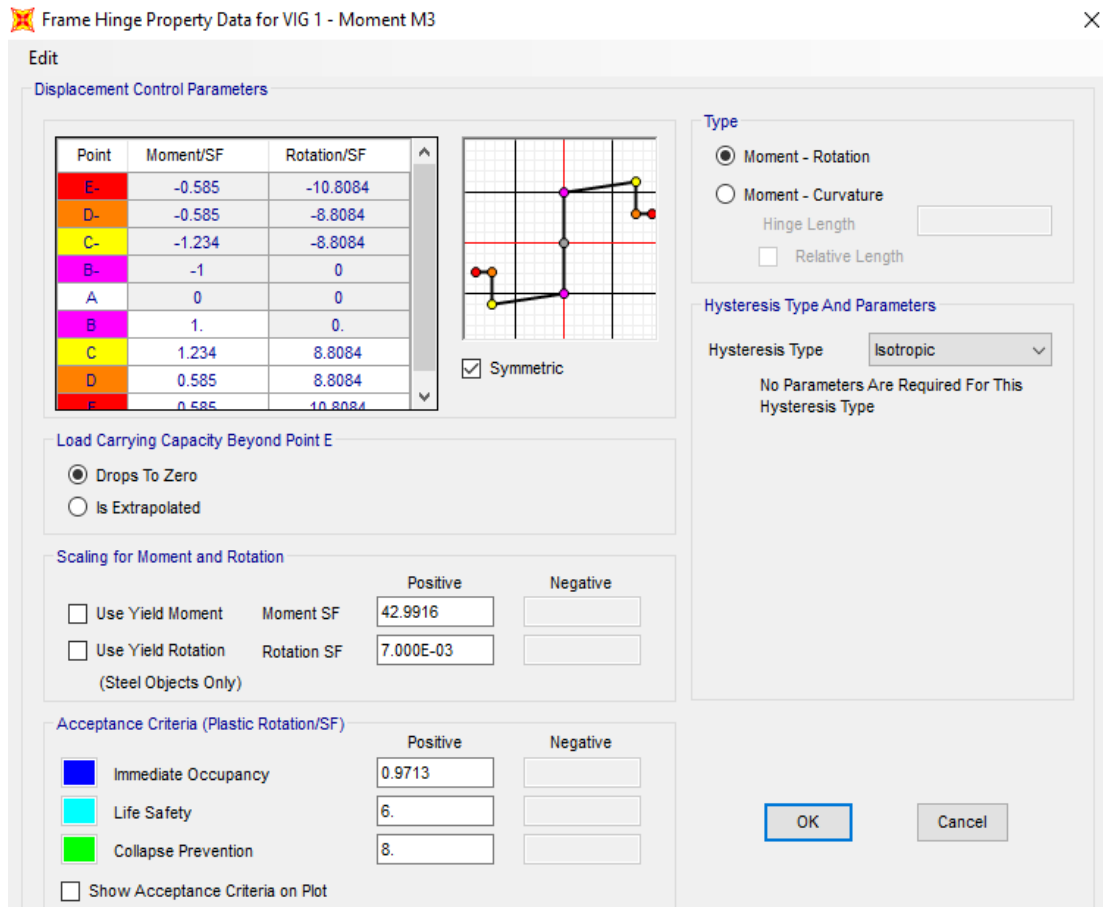


5.2.2.2. Rótulas en Edificios con Columnas Tubulares

Rótulas plásticas en Vigas: para el caso de vigas se considera un daño a flexión (M3) y con ayuda de la Tabla 9-6 del ASCE 41-13 además de la sección 2.9.4.2 de este trabajo, se encontraron los parámetros de control al desplazamiento (momento-rotación) y los criterios de aceptación. En el Anexo C.3 y C.4 se presentan las rótulas de las vigas para los edificios de 3 y 6 pisos respectivamente.

Figura 64

Definición de rótula plástica por Flexión en las Vigas para Edificio con Columnas Tubulares



Nota. Los parámetros ingresados en la figura pertenecen a la Viga (350x8x280x16 mm) del edificio de 6 pisos con columnas tubulares. Elaborado por: Los autores

Asignación de las Rótulas Plásticas: la ubicación para la asignación de las rótulas plásticas en las columnas se menciona en la sección 2.5.5.1 “Rótula plástica debido a la conexión”. Se colocará en el programa SAP2000 como se muestra en la Figura 60 con las distancias relativas presentadas en la Tabla 70.

Tabla 70

Asignación de las Rotulas Plásticas en Vigas por Flexión en SAP

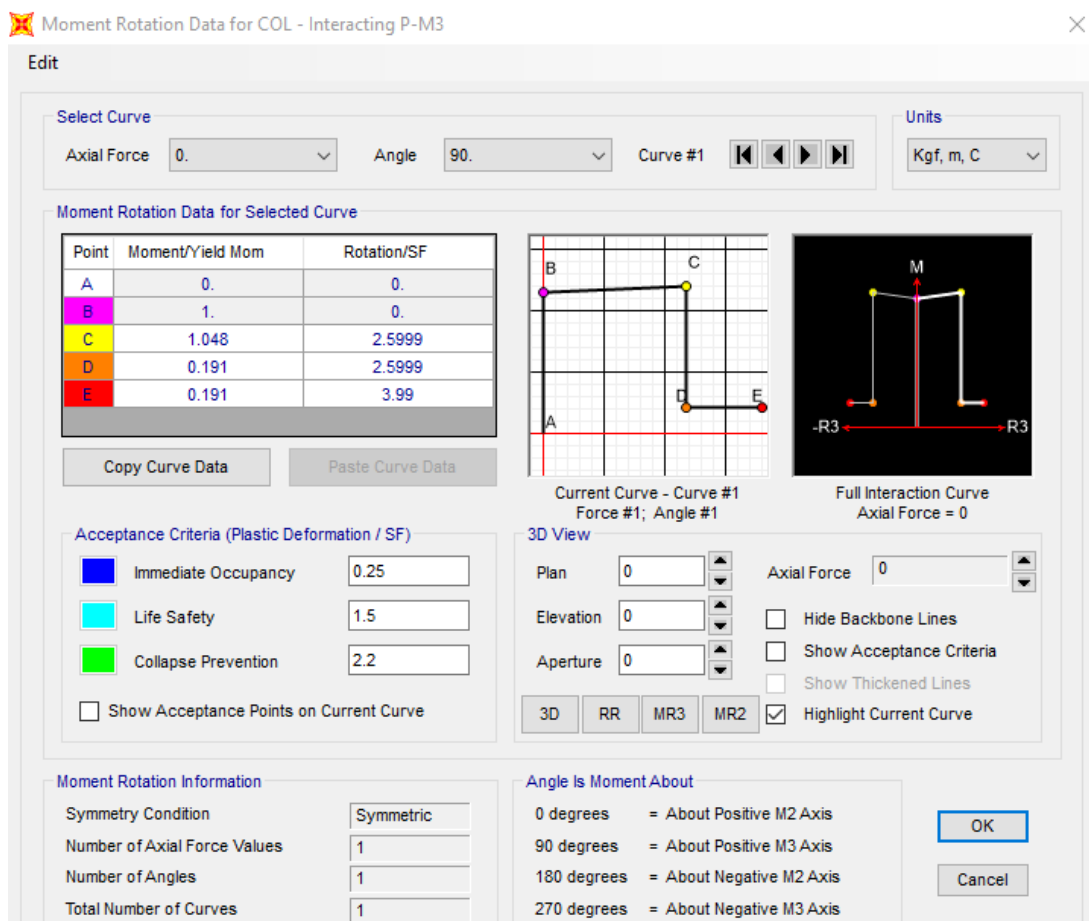
Edificio	Dirección	Características		Vigas
		L(m)	100%	
6 pisos	X-X	Rotula 1	3.2%	0.179
		Rotula 2	96.8%	0.82

Nota. Las distancias presentadas corresponden a la Viga 2AB interna horizontal del edificio de 6 pisos con columnas tubulares. Elaborado por: Los autores

Rótulas plásticas en Columnas: para el caso de columnas se considera un fallo a flexión y fuerza axial. Con ayuda de la Tabla 9-6 del ASCE 41-13 además de la sección 2.9.4.3, se encontraron los parámetros de control al desplazamiento (momento-rotación) y los criterios de aceptación. En el Anexo C.3 y C.4 se presentan las rotulas de las columnas para los edificios de 3 y 6 pisos respectivamente.

Figura 65

Definición de rótula plástica por Flexión y Fuerza Axial en la Columna para Edificios con Columnas Tubulares



Nota. Los parámetros ingresados en la figura pertenecen a la columna (400*400*1.4 mm) central del edificio de 6 pisos con columnas tubulares.

Asignación de las Rótulas Plásticas: la ubicación para la asignación de las rótulas plásticas en las columnas se menciona en la sección 2.4.2 de este trabajo. Se colocará en el programa SAP2000 como se muestra en la Figura 62 y las distancias relativas como se muestra en la Tabla 69.

5.2.3 Patrón de Cargas Laterales

El patrón de carga lateral está en función de la forma modal de los modos fundamentales correspondientes a las direcciones X e Y (ver Tablas 71 a la 74). El cálculo de las cargas laterales se menciona en la sección 2.8.1.1 de este trabajo.

Tabla 71

Fuerzas Laterales en la dirección “X” e “Y” del Edificio de 6 pisos con Columnas Cruciformes

<i>Nivel</i>	$w_i(\text{tonf})$	$h_i(\text{m})$	h_i^k	$w_i h_i^k$	$F_{ix}(\text{tonf})$	$F_{iy}(\text{tonf})$
1	150.156	3	3.398	510.30	6.12	6.12
2	150.156	6	7.353	1104.14	13.24	13.24
3	150.156	9	11.549	1734.22	20.80	20.80
4	150.156	12	15.910	2389.05	28.65	28.65
5	150.156	15	20.398	3062.92	36.74	36.74
6	96.766	18	24.990	2418.17	29.00	29.00
Total	847.546			11218.80		

Elaborado por: Los Autores

Tabla 72

Fuerzas Laterales en la dirección “X” e “Y” del Edificio de 3 pisos con Columnas Cruciformes

<i>Nivel</i>	$w_i(\text{tonf})$	$h_i(\text{m})$	h_i^k	$w_i h_i^k$	$F_{ix}(\text{tonf})$	$F_{iy}(\text{tonf})$
1	141.695	3	3.000	425.08	12.51	12.51
2	141.695	6	6.000	850.17	25.02	25.02
3	93.620	9	9.000	842.58	24.80	24.80
Total	377.010			2117.83		

Elaborado por: Los Autores

Tabla 73

Fuerzas Laterales en la dirección “X” e “Y” del Edificio de 6 pisos con Columnas Tubulares

<i>Nivel</i>	$w_i(\text{tonf})$	$h_i(\text{m})$	h_i^k	$w_i h_i^k$	$F_{ix}(\text{tonf})$	$F_{iy}(\text{tonf})$
1	147.981	3	3.398	502.90	10.73	10.73
2	147.981	6	7.353	1088.14	23.22	23.22
3	147.981	9	11.549	1709.10	36.48	36.48
4	147.981	12	15.910	2354.44	50.25	50.25
5	147.981	15	20.398	3018.55	64.43	64.43
6	94.446	18	24.990	2360.20	50.38	50.38
Total	834.349			11033.33		

Elaborado por: Los Autores

Tabla 74

Fuerzas Laterales en la dirección “X” e “Y” del Edificio de 3 pisos con Columnas Tubulares

<i>Nivel</i>	$w_i(\text{tonf})$	$h_i(\text{m})$	h_i^k	$w_i h_i^k$	$F_{ix}(\text{tonf})$	$F_{iy}(\text{tonf})$
1	141.586	3	3.000	424.76	22.27	22.27
2	141.586	6	6.000	849.52	44.55	44.55
3	92.192	9	9.000	825.72	43.51	43.51
Total	375.364			2099.99		

Elaborado por: Los Autores

5.2.3.1. Comparación de Cargas Laterales

Se compara las cargas laterales calculadas manualmente con las obtenidas directamente del programa SAP2000 (ver Tablas 75-76)

Tabla 75

Fuerzas Manuales vs Fuerzas SAP2000 del Edificio de 6 pisos

Columnas Cruciformes			Columnas Tubulares		
$F_{Manual}(\text{tonf})$	$F_{SAPP}(\text{tonf})$	$E_{error}(\%)$	$F_{Manual}(\text{tonf})$	$F_{SAPP}(\text{tonf})$	$E_{error}(\%)$
6.12	6.16	0.64	10.73	10.84	0.98
13.24	13.33	0.65	23.22	23.46	1.00
20.80	20.93	0.62	36.48	36.85	1.01
28.65	28.83	0.61	50.25	50.77	1.02
36.74	36.96	0.60	64.43	65.09	1.02
28.00	27.47	1.89	48.38	47.14	2.56

Elaborado por: Los Autores

Tabla 76

Fuerzas Manuales vs Fuerzas SAP2000 del Edificio de 3 pisos

Columnas Cruciformes			Columnas Tubulares		
$F_{Manual}(\text{tonf})$	$F_{SAPP}(\text{tonf})$	$E_{error}(\%)$	$F_{Manual}(\text{tonf})$	$F_{SAPP}(\text{tonf})$	$E_{error}(\%)$
12.51	12.77	2.03	22.27	22.66	1.71
25.02	25.55	2.07	44.55	45.33	1.73
23.9	23.43	1.97	42.51	41.31	2.82

Elaborado por: Los Autores

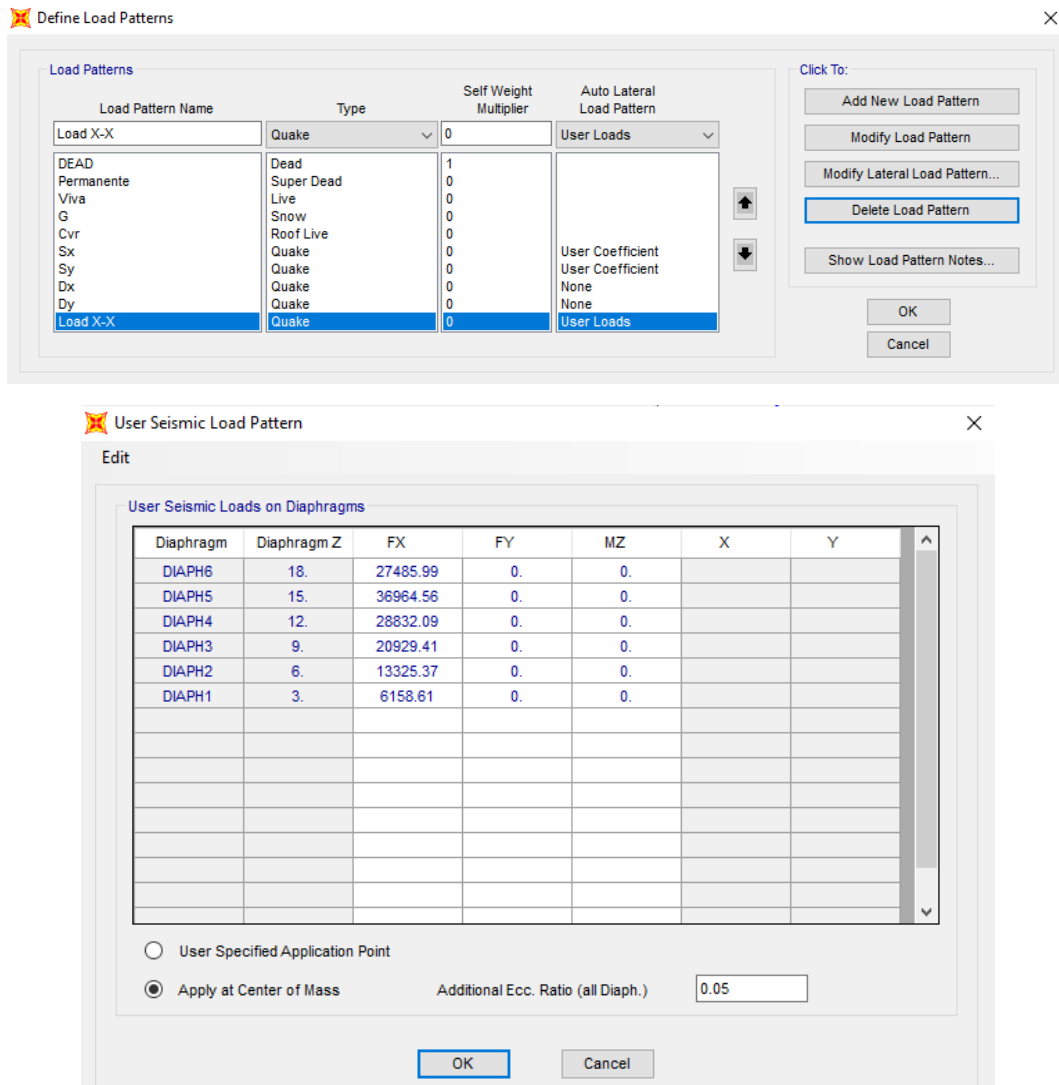
El margen de error entre las cargas laterales calculadas y las cargas que genera el SAP2000 no es significativo, por esta razón se decidió tomar en cuenta las fuerzas que usa el programa.

5.2.3.2. Colocación de Cargas Laterales en SAP2000

En el programa SAP se crea un estado de carga en el *Load Patterns* del tipo *Quake* el cual permite definir automáticamente con el *User Loads* las cargas laterales para cada diafragma del sistema estructural en la dirección correspondiente (ver Figura 66).

Figura 66

Definición del Caso de Carga e Ingreso de cargas laterales en el sentido X-X



Nota. Las cargas que se ingresan dependen de la dirección en el que se va realizar el análisis Pushover.

5.2.4 Casos de Carga

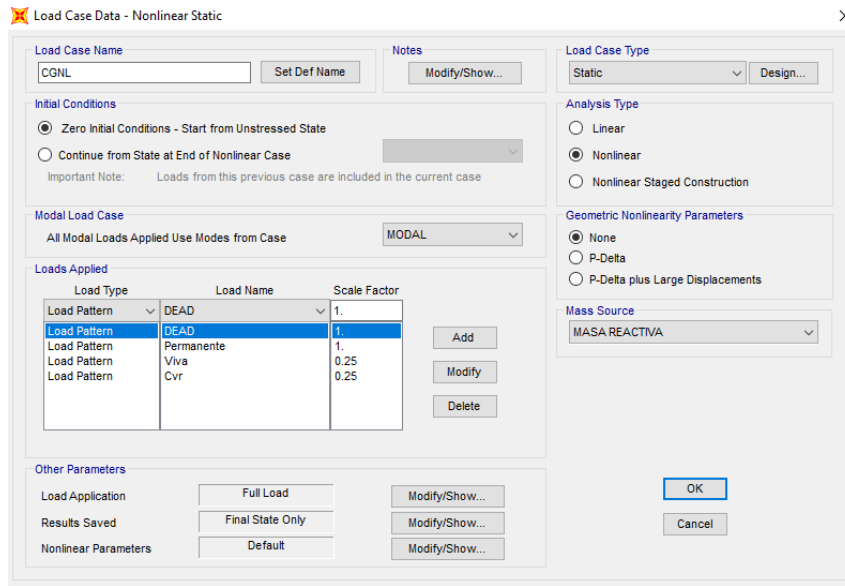
Para realizar un análisis estático no lineal se debe definir casos de carga no lineales

5.2.4.1. Carga Gravitacional no Lineal

En SAP se define una condición inicial de carga de gravedad no lineal (CGNL) que según el ASCE 41-13 es el 100% de la carga muerta más el 25% de la carga viva, el análisis Pushover comenzara a partir de esta condición inicial (ver Figura 67).

Figura 67

Condición Inicial de Cargas de Gravedad no Lineal

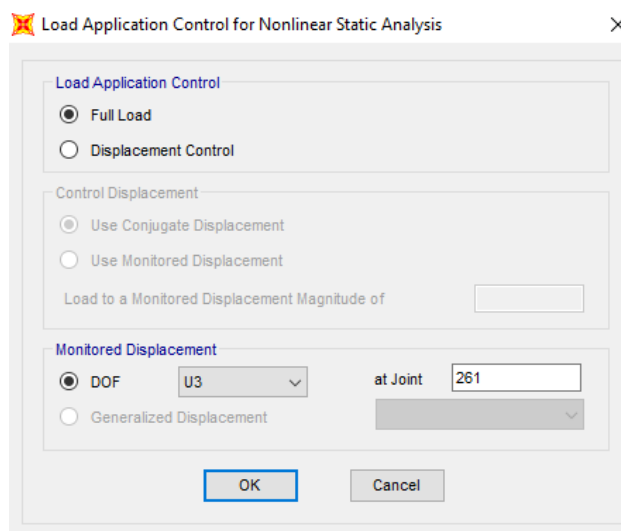


Nota. Esta condición de carga se debe colocar en todos los edificios modelados.

Se selecciona un tipo de análisis no lineal y condiciones iniciales cero, sin ningún parámetro geométrico. En la opción *Load Application*, definimos el nodo de control de desplazamiento este valor es un punto crítico del último piso del sistema estructural (techo). Es importante considerar que las cargas de gravedad son aplicadas en la dirección U3 es decir en el eje z tal como se muestra en la Figura 68.

Figura 68

Punto de Control del Estado de Carga Gravitacional No Lineal



Nota. El nodo de control mencionado en a la figura corresponde al edificio de 6 pisos con columnas cruciformes.

5.2.4.2. Carga Pushover

Este caso de carga corresponde a la aplicación de las fuerzas laterales hasta que la estructura llegue al colapso o desplazamiento de control esperado. La figura 69 muestra la definición de caso de carga para la dirección X, contendrá como condiciones iniciales el estado de carga de gravedad no lineal (CGNL) creada previamente y toma en consideración el patrón de carga lateral definida en la Figura 66.

Figura 69

Caso de Carga para el Análisis Pushover X-X

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Load X-X	1.

Nota. Este tipo de carga debe crearse tanto para el sentido X como el Y en todas las estructuras modeladas.

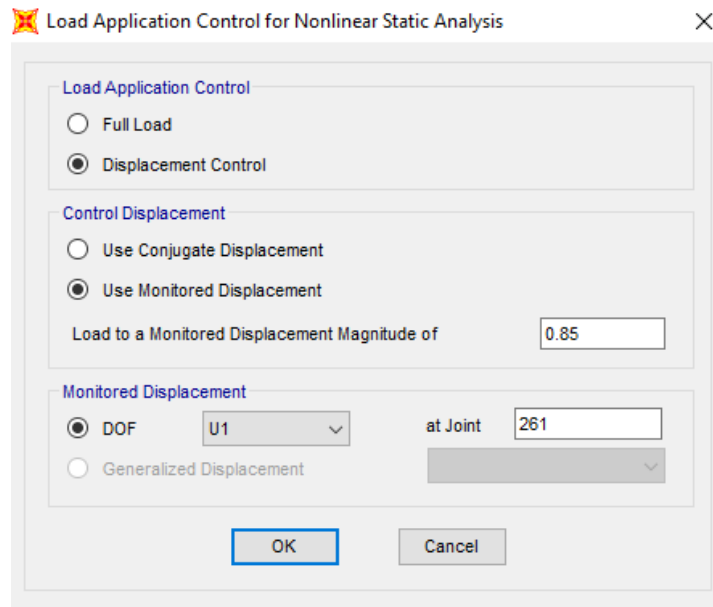
En la opción *Load Application* modificamos el control de carga a *Displacement Control* y definimos una magnitud por desplazamiento. Este desplazamiento de control se lo puede determinar en función de la altura de la estructura. Según el FEMA 273 tabla 2-4, las estructuras en acero se pueden deformar hasta un 5% de la altura total de la estructura. Por lo tanto, se empleará

$$\text{Desplazamiento Controlado} = 5\% * H_{\text{edificio}}$$

Luego colocamos un nodo de control de desplazamiento de techo, el cual registra el desplazamiento y cortante basal (ver Figura 70). Es importante mencionar que este caso de carga considera la dirección en el que se aplica la fuerza, para X la dirección es U1 y para Y la dirección es U2.

Figura 70

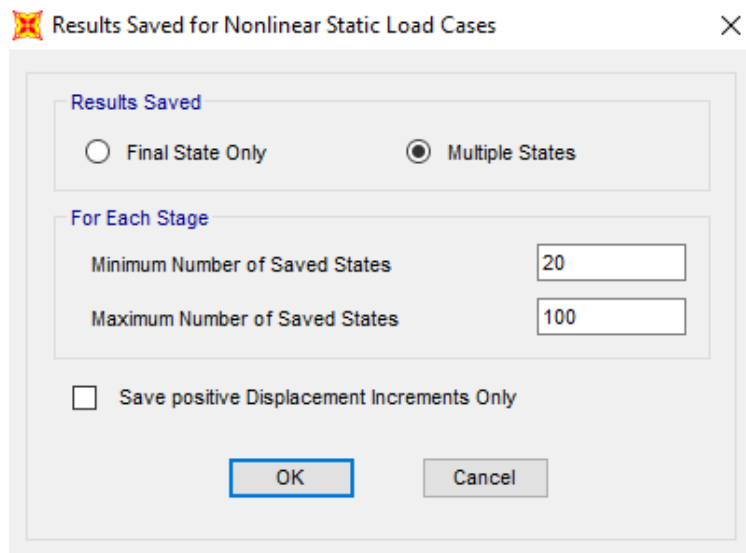
Control de desplazamientos para el Caso de Carga Push X-X



Finalmente, en la opción de *Results Saved* modificamos de *Final State Only* a *Multiple States* y definimos un intervalo de pasos mínimos y máximos, el cual es importante ya que mientras más pasos tenga mejor serán los resultados que dan forma a la curva de capacidad (ver Figura 71).

Figura 71

Máximo y mínimo número de pasos para el Caso de Carga Push X-X



5.2.5 Resultados del Análisis Pushover

El programa SAP2000 permite visualizar el mecanismo de formación de rótulas plásticas y así evaluar la respuesta y comportamiento de cada elemento.

5.2.5.1. Modelos con Columnas Cruciformes

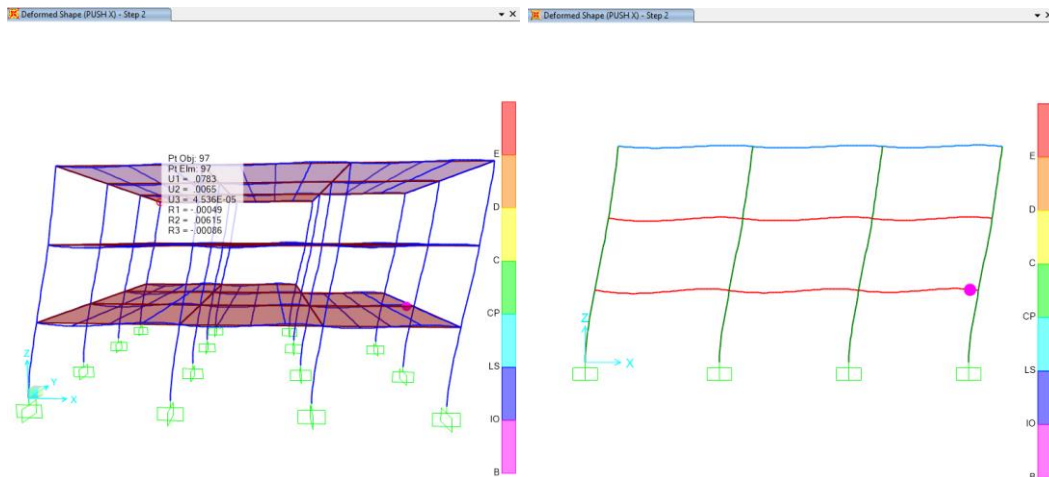
Edificio de Tres Pisos

- Dirección X-X

La primera rótula se da con un desplazamiento de 0.0783 m., aparece en la viga C-D en el primer piso del pórtico 2 y se encuentra en un nivel de desempeño TO (Totalmente Operacional) (ver Figura 72).

Figura 72

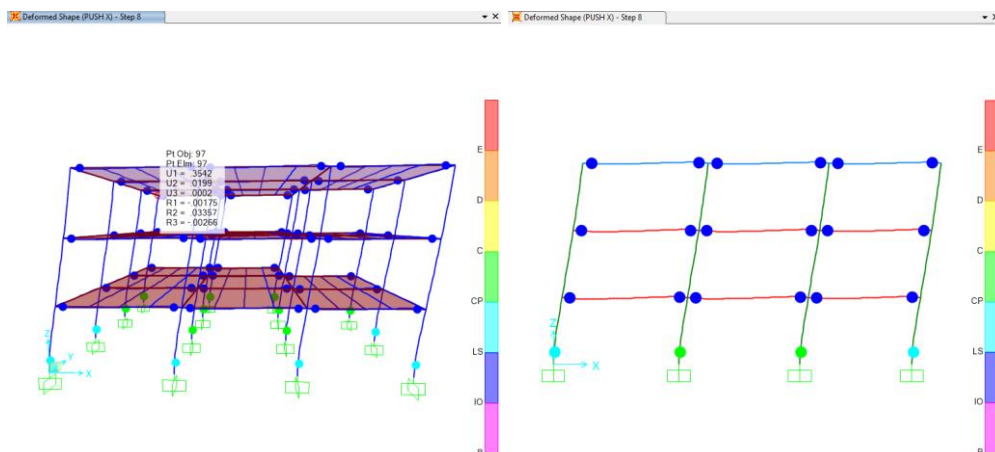
Primera Rótula del Edificio de 3 pisos con Columnas Cruciformes en el sentido X-X



El desplazamiento último antes de la primera rótula de colapso es de 0.3542 m. Las rótulas en las vigas se mantienen en un nivel de desempeño IO (Ocupación Inmediata) y las rótulas en las columnas generadas en la base se encuentran en CP (Prevención al Colapso) (ver Figura 73).

Figura 73

Desplazamiento último antes del Colapso del Edificio de 3 pisos con Columnas Cruciformes en el sentido X-X

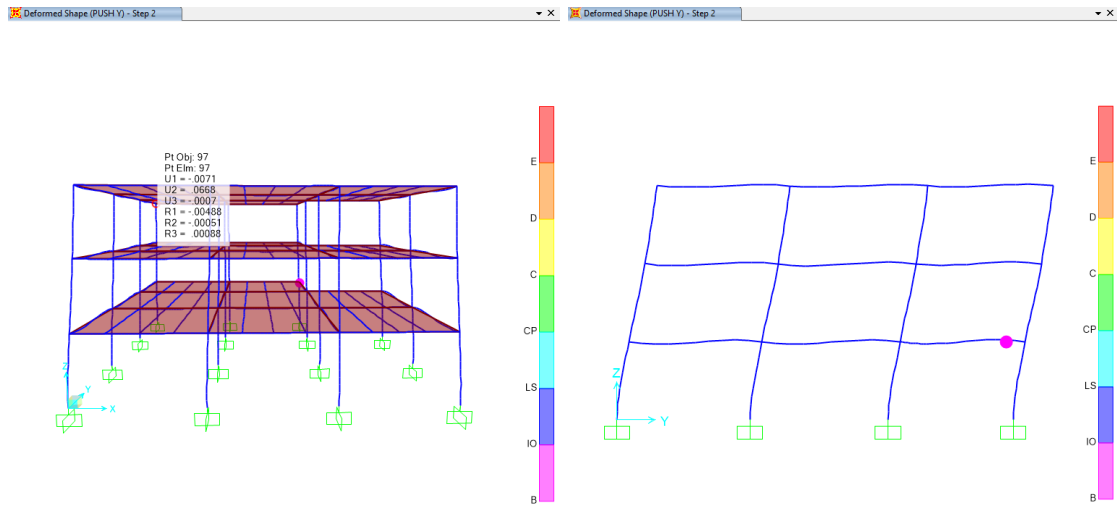


- **Dirección Y-Y**

La primera rótula se da con un desplazamiento de 0.0668 m, aparece en la viga 2-4 en el primer piso del pórtico C y se encuentra en un nivel de desempeño TO (Totalmente Operacional) (ver Figura 74).

Figura 74

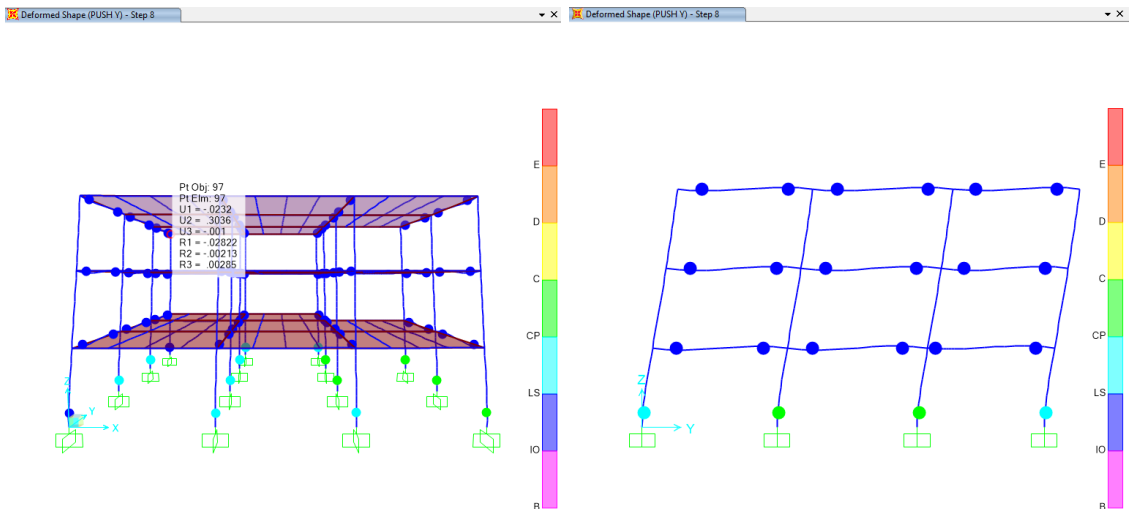
Primera Rótula del Edificio de 3 pisos con Columnas Cruciformes en el sentido Y-Y



El desplazamiento último antes de la primera rótula del colapso es de 0.3036 m. Las rótulas en las vigas se mantienen en un nivel de desempeño IO (Ocupación Inmediata) y las rótulas en las columnas generadas en la base se encuentran en LS (Seguridad de Vida). (ver Figura 75).

Figura 75

Desplazamiento último antes del Colapso del Edificio de 3 pisos con Columnas Cruciformes en el sentido Y-Y



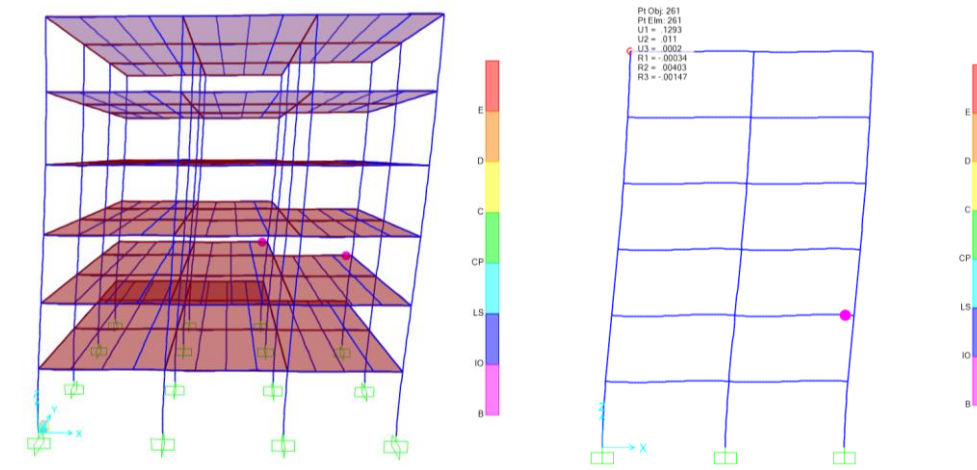
Edificio de Seis Pisos

- **Dirección X-X**

La primera rótula se da a un desplazamiento de 0.1293 m. Existe una rótula en la viga B-C del segundo piso del pórtico 4 y otra en la viga C-D del segundo piso del pórtico 3, estas rótulas se encuentran en un nivel de desempeño TO (Totalmente Operacional). (ver Figura 76).

Figura 76

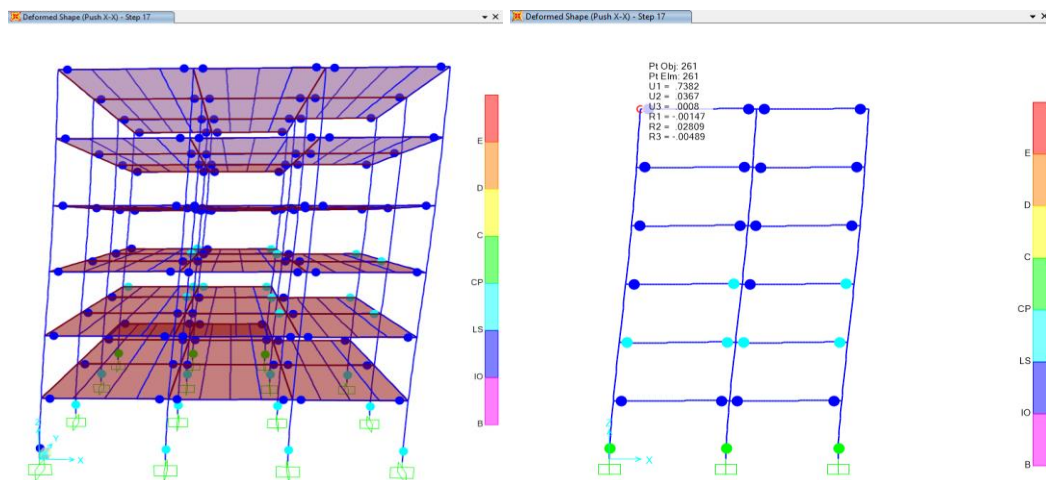
Primera Rótula del Edificio de 6 pisos con Columnas Cruciformes en el sentido X-X



El desplazamiento último antes de la primera rótula del colapso es de 0.7382 m. La mayoría de rótulas en vigas se mantienen en un nivel de desempeño IO (Ocupación Inmediata) y las rotulas en las columnas generadas en la base se encuentran en CP (Prevención al Colapso) (ver Figura 77).

Figura 77

Desplazamiento último antes del Colapso del Edificio de 6 pisos con Columnas Cruciformes en el sentido X-X

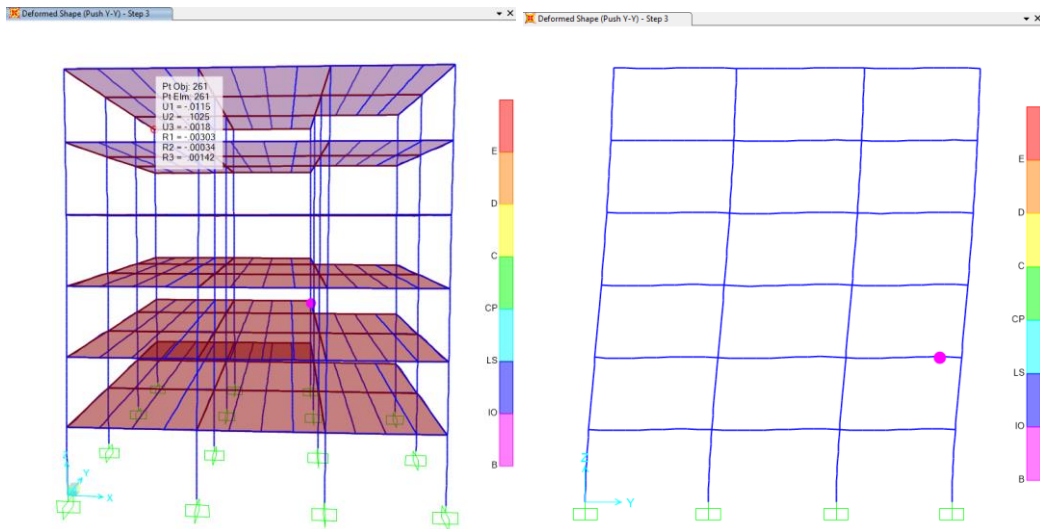


- **Dirección Y-Y**

La primera rótula se da a un desplazamiento de 0.1025 m. Aparece en la viga 3-4 del segundo piso del pórtico C y se encuentra en un nivel de desempeño TO (Totalmente Operacional) (ver Figura 78).

Figura 78

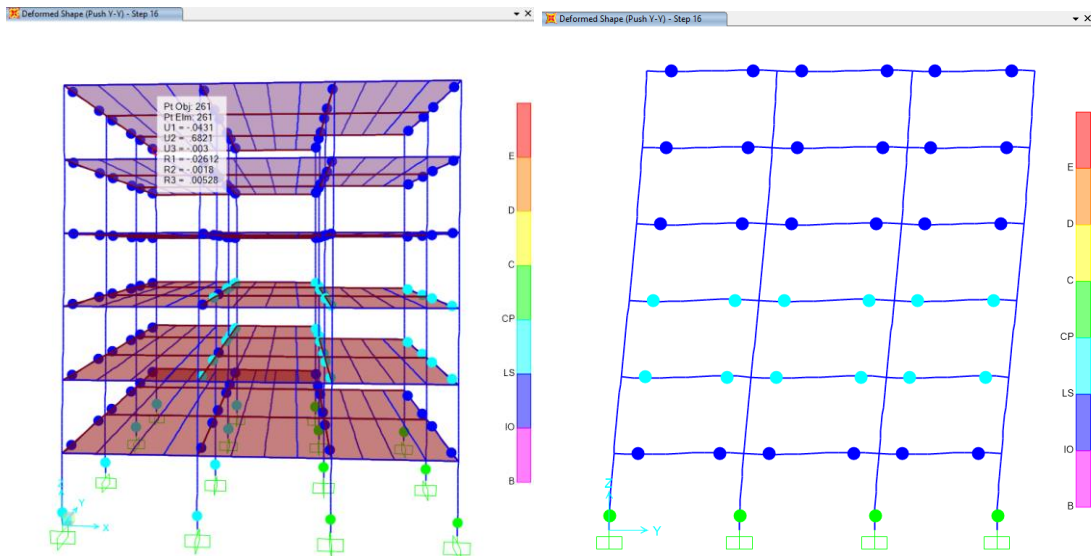
Primera Rotula del Edificio de 6 pisos con Columnas Cruciformes en el sentido Y-Y



El desplazamiento último antes de la primera rótula de colapso es de 0.6821 m. La mayoría de rótulas en vigas se mantienen en un nivel de desempeño IO (Ocupación Inmediata) y las rotulas en las columnas generadas en la base se encuentran en CP (Prevención al Colapso) (ver Figura 79).

Figura 79

Desplazamiento último antes del Colapso del Edificio de 6 pisos con Columnas Cruciformes en el sentido Y-Y



5.2.5.2. Modelos con Columnas Tubulares

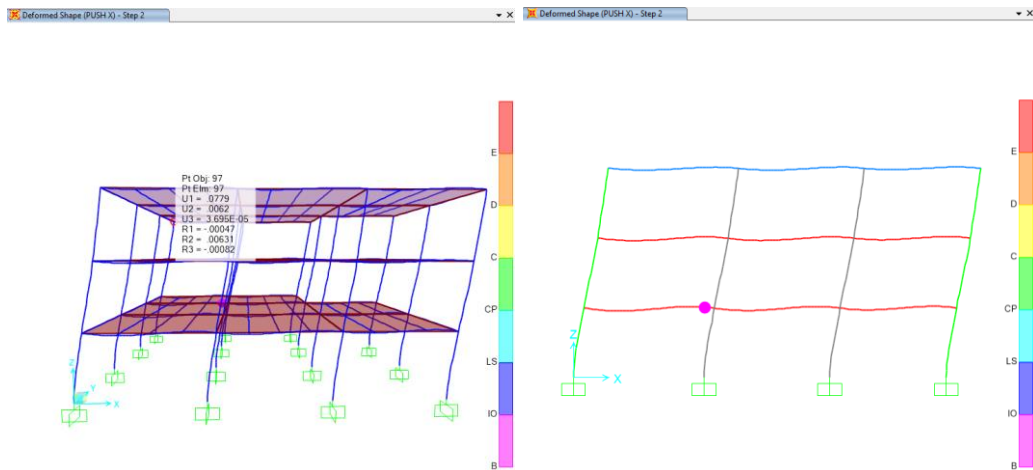
Edificio de Tres Pisos

- **Dirección X-X**

La primera rótula se da a un desplazamiento de 0.0779 m. Aparece en la viga A-B del primer piso del pórtico 3 y se encuentra en un nivel de desempeño TO (Totalmente Operacional) (ver Figura 80).

Figura 80

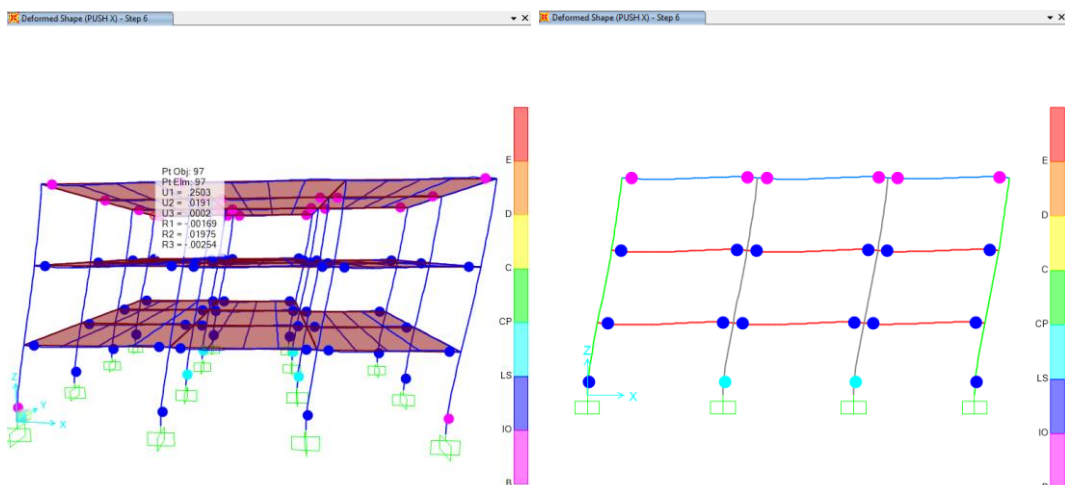
Primera Rótula del Edificio de 3 pisos con Columnas Tubulares en Sentido X-X



El desplazamiento último antes de la primera rótula de colapso es de 0.2503 m. La mayoría de rótulas en vigas se mantienen en un nivel de desempeño IO (Ocupación Inmediata) y las rótulas en las columnas generadas en la base se encuentran en LS (Seguridad de Vida) (ver Figura 81).

Figura 81

Desplazamiento último antes del Colapso del Edificio de 3 pisos con Columnas Tubulares en el sentido X-X

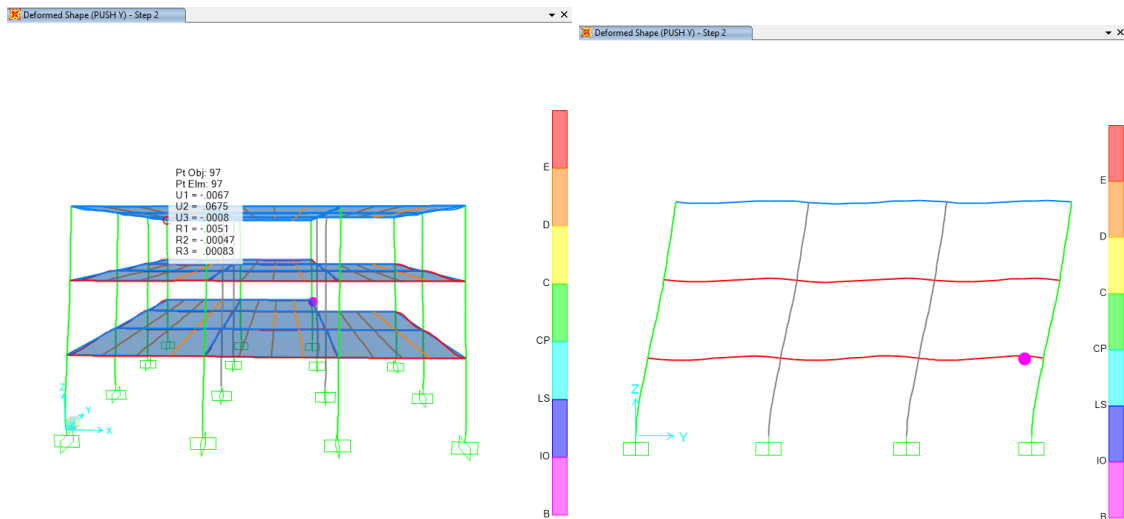


- **Dirección Y-Y**

La primera rótula se da a un desplazamiento de 0.0675 m. Aparece en la viga 3-4 del segundo piso del pórtico C y se encuentra en un nivel de desempeño TO (Totalmente Operacional) (ver Figura 82).

Figura 82

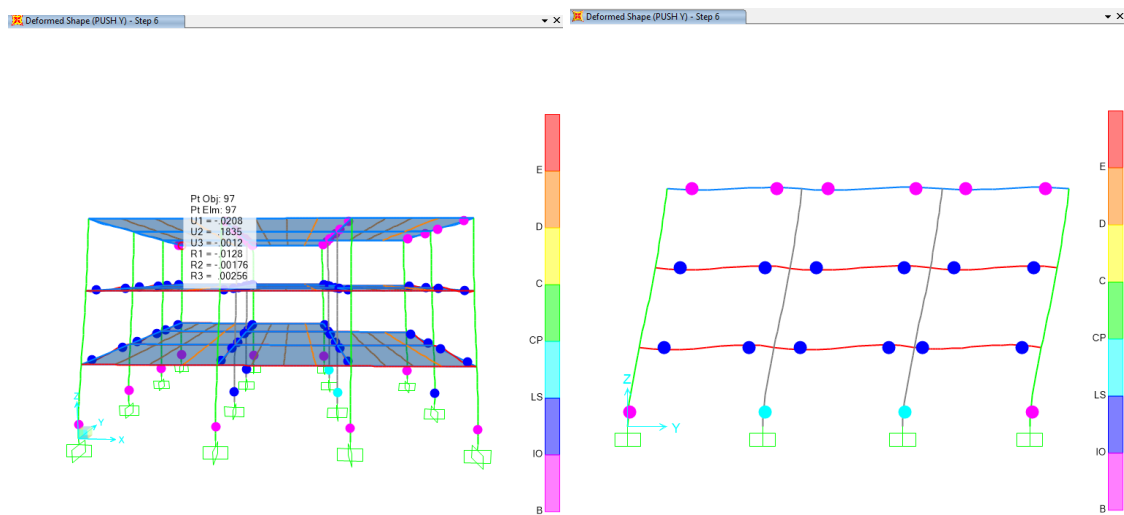
Primera Rótula del Edificio de 3 pisos con Columnas Tubulares en el sentido Y-Y



El desplazamiento último antes de la primera rótula de colapso es de 0.1835 m. La mayoría de rotulas en vigas se mantienen en un nivel de desempeño IO (Ocupación Inmediata) y las rotulas en las columnas generadas en la base se encuentran en LS (Seguridad de Vida) (ver Figura 83).

Figura 83

Desplazamiento último antes del Colapso del Edificio de 3 pisos con Columnas Tubulares en el sentido Y-Y



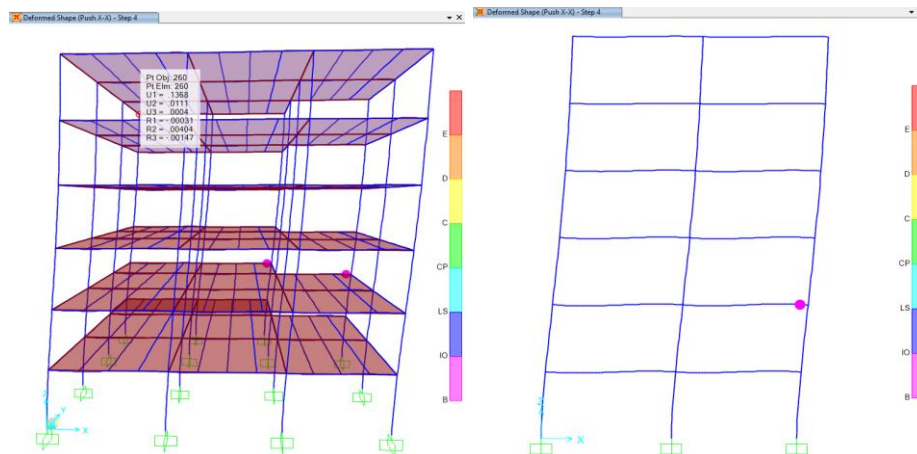
Edificio de Seis Pisos

• Dirección X-X

La primera rótula se da a un desplazamiento de 0.1368 m. Existe una rótula en la viga B-C del segundo piso del pórtico 4 y otra en la viga C-D del segundo piso del pórtico 3. Estas rótulas se encuentran en un nivel de desempeño TO (Totalmente Operacional). (ver Figura 84).

Figura 84

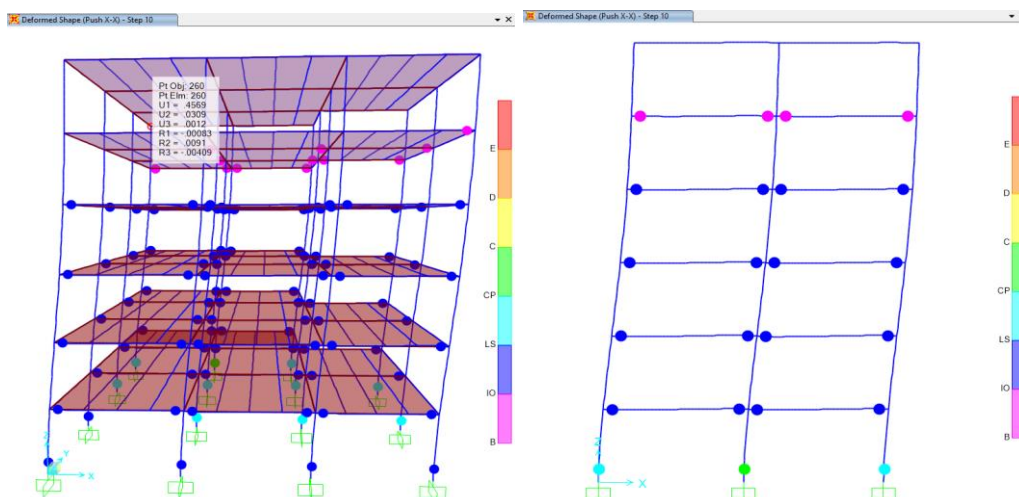
Primer Rótula del Edificio de 6 pisos con Columnas Tubulares en el sentido X-X



El desplazamiento último antes de la primera rótula de colapso es de 0.4569 m. La mayoría de rótulas en vigas se mantienen en un nivel de desempeño IO (Ocupación Inmediata) y las rótulas en las columnas generadas en la base se encuentran en LS (Seguridad de Vida) (ver Figura 85).

Figura 85

Desplazamiento último antes del Colapso del Edificio de 6 pisos con Columnas Tubulares en el sentido X-X

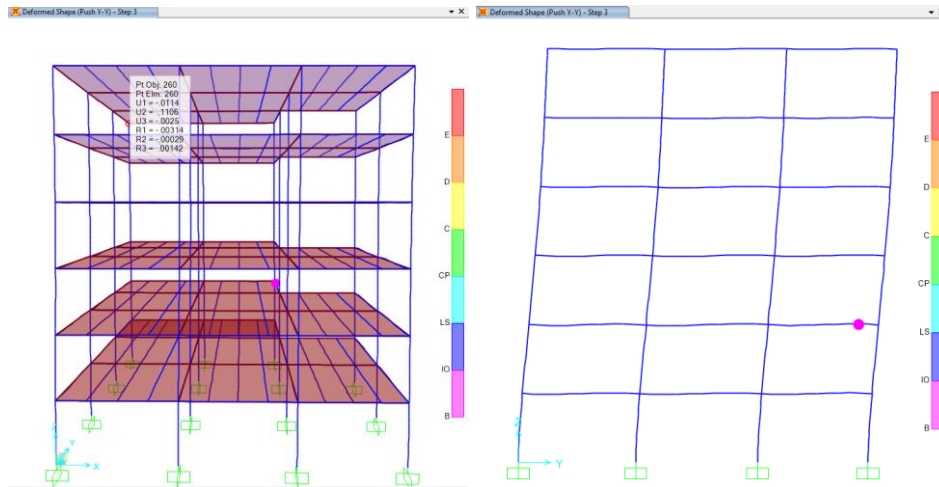


- **Dirección Y-Y**

La primera rótula se da a un desplazamiento de 0.1106 m. Aparece en la viga 3-4 del segundo piso del pórtico C y se encuentra en un nivel de desempeño TO (Totalmente Operacional) (ver Figura 86).

Figura 86

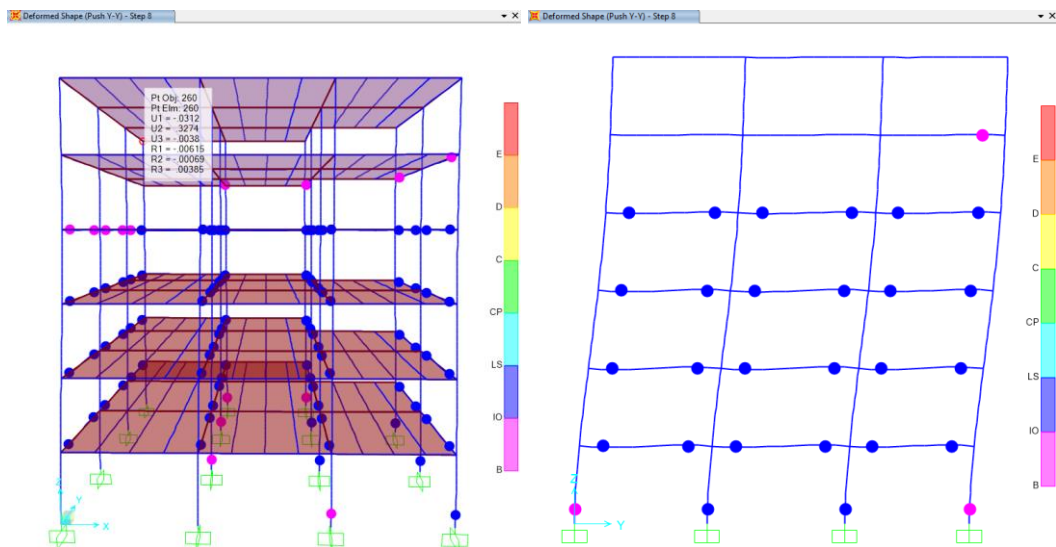
Primero Rotula del Edificio de 6 pisos con Columnas Tubulares en el sentido Y-Y



El desplazamiento último antes de la primera rótula de colapso es de 0.3274 m. La mayoría de rótulas en vigas se mantienen en un nivel de desempeño IO (Ocupación Inmediata) y las rotulas en las columnas generadas en la base se encuentran en IO (Ocupación Inmediata) (ver Figura 87).

Figura 87

Desplazamiento último antes del Colapso del Edificio de 6 pisos con Columnas Tubulares en la dirección Y-Y



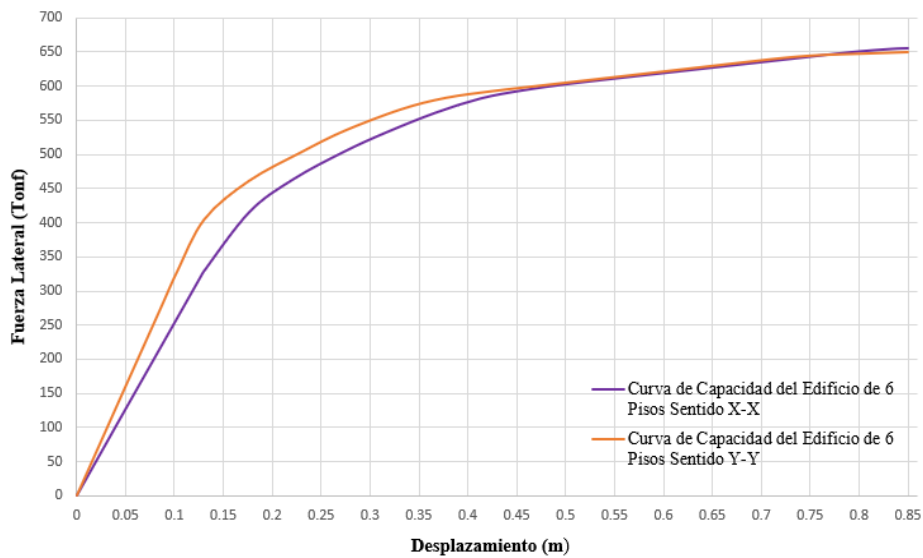
5.2.6 Curvas de Capacidad

Una vez ingresados todos los parámetros en el programa SAP2000 tal como se mencionan en las secciones 5.2.1, 5.2.2 y 5.2.4, se obtiene la Curva de Capacidad en las direcciones X e Y (ver Figuras 88 a la 91).

5.2.6.1. Curvas de Capacidad

Figura 88

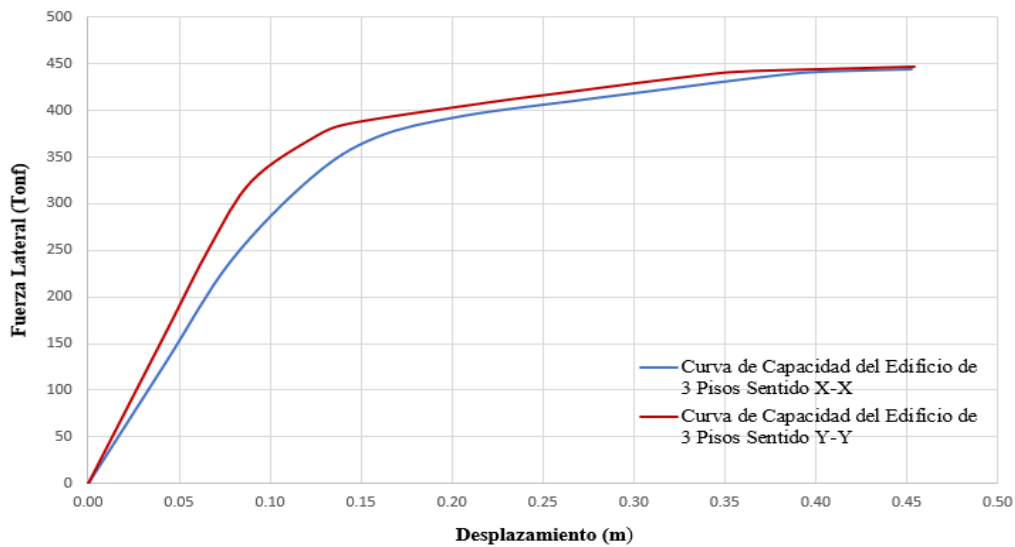
Curvas de Capacidad del Edificios de 6 pisos con Columnas Cruciformes en la dirección X e Y



Elaborado por: Los Autores

Figura 89

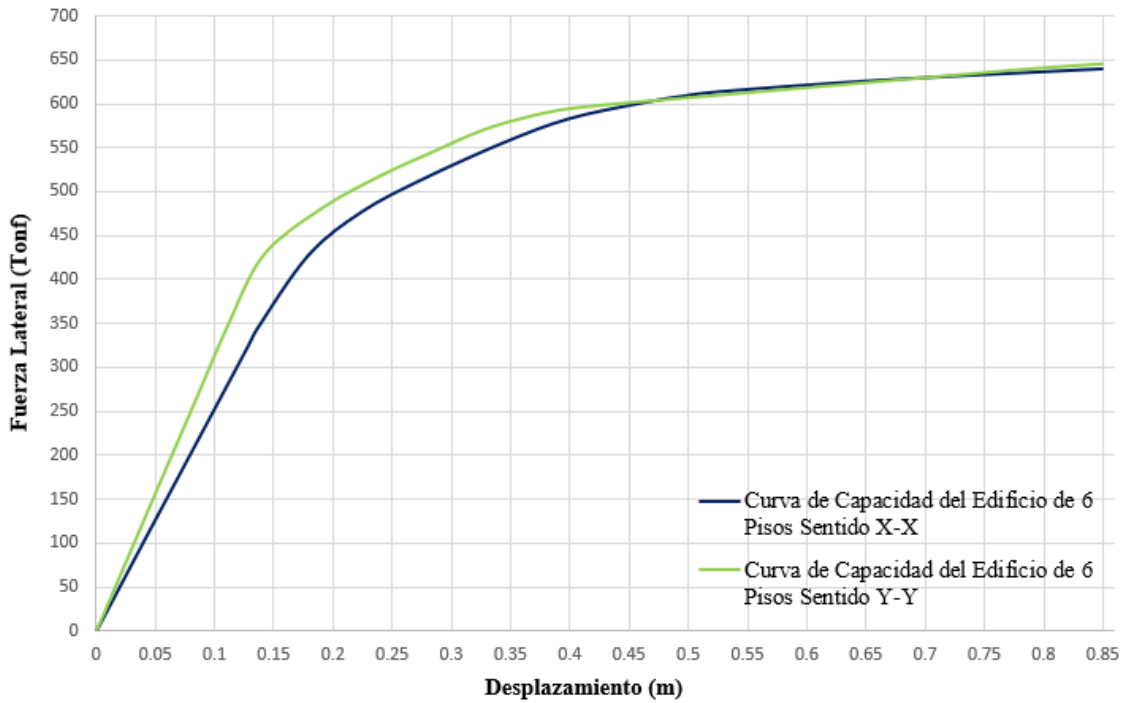
Curvas de Capacidad del Edificios de 3 pisos con Columnas Cruciformes en la dirección X e Y



Elaborado por: Los Autores

Figura 90

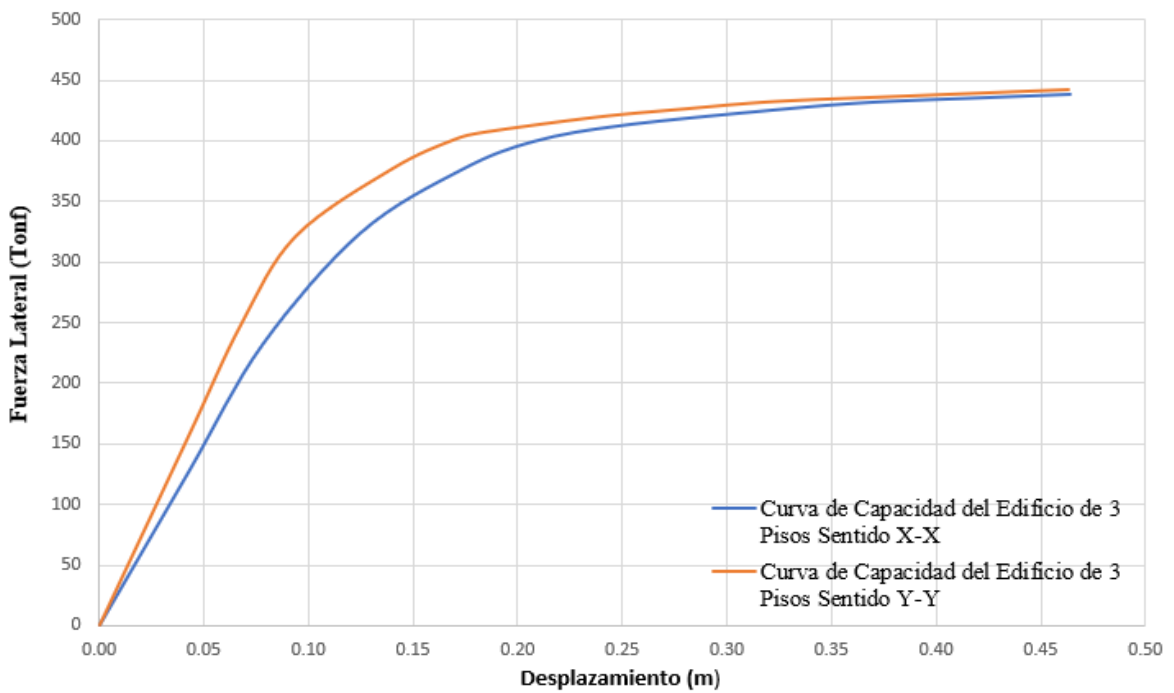
Curvas de Capacidad del Edificios de 6 pisos con Columnas Tubulares en la dirección X e Y



Elaborado por: Los Autores

Figura 91

Curvas de Capacidad del Edificios de 3 pisos con Columnas Tubulares en la dirección X e Y



Elaborado por: Los Autores

5.2.6.2. Puntos de Interés de la Curva de Capacidad

Tabla 77

Puntos de Interés de los Edificios Modelados

Estructuras con Columnas Cruciformes					
Dirección	Punto	Edificio 6 Pisos		Edificio 3 Pisos	
		D (m)	V(tonf)	D (m)	V(tonf)
X-X	1era Rotula	0.1293	327.5209	0.0783	238.0532
	Colapso	0.7382	642.1223	0.3542	431.7534
Y-Y	1era Rotula	0.1025	327.8058	0.0668	253.7168
	Colapso	0.6821	635.0888	0.3036	430.0766

Estructuras con Columnas Tubulares					
Dirección	Punto	Edificio 6 Pisos		Edificio 3 Pisos	
		D (m)	V(tonf)	D (m)	V(tonf)
X-X	1era Rotula	0.1368	345.3962	0.0779	232.0519
	Colapso	0.4569	599.3852	0.2503	413.2514
Y-Y	1era Rotula	0.1106	346.5115	0.0675	248.4111
	Colapso	0.3274	571.1793	0.1835	407.1781

Elaborado por: Los Autores

Con los datos de la Tabla 77 podemos calcular la ductilidad y sobrerresistencia con respecto a la primera rotula (ver Tabla 78).

$$\mu = \frac{D_{colapso}}{D_{1era\ rotula}} ; \quad SR = \frac{V_{colapso}}{V_{1era\ rotula}}$$

Tabla 78

Ductilidad y Sobre resistencia de los Edificios Modelados

Estructuras con Columnas Cruciformes							
Edificio 6 Pisos				Edificio 3 Pisos			
Ductilidad	Sobre resistencia			Ductilidad	Sobrerresistencia		
μ_{X-X}	5.71	SR_{X-X}	1.96	μ_{X-X}	4.52	SR_{X-X}	1.81
μ_{Y-Y}	6.65	SR_{Y-Y}	1.94	μ_{Y-Y}	4.54	SR_{Y-Y}	1.70

Estructuras con Columnas Tubulares							
Edificio 6 Pisos				Edificio 3 Pisos			
Ductilidad	Sobrerresistencia			Ductilidad	Sobrerresistencia		
μ_{X-X}	3.34	SR_{X-X}	1.74	μ_{X-X}	3.21	SR_{X-X}	1.78
μ_{Y-Y}	2.96	SR_{Y-Y}	1.65	μ_{Y-Y}	2.72	SR_{Y-Y}	1.64

Elaborado por: Los Autores

5.3. Análisis Dinámico No Lineal

En el análisis dinámico a diferencia del análisis estático, las fuerzas horizontales serán reemplazadas por la aplicación de aceleraciones correspondiente a un evento sísmico, en la base de cada estructura analizada.

La ejecución del análisis se lo realizara mediante un TIEMPO – HISTORIA en el programa computacional SAP2000. Es importante recalcar que los registros se aplicarán en dirección X y Y, por lo cual se realizará en total 8 análisis de las 4 estructuras. En el Anexo D, se puede revisar las gráficas de Desplazamiento vs Tiempo.

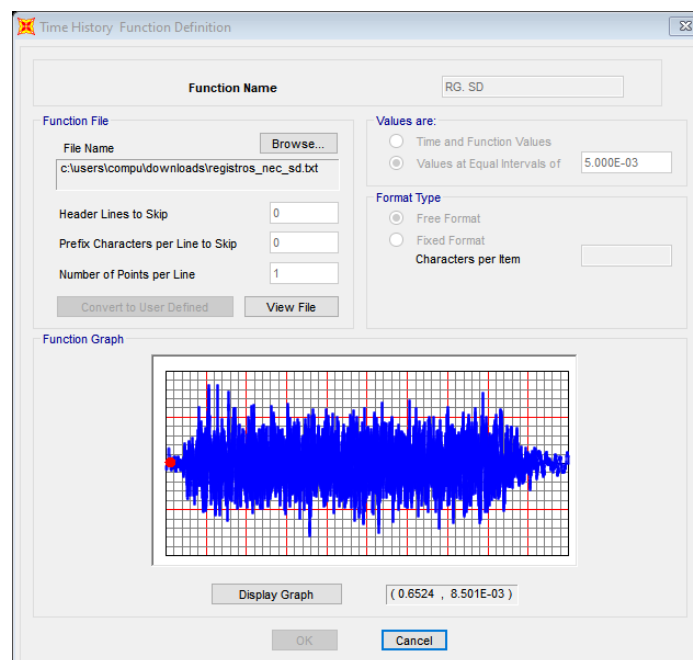
5.3.1 Registro sísmico

A través del menú Define-Funtions-Time history en SAP2000, se carga el registro sísmico y se debe de establecer el intervalo de tiempo (ver Figura 92).

En cada estructura se ingresó un registro sintético compatible con el espectro del sismo de diseño de la NEC 2015, el cual se generó mediante la metodología propuesto por Cloug y Penzien (1995).

Figura 92

Acelerograma



Nota. Importación de registro sísmico.

5.3.2 Caso de carga

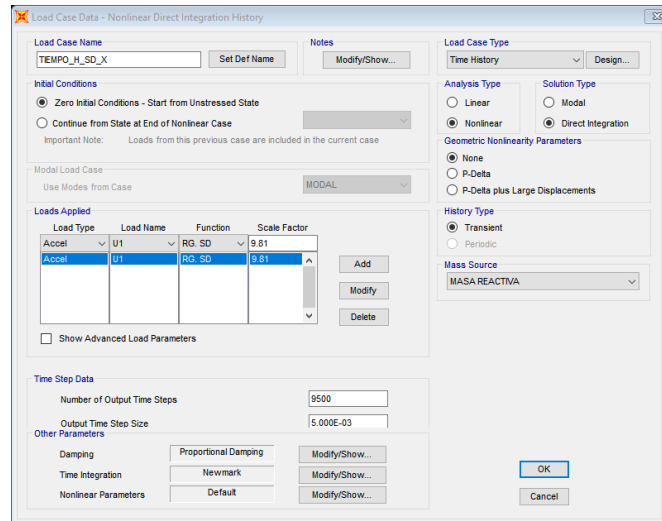
Se definen dos casos de carga, el primero el caso de carga gravitacional que fue definido en el Análisis Estático No Lineal y el segundo llamado Tiempo Historia.

En la ventana donde se configura los parámetros del caso de carga tiempo historia se selecciona la opción que continúe desde el caso de carga gravitacional no lineal, se escoge como tipo de solución el método de integración directa. El parámetro “Scale

Factor” se refiere al factor de escala, el valor es de 9.81 m/s^2 debido a que los datos del registro sísmico se encuentran en función de la gravedad (ver Figura 93).

Figura 93

Caso de carga Tiempo- Historia

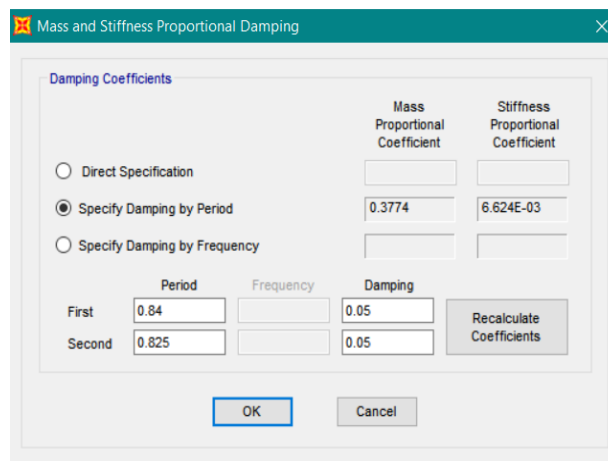


Nota. Casos de cargas análisis no lineal.

En la opción “Damping” se asigna el amortiguamiento de la estructura, el amortiguamiento es de 5%. Se emplea el amortiguamiento de Rayleigh donde los valores de alfa y beta será calculados automáticamente por el programa SAP2000; se escoge la opción Specify damping by Period en la cual se deben ingresar los valores del periodo en el modo 1, modo 2 y el amortiguamiento (ver Figura 94).

Figura 94

Amortiguamiento de Rayleigh-SAP2000

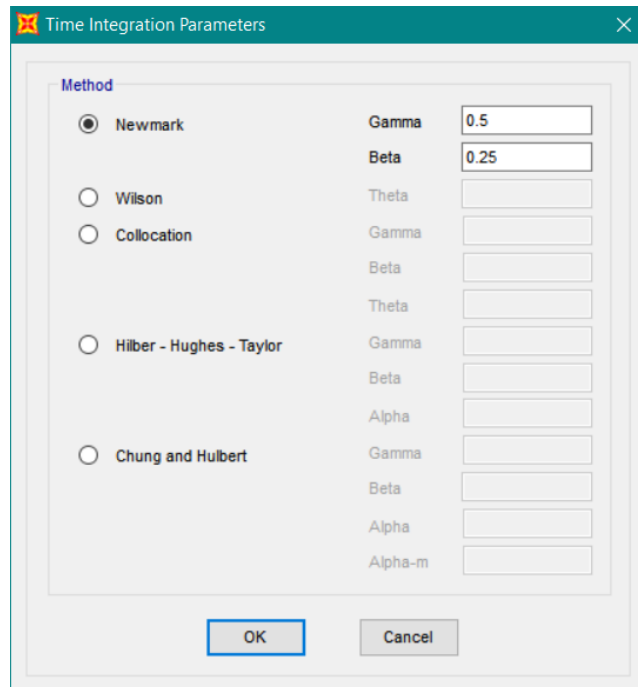


Nota. Aplicación de amortiguamiento.

En la opción “time integration” se selecciona el método de integración, escogemos el método de aceleración lineal de Newmark en la que el valor de gama es 0.5 y beta es 0.25 (ver Figura 95).

Figura 95

Parámetros de integración - SAP2000



Nota. Método de integración.

CAPÍTULO VI

EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO E INTERPRETACION DE RESULTADOS

6.1. Objetivos de Desempeño

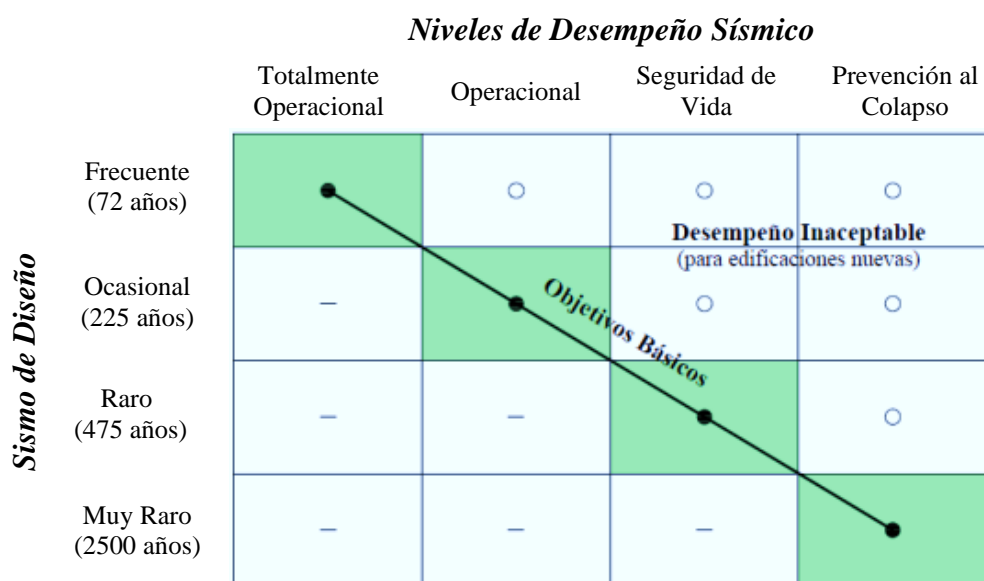
La NEC-SE-DS (2015) en la sección 4.2.2 establece que para estructuras de ocupación normal el objetivo es:

- Prevenir daños en los elementos no estructurales y estructurales, ante terremotos pequeños y frecuentes, para periodo de retorno de 72 años
- Prevenir daños estructurales graves y controlar daños no estructurales, ante terremotos moderados y poco frecuentes, para periodo de retorno de 225 años
- Evitar el colapso ante terremotos severos que pueden ocurrir rara vez durante la vida útil de la estructura, para un periodo de retorno de 475 años

Entonces con los requisitos mencionados en la NEC-2015, Vision 2000 y ATC-40 concluimos que las estructuras de uso normal deben llegar al objetivo que se muestra en la Figura 96.

Figura 96

Objetivos Básicos de Desempeño para Edificaciones Normales

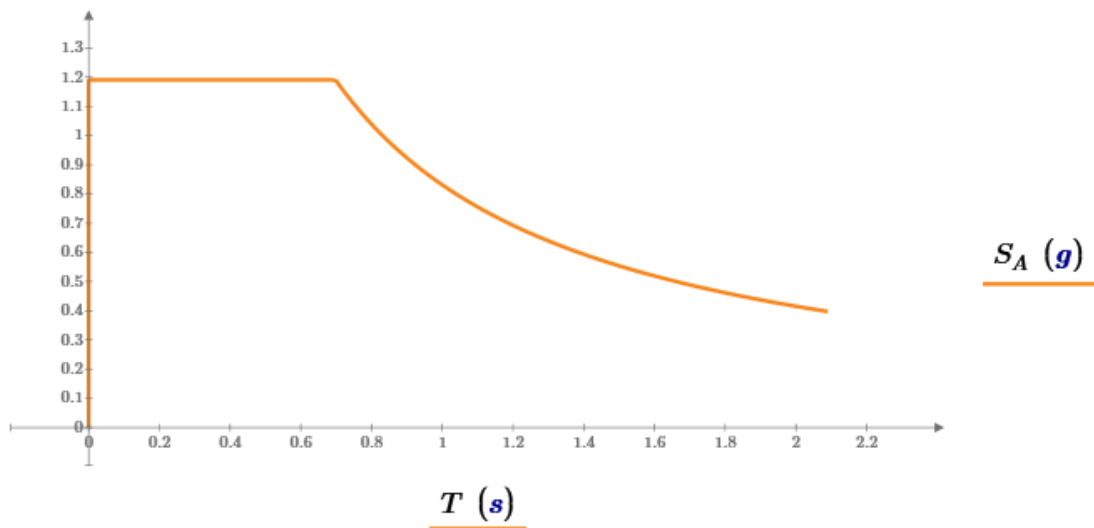


6.2. Espectros de Demanda Sísmica

De acuerdo a la sección 2.7.2.1 de este trabajo la norma NEC-SE-DS (2015) usa un espectro elástico de diseño y en la sección 2.10.1.1 se explica cómo se realiza la conversión de dicho espectro a formato ADRS. (ver Figura 97- 98).

Figura 97

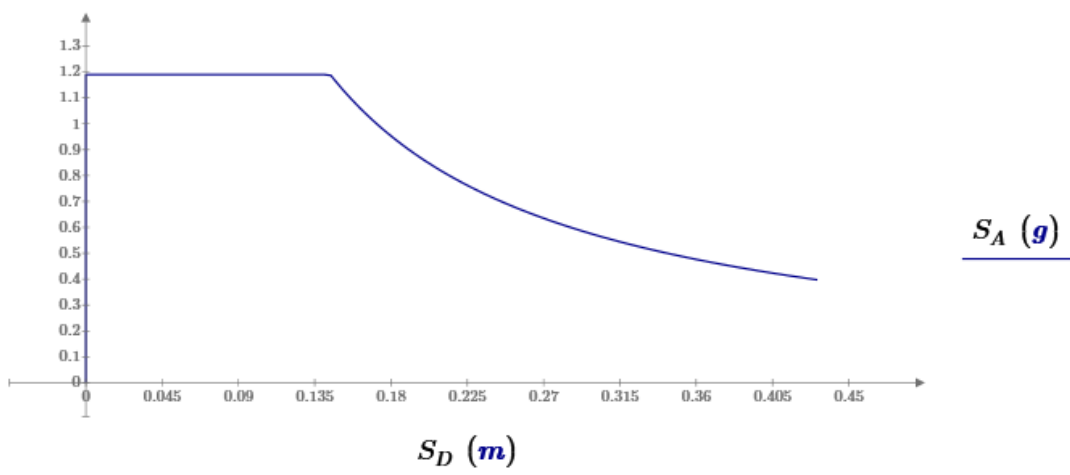
Espectro de Respuesta Elástico Sísmico de Diseño



Elaborado por: Los Autores

Figura 98

Espectro de Respuesta Elástico Sísmico de Diseño en formato ADRS



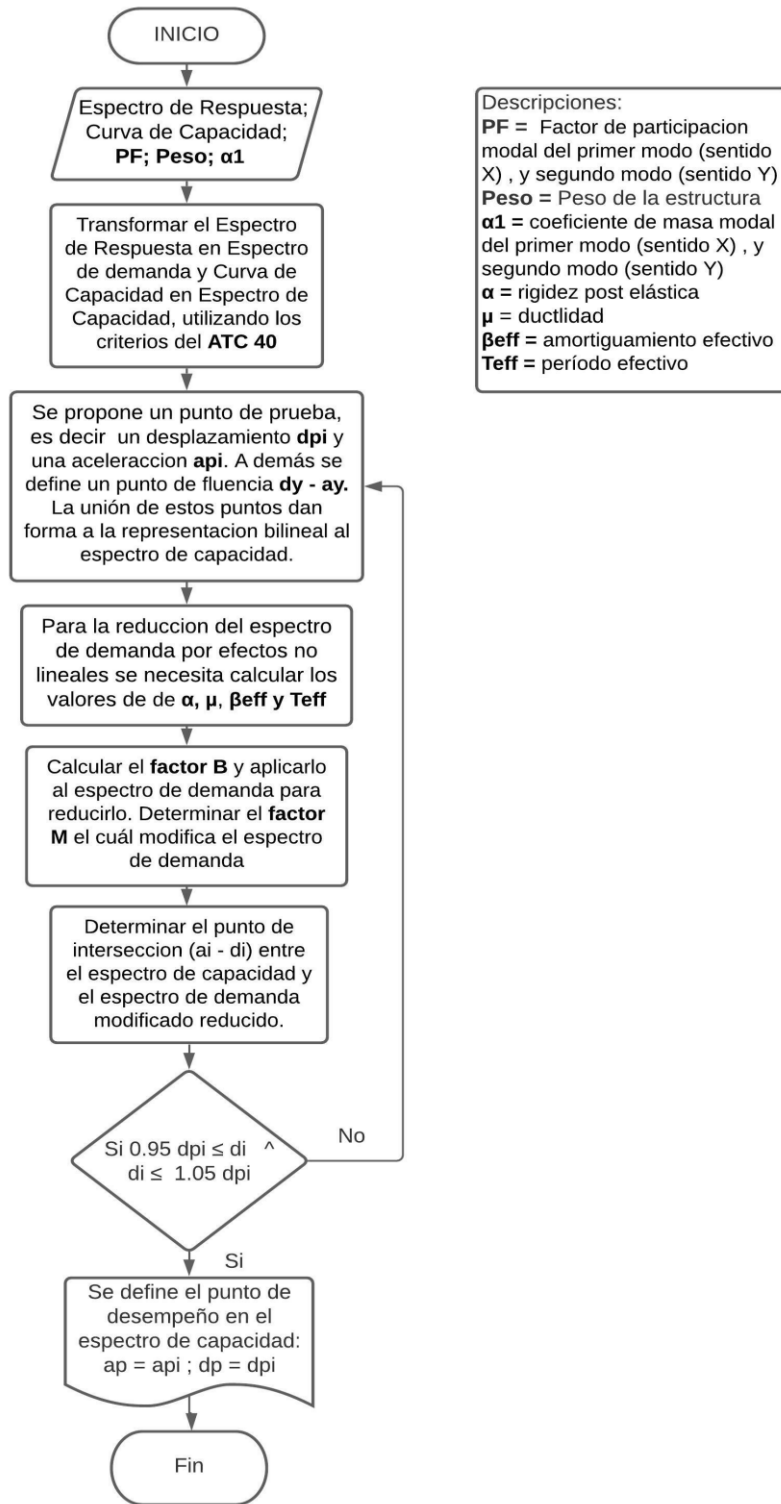
Elaborado por: Los Autores

6.3. Método Espectro de Capacidad por el FEMA 440

En la figura 99 se puede observar el Diagrama de flujo que guía el proceso del método del espectro de capacidad propuesto por el FEMA 440, para hallar los puntos de desempeño de las estructuras.

Figura 99

Diagrama de Flujo – Método del Espectro de capacidad, FEMA 440



Elaborado por: Los Autores

Empezamos con la conversión de las curvas de capacidad a espectros de capacidad (formato ADRS) como se explicó en la sección 2.10.1.1. A continuación, se presenta el

factor de participación modal y el coeficiente de masa modal para el modo 1 en el sentido “X” y el modo 2 en el sentido “Y” (ver Tabla 79-80).

6.3.1 Proceso en Edificios con Columnas Cruciformes

Tabla 79

PF_1 y Φ_{techo} del Edificio de 6 pisos con Columnas Cruciformes en la dirección X e Y

Edificio de 6 Pisos con Columnas Cruciformes dirección X-X							
Nivel	$m_i(kg)$	α_1	$m_i\alpha_1$	$m_i\alpha_1^2$	$(m_i\alpha_1)^2$	PF_1	Φ_{techo}
6	96766.33	0.005246	507.636	2.663			
5	150155.85	0.004716	708.135	3.340			
4	150155.85	0.003975	596.870	2.373	6903158.78	256.21	0.794
3	150155.85	0.002976	446.864	1.330			
2	150155.85	0.0018	270.281	0.487			
1	150155.85	0.00065	97.601	0.063			
Total	847545.580		2627.386	10.255			

Edificio de 6 Pisos con Columnas Cruciformes dirección Y-Y							
Nivel	$m_i(kg)$	α_1	$m_i\alpha_1$	$m_i\alpha_1^2$	$(m_i\alpha_1)^2$	PF_1	Φ_{techo}
6	96766.33	0.005067	490.315	2.484			
5	150155.85	0.004561	684.861	3.124			
4	150155.85	0.00385	578.100	2.226	6476503.23	264.96	0.796
3	150155.85	0.002886	433.350	1.251			
2	150155.85	0.00175	262.773	0.460			
1	150155.85	0.000636	95.499	0.061			
Total	847545.580		2544.897	9.605			

Elaborado por: Los Autores

Tabla 80

PF_1 y Φ_{techo} del Edificio de 3 pisos con Columnas Cruciformes en la dirección X e Y

Edificio de 3 Pisos con Columnas Cruciformes dirección X-X							
Nivel	$m_i(kg)$	α_1	$m_i\alpha_1$	$m_i\alpha_1^2$	$(m_i\alpha_1)^2$	PF_1	Φ_{techo}
3	93619.97	0.240573	22522.438	5418.290			
2	141694.97	0.168507	23876.594	4023.373	3175336912.30	5.557	0.831
1	141694.97	0.070229	9951.096	698.856			
Total	377009.91		56350.128	10140.519			

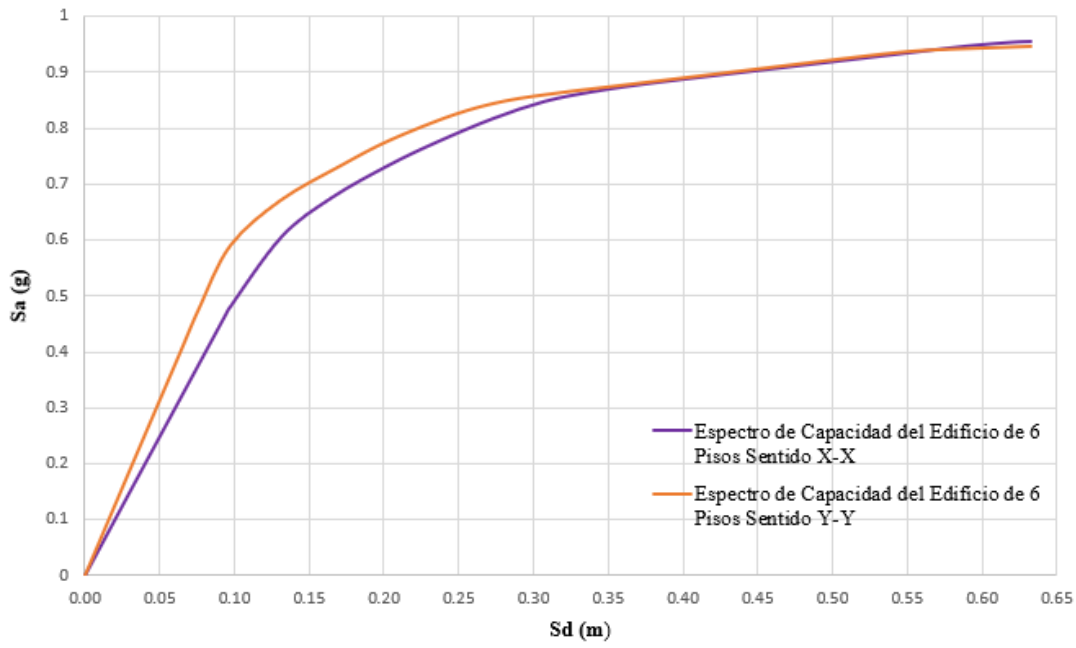
Edificio de 3 Pisos con Columnas Cruciformes dirección Y-Y							
Nivel	$m_i(kg)$	α_1	$m_i\alpha_1$	$m_i\alpha_1^2$	$(m_i\alpha_1)^2$	PF_1	Φ_{techo}
3	93619.97	0.231019	21627.992	4996.477			
2	141694.97	0.162654	23047.254	3748.728	2953572260.96	5.778	0.833
1	141694.97	0.068256	9671.532	660.140			
Total	377009.91		54346.778	9405.345			

Elaborado por: Los Autores

Calculados estos valores se procede a hacer la conversión de curva de capacidad a espectro de capacidad haciendo uso de las ecuaciones 162 y 163 (ver Figura 100-101).

Figura 100

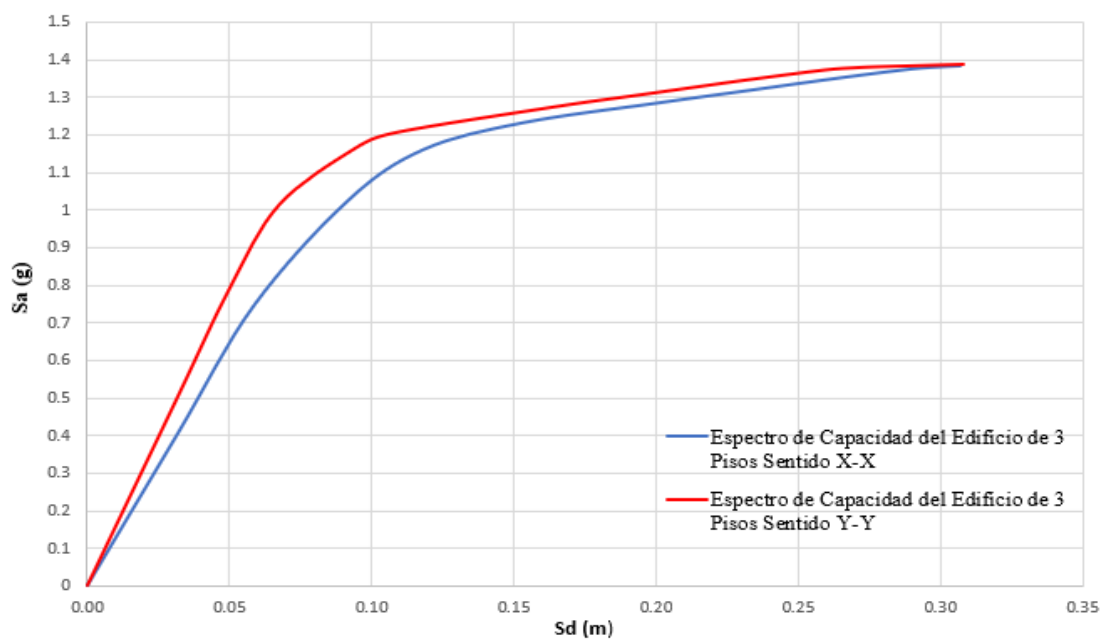
Espectros de Capacidad del Edificio de 6 pisos con Columnas Cruciformes en la dirección X e Y



Elaborado por: Los Autores

Figura 101

Espectros de Capacidad del Edificio de 3 pisos con Columnas Cruciformes en la dirección X e Y



Elaborado por: Los Autores

6.3.2 Proceso en Edificios con Columnas Tubulares

Tabla 81

PF_1 y Φ_{techo} del Edificio de 6 pisos con Columnas Tubulares en la dirección X e Y

Edificio de 6 Pisos con Columnas Tubulares dirección X-X							
Nivel	$m_i(kg)$	α_1	$m_i\alpha_1$	$m_i\alpha_1^2$	$(m_i\alpha_1)^2$	PF_1	Φ_{techo}
6	94446.406	0.005172	488.477	2.526			
5	147980.615	0.004688	693.733	3.252			
4	147980.615	0.004001	592.070	2.369			
3	147980.615	0.003045	450.601	1.372	6813263.43	257.835	0.807
2	147980.615	0.00189	279.683	0.529			
1	147980.615	0.000714	105.658	0.075			
Total	834349.481		2610.223	10.124			

Edificio de 6 Pisos con Columnas Tubulares dirección Y-Y							
Nivel	$m_i(kg)$	α_1	$m_i\alpha_1$	$m_i\alpha_1^2$	$(m_i\alpha_1)^2$	PF_1	Φ_{techo}
6	94446.406	0.005065	478.371	2.423			
5	147980.615	0.004597	680.267	3.127			
4	147980.615	0.003927	581.120	2.282			
3	147980.615	0.002994	443.054	1.327	6571870.08	263.004	0.808
2	147980.615	0.001864	275.836	0.514			
1	147980.615	0.000709	104.918	0.074			
Total	834349.481		2563.566	9.747			

Elaborado por: Los Autores

Tabla 82

PF_1 y Φ_{techo} del Edificio de 3 pisos con Columnas Tubulares en la dirección X e Y

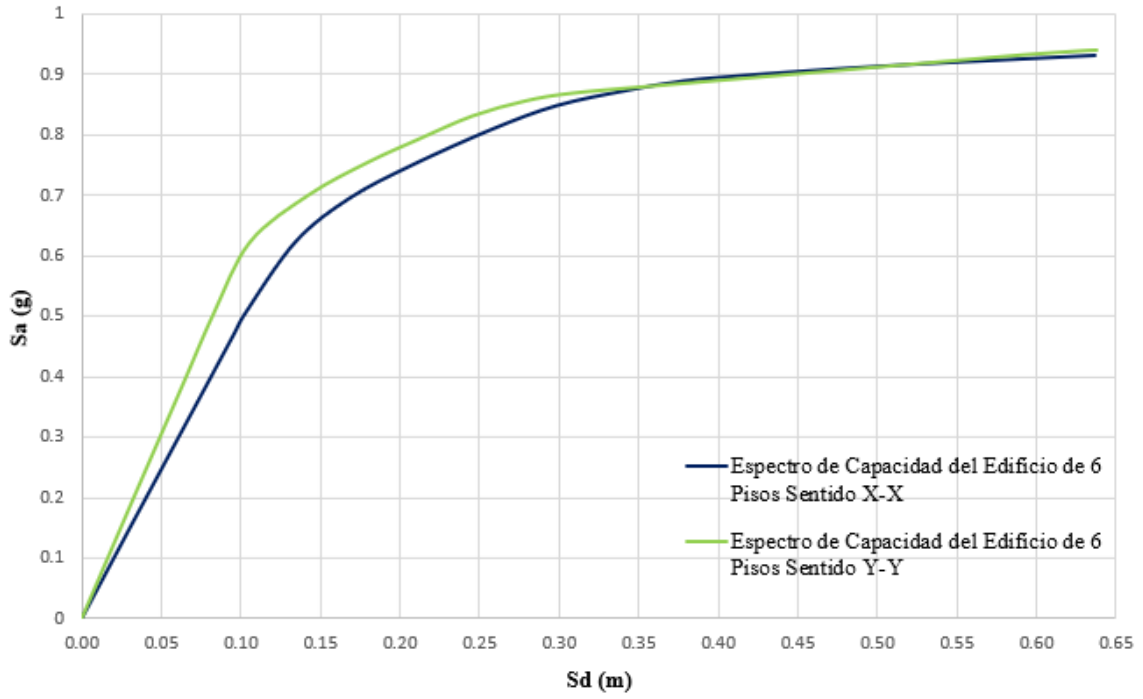
Edificio de 3 Pisos con Columnas Tubulares dirección X-X							
Nivel	$m_i(kg)$	α_1	$m_i\alpha_1$	$m_i\alpha_1^2$	$(m_i\alpha_1)^2$	PF_1	Φ_{techo}
3	92192.133	0.235498	21711.063	5112.912			
2	141585.838	0.164374	23273.031	3825.481	3011187595.84	5.699	0.833
1	141585.838	0.069853	9890.196	690.860			
Total	375363.809		54874.289	9629.253			

Edificio de 3 Pisos con Columnas Tubulares dirección Y-Y							
Nivel	$m_i(kg)$	α_1	$m_i\alpha_1$	$m_i\alpha_1^2$	$(m_i\alpha_1)^2$	PF_1	Φ_{techo}
3	92192.133	0.223138	20571.568	4590.299			
2	141585.838	0.156412	22145.724	3463.857	2723229441.09	6.007	0.835
1	141585.838	0.066866	9467.279	633.039			
Total	375363.809		52184.571	8687.195			

Elaborado por: Los Autores

Figura 102

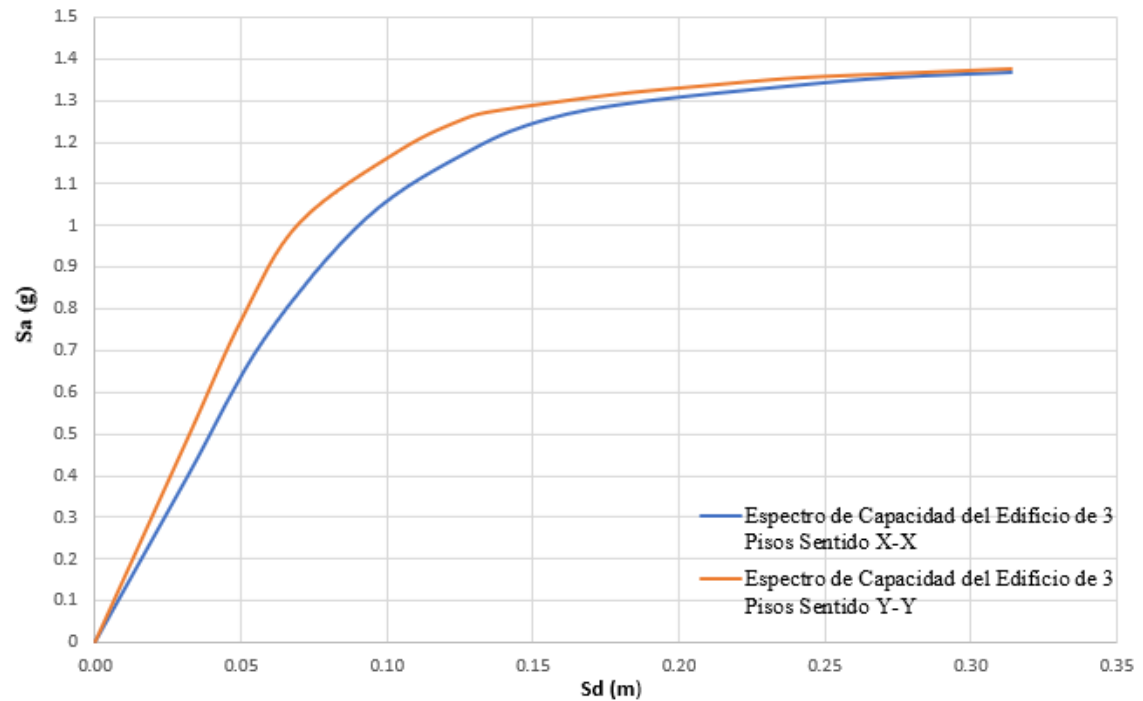
Espectros de Capacidad del Edificio de 6 pisos con Columnas Tubulares en la dirección X e Y



Elaborado por: Los Autores

Figura 103

Espectros de Capacidad del Edificio de 3 pisos con Columnas Tubulares en la dirección X e Y



Elaborado por: Los Autores

6.3.3 Puntos de Desempeño

El proceso para la obtención del punto de desempeño para cada estructura modelada se muestra en el Anexo E.1. Los resultados se pueden ver en las tablas 83-84.

Tabla 83

Puntos de Desempeño de los Edificios con Columnas Cruciformes

Edificio 6 Pisos con Columnas Cruciformes					
<i>Dirección</i>	<i>Sismo</i>	Espectro de Capacidad		Curva de Capacidad	
		$Sd_p(m)$	$Sa_p(g)$	$D_p(m)$	$V(Tonf)$
X-X	Diseño	0.186	0.721	0.249	485.342
Y-Y	Diseño	0.166	0.736	0.223	496.274
Edificio 3 Pisos con Columnas Cruciformes					
<i>Dirección</i>	<i>Sismo</i>	Espectro de Capacidad		Curva de Capacidad	
		$Sd_p(m)$	$Sa_p(g)$	$D_p(m)$	$V(Tonf)$
X-X	Diseño	0.092	1.05	0.122	328.759
Y-Y	Diseño	0.074	1.071	0.099	336.327

Elaborado por: Los Autores

Tabla 84

Puntos de Desempeño de los Edificios con Columnas Tubulares

Edificio 6 Pisos con Columnas Tubulares					
<i>Dirección</i>	<i>Sismo</i>	Espectro de Capacidad		Curva de Capacidad	
		$Sd_p(m)$	$Sa_p(g)$	$D_p(m)$	$V(Tonf)$
X-X	Diseño	0.186	0.735	0.248	494.660
Y-Y	Diseño	0.166	0.747	0.221	503.312
Edificio 3 Pisos con Columnas Tubulares					
<i>Dirección</i>	<i>Sismo</i>	Espectro de Capacidad		Curva de Capacidad	
		$Sd_p(m)$	$Sa_p(g)$	$D_p(m)$	$V(Tonf)$
X-X	Diseño	0.095	1.070	0.127	334.602
Y-Y	Diseño	0.077	1.062	0.103	332.912

Elaborado por: Los Autores

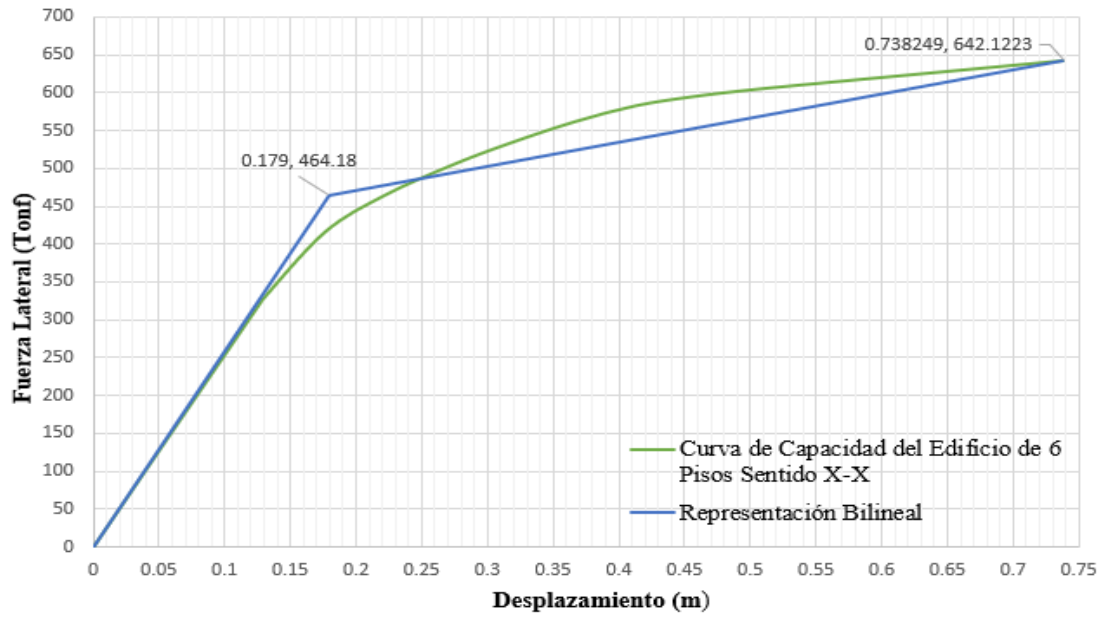
6.4. Representación Bilineal según el FEMA 356

Se genera la representación bilineal con el método propuesto por el FEMA 356, método detallado en la sección 2.10.2.1. Los puntos de Fluencia (D_y, V_y) corresponden al primer tramo de la representación bilineal y los puntos del desplazamiento ultimo (D_u, V_u) representan el segundo tramo (ver Figuras 104 a la 111).

6.4.1 Edificios con Columnas Cruciformes

Figura 104

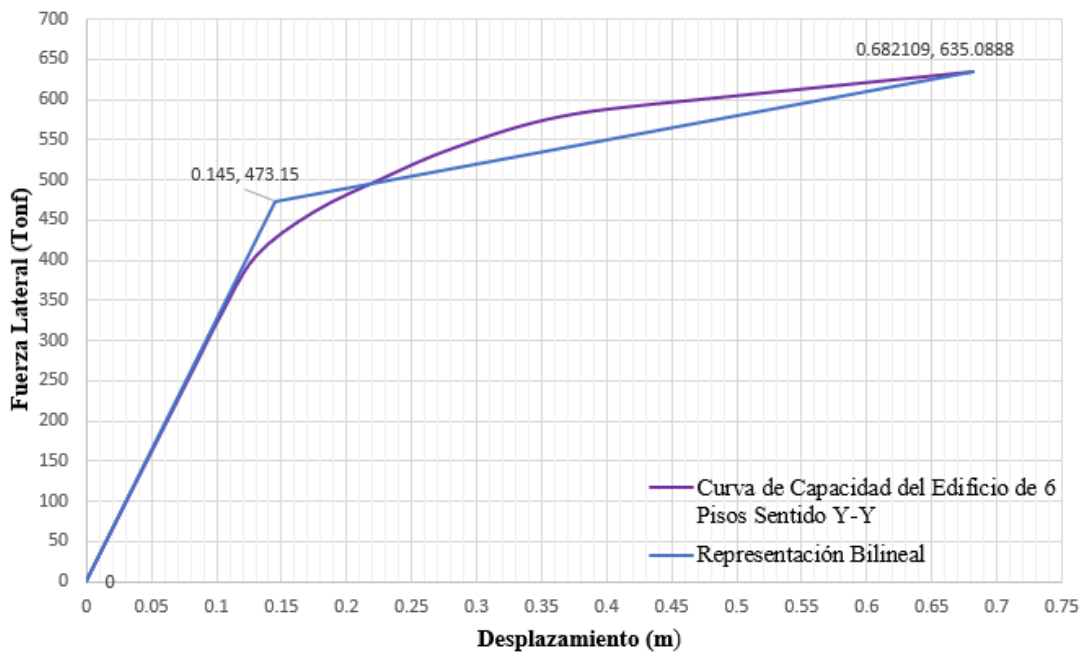
Representación Bilineal de la Curva de Capacidad del Edificio de 6 pisos con Columnas Cruciformes en la dirección X-X



Elaborado por: Los Autores

Figura 105

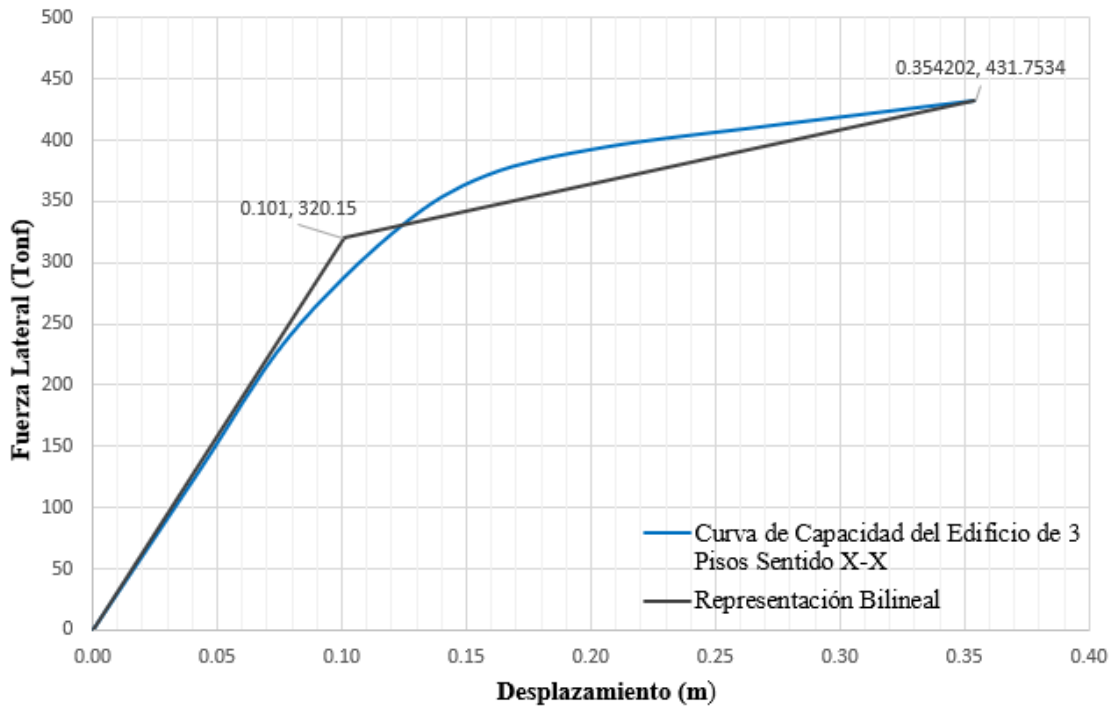
Representación Bilineal de la Curva de Capacidad del Edificio de 6 pisos con Columnas Cruciformes en la dirección Y-Y



Elaborado por: Los Autores

Figura 106

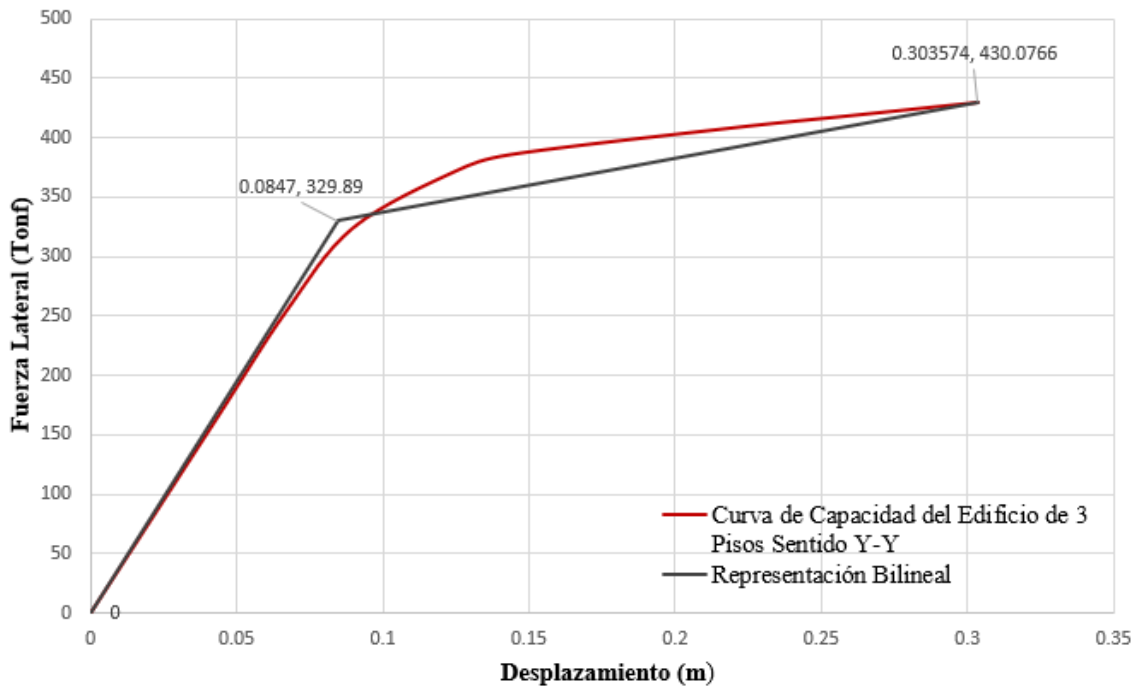
Representación Bilineal de la Curva de Capacidad del Edificio de 3 pisos con Columnas Cruciformes en la dirección X-X



Elaborado por: Los Autores

Figura 107

Representación Bilineal de la Curva de Capacidad del Edificio de 3 pisos con Columnas Cruciformes en la dirección Y-Y

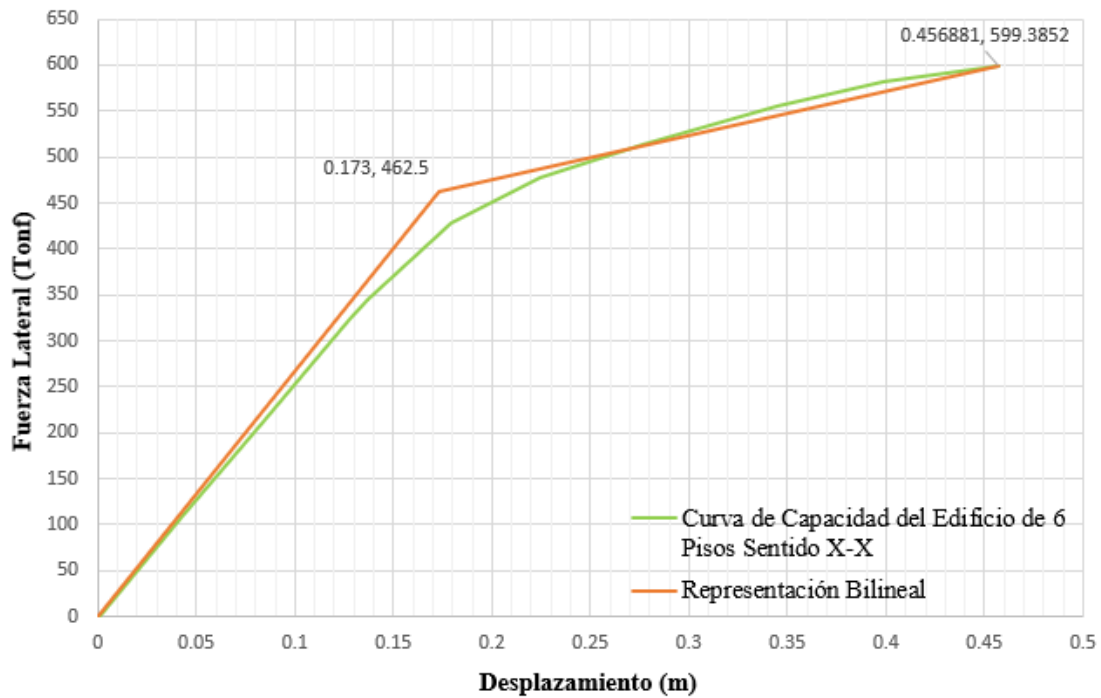


Elaborado por: Los Autores

6.4.2 Edificios con Columnas Tubulares

Figura 108

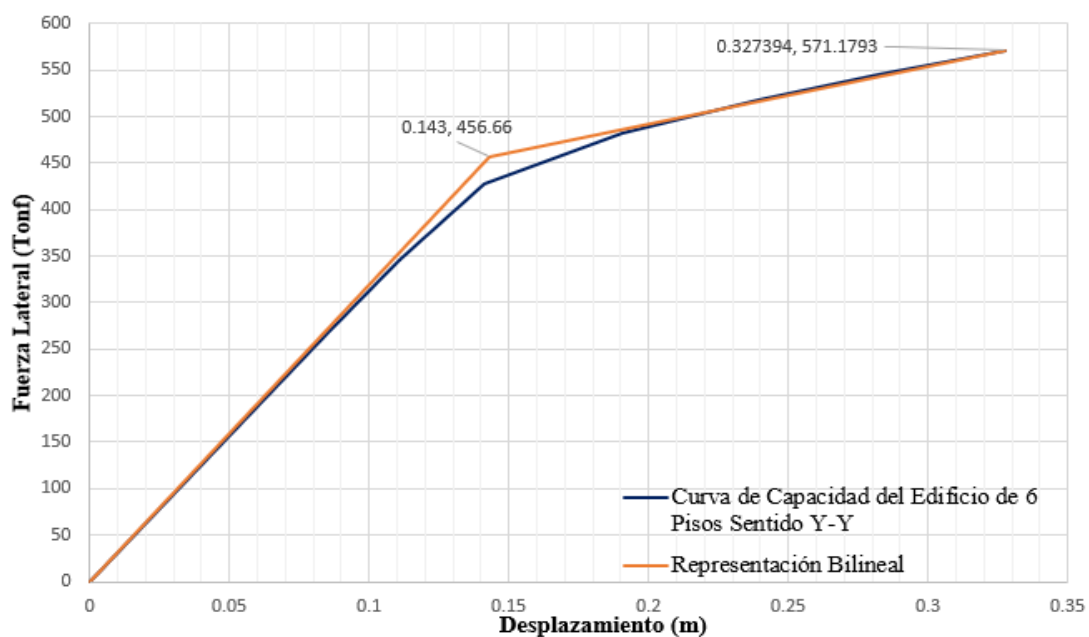
Representación Bilineal de la Curva de Capacidad del Edificio de 6 pisos con Columnas Tubulares en la dirección X-X



Elaborado por: Los Autores

Figura 109

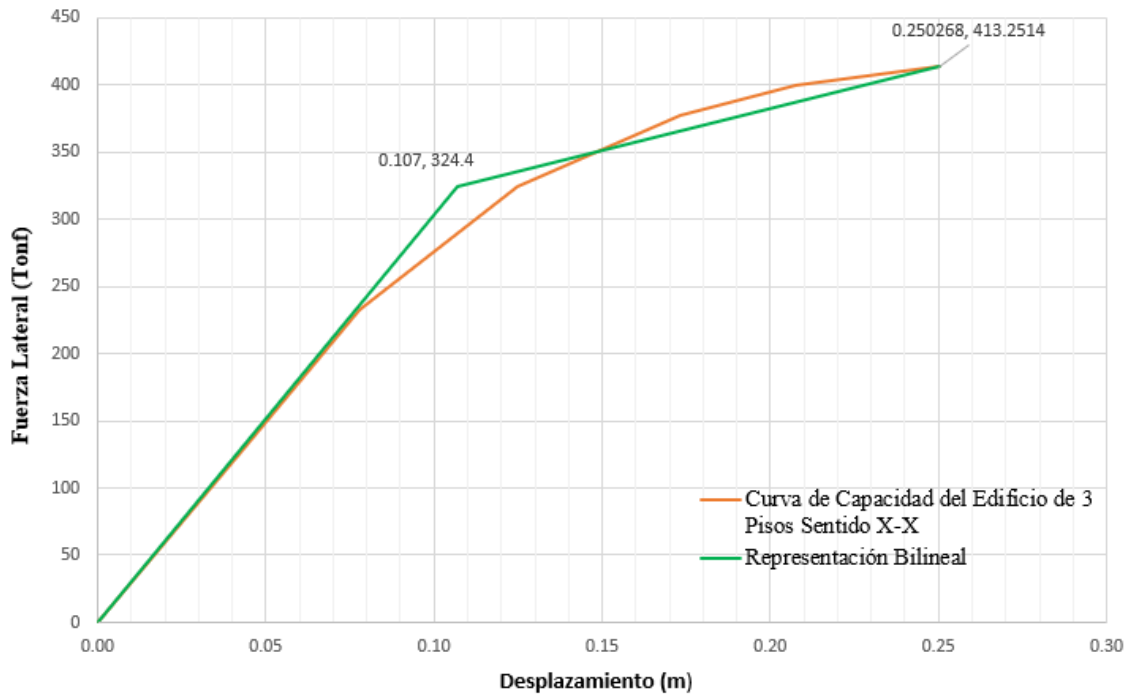
Representación Bilineal de la Curva de Capacidad del Edificio de 6 pisos con Columnas Tubulares en la dirección Y-Y



Elaborado por: Los Autores

Figura 110

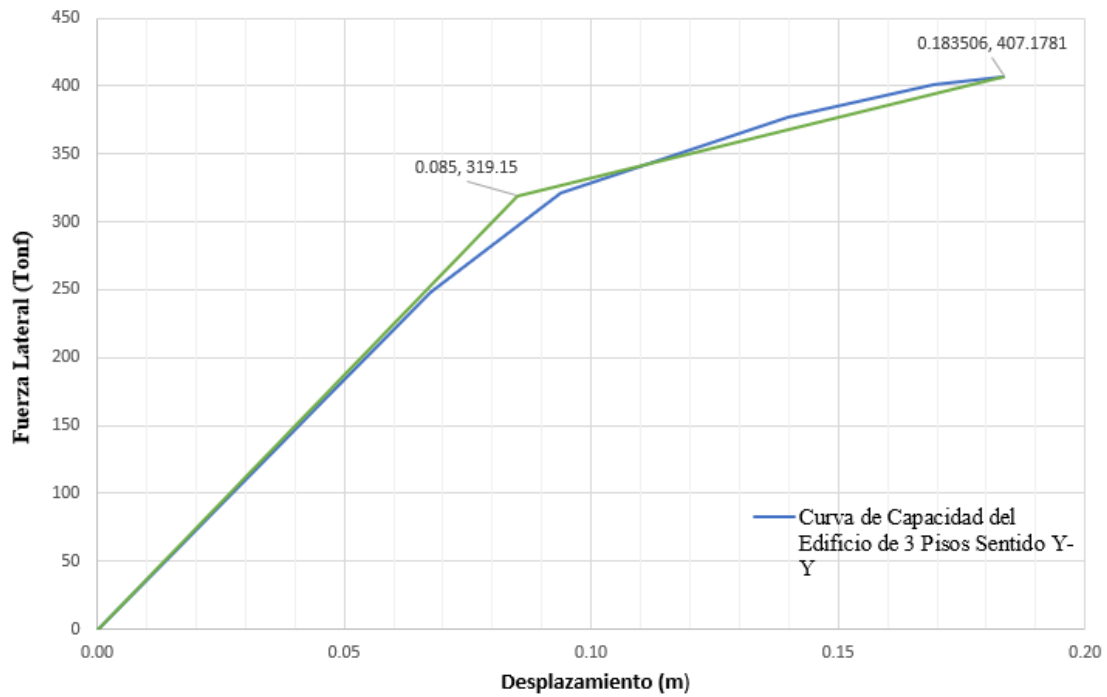
Representación Bilineal de la Curva de Capacidad del Edificio de 3 pisos con Columnas Tubulares en la dirección X-X



Elaborado por: Los Autores

Figura 111

Representación Bilineal de la Curva de Capacidad del Edificio de 3 pisos con Columnas Tubulares en la dirección Y-Y



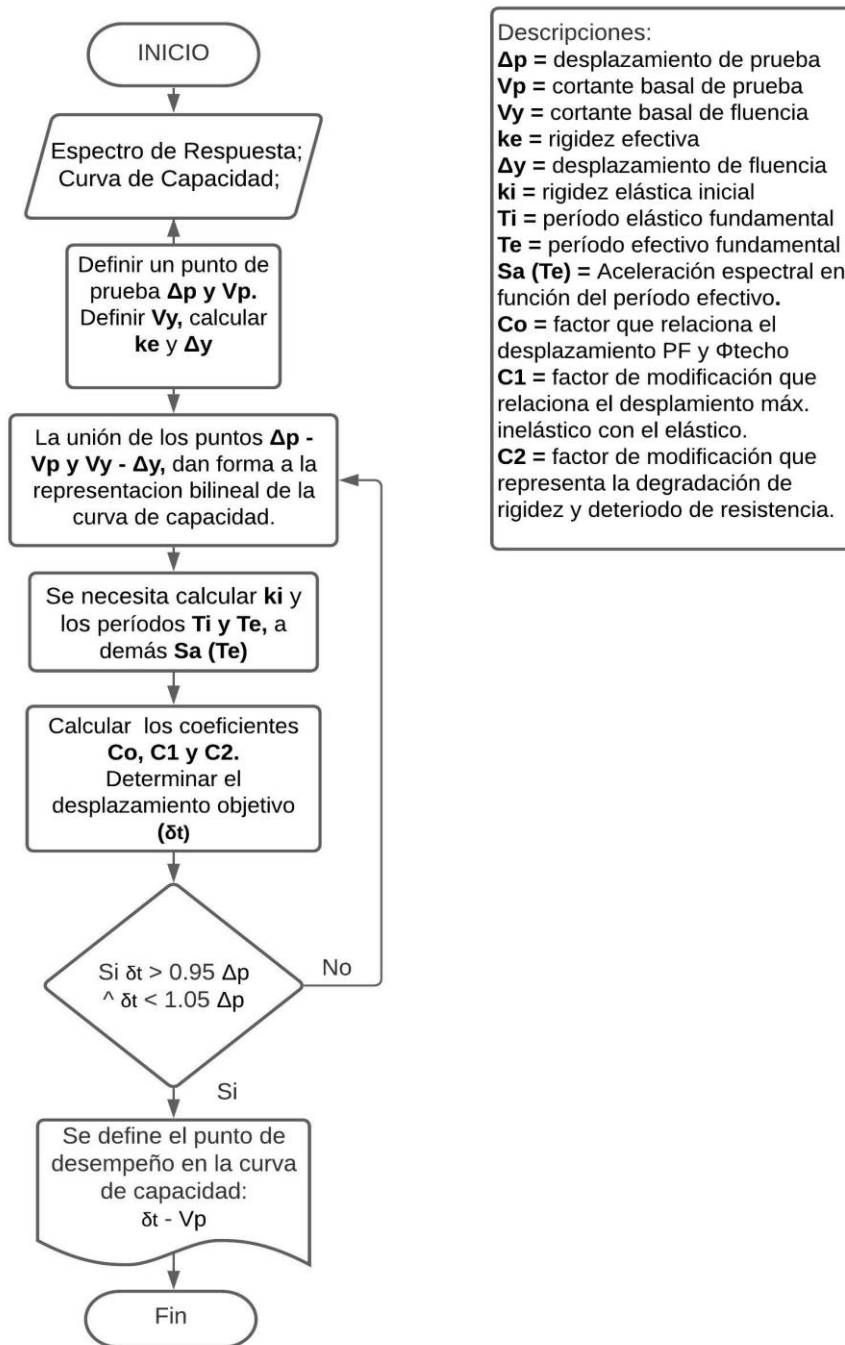
Elaborado por: Los Autores

6.5. Método de Coeficientes según FEMA 440

En la figura 112 se puede observar el Diagrama de flujo que guía el proceso del método de los coeficientes propuesto por el FEMA 440, para hallar los puntos de desempeño de las estructuras.

Figura 112

Diagrama de flujo – Método de los Coeficientes



Elaborado por: Los Autores

6.5.1 Puntos de Desempeño

El proceso para la obtención del punto de desempeño según el FEMA 440 para cada estructura modelada se muestra en el Anexo E.2 Los resultados se puede observar en la tabla 85-86

Tabla 85

Puntos de Desempeño de los Edificio con Columnas Cruciformes

Edificio 6 Pisos con Columnas Cruciformes			
<i>Dirección</i>	<i>Sismo</i>	<i>D_p(m)</i>	<i>V(Tonf)</i>
X-X	Diseño	0.252	485.787
Y-Y	Diseño	0.226	496.377
Edificio 3 Pisos con Columnas Cruciformes			
<i>Dirección</i>	<i>Sismo</i>	<i>D_p(m)</i>	<i>V(Tonf)</i>
X-X	Diseño	0.127	330.108
Y-Y	Diseño	0.102	336.762

Elaborado por: Los Autores

Tabla 86

Puntos de Desempeño de los Edificio con Columnas Tubulares

Edificio 6 Pisos con Columnas Tubulares			
<i>Dirección</i>	<i>Sismo</i>	<i>D_p(m)</i>	<i>V(Tonf)</i>
X-X	Diseño	0.251	494.985
Y-Y	Diseño	0.227	502.878
Edificio 3 Pisos con Columnas Tubulares			
<i>Dirección</i>	<i>Sismo</i>	<i>D_p(m)</i>	<i>V(Tonf)</i>
X-X	Diseño	0.129	335.018
Y-Y	Diseño	0.105	333.108

Elaborado por: Los Autores

6.6. Evaluación del Desempeño sísmico

El Desempeño Sísmico será evaluado para los resultados obtenidos por método del espectro de capacidad (ATC-40), debido a que los resultados entre este método y el de coeficientes son similares, dejando ver que no es necesario evaluar el desempeño por cada método realizado ya que se obtendría objetivos de desempeño parecidos.

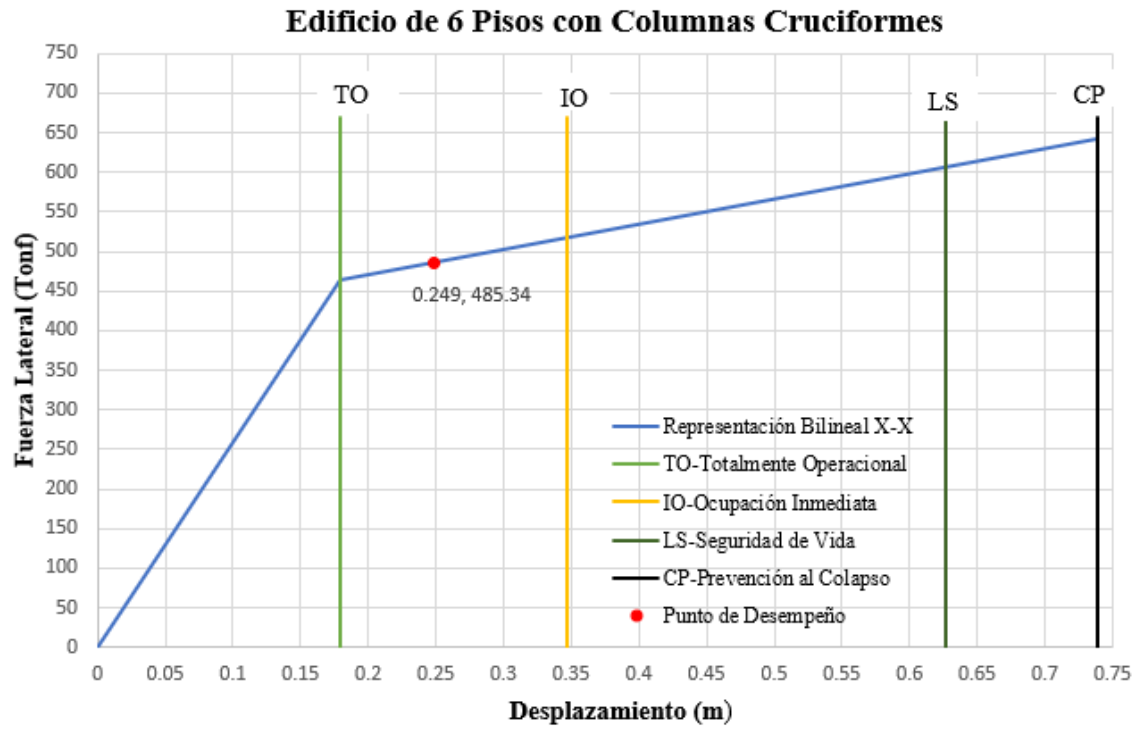
6.6.1 Evaluación para el Método del Espectro de Capacidad

Se evalúa el desempeño sísmico a partir de la Sectorización de la Curva de Capacidad propuesto por el ATC 40. Revisar la sección 2.11 (ver Figura 42).

6.6.1.1. Edificios con Columnas Cruciformes

Figura 113

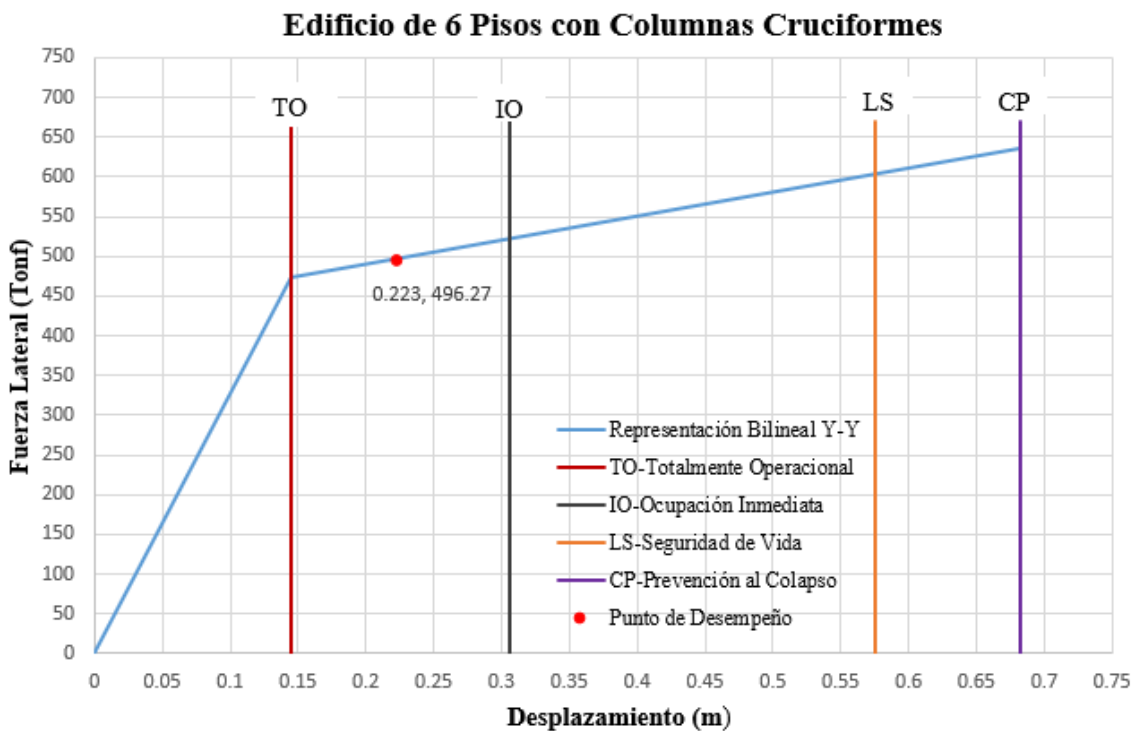
Desempeño Sísmico en Edificio de 6 pisos en la dirección X-X



Elaborado por: Los Autores

Figura 114

Desempeño Sísmico en Edificio de 6 pisos en la dirección Y-Y

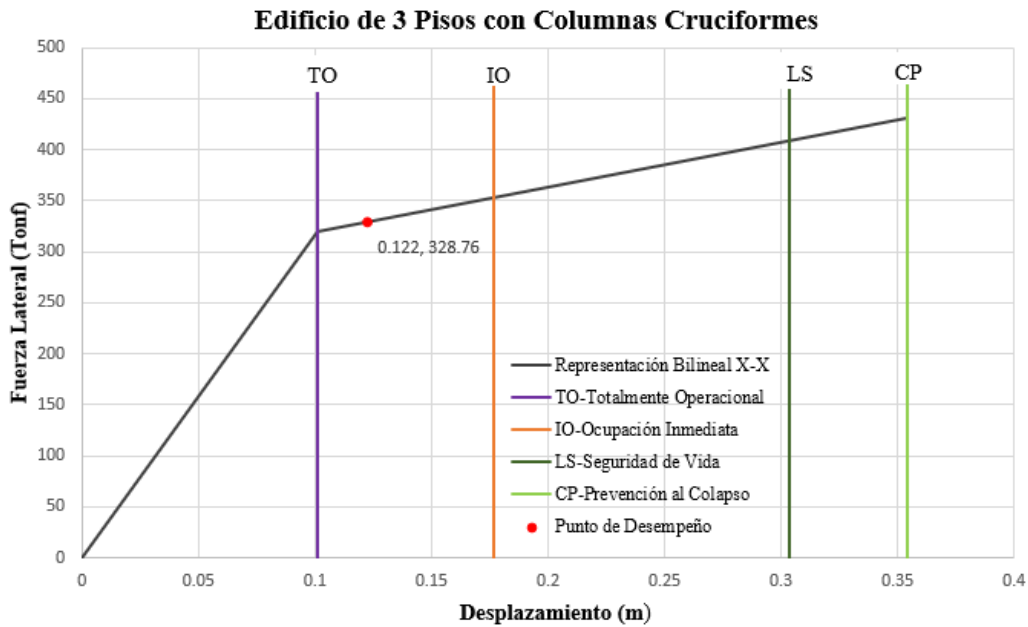


Elaborado por: Los Autores

En la dirección X-X se presenta un poco más de desplazamiento que la dirección Y-Y, esto ocurre porque la rigidez lateral de la estructura en el sentido X es menor, mientras que en el sentido Y es más rígida. Sin embargo, debido a la configuración estructural no hay gran diferencia entre los desplazamientos de cada dirección.

Figura 115

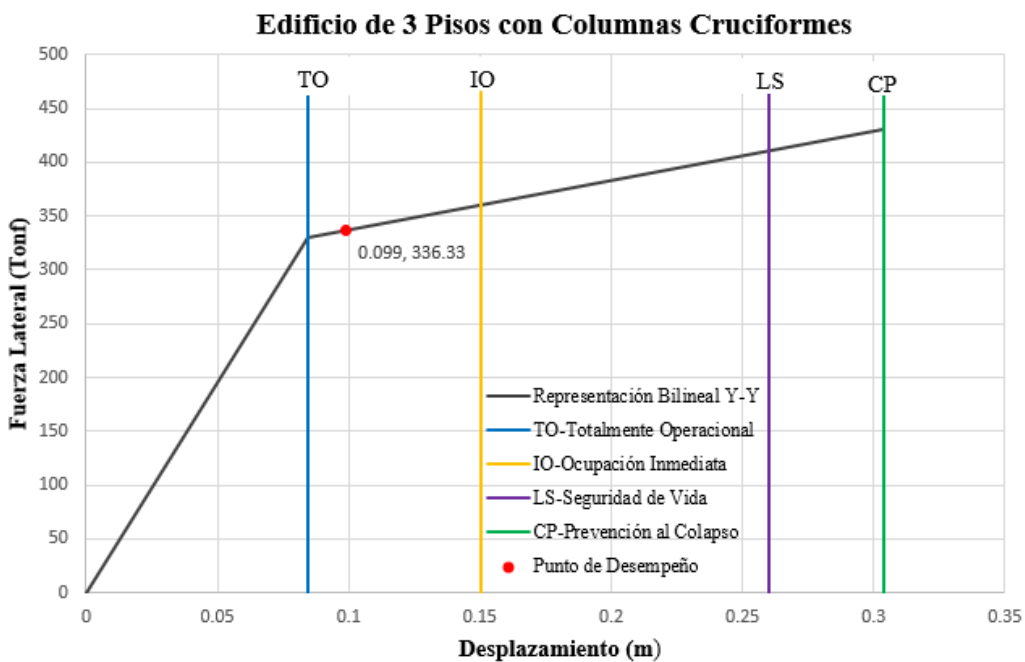
Desempeño Sísmico en Edificio de 3 pisos en la dirección X-X



Elaborado por: Los Autores

Figura 116

Desempeño Sísmico en Edificio de 3 pisos en la dirección Y-Y

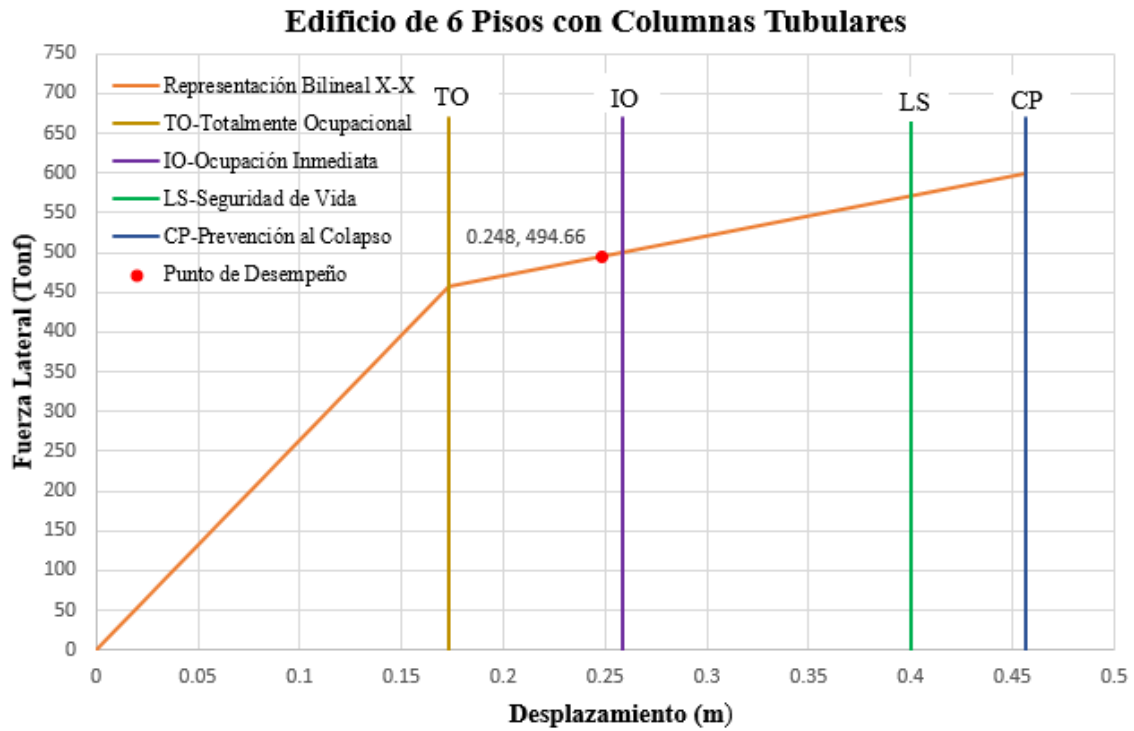


Elaborado por: Los Autores

6.6.1.2. Edificios con Columnas Tubulares

Figura 117

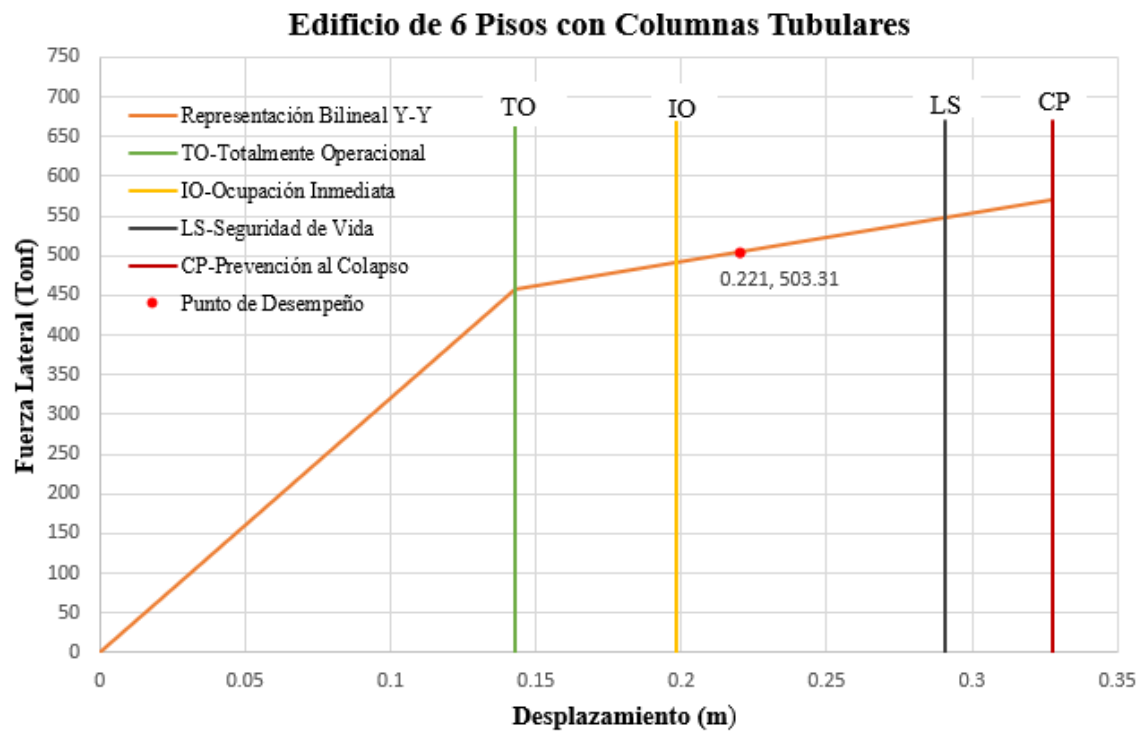
Desempeño Sísmico en Edificio de 6 pisos en la dirección X-X



Elaborado por: Los Autores

Figura 118

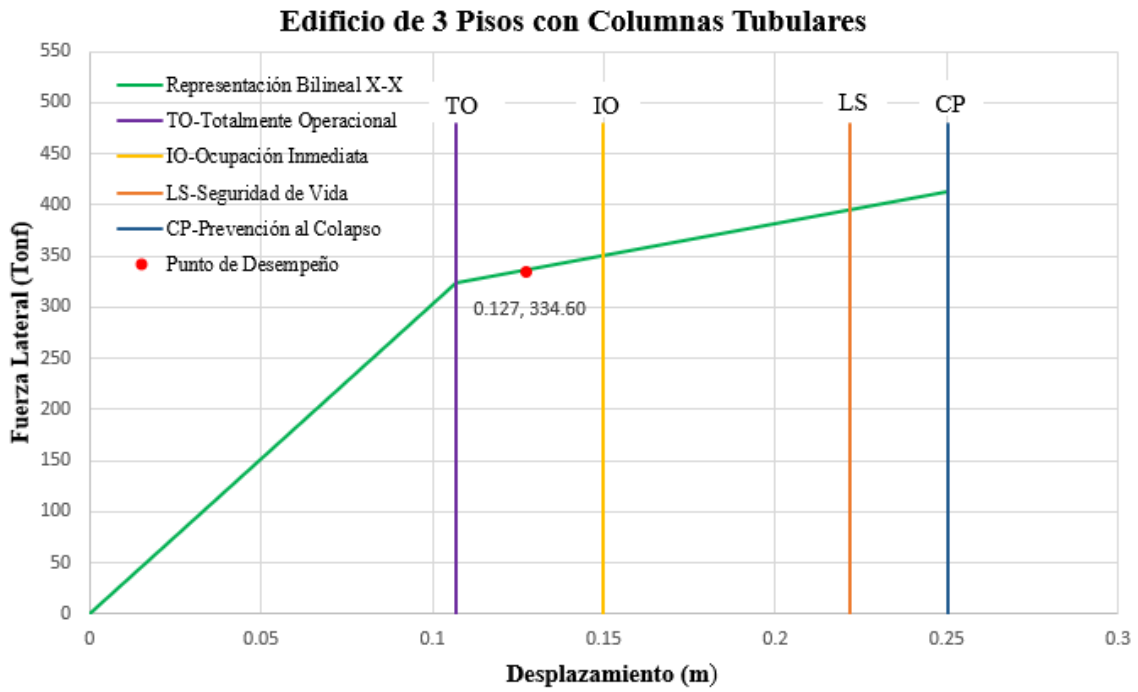
Desempeño Sísmico en Edificio de 6 pisos en la dirección Y-Y



Elaborado por: Los Autores

Figura 119

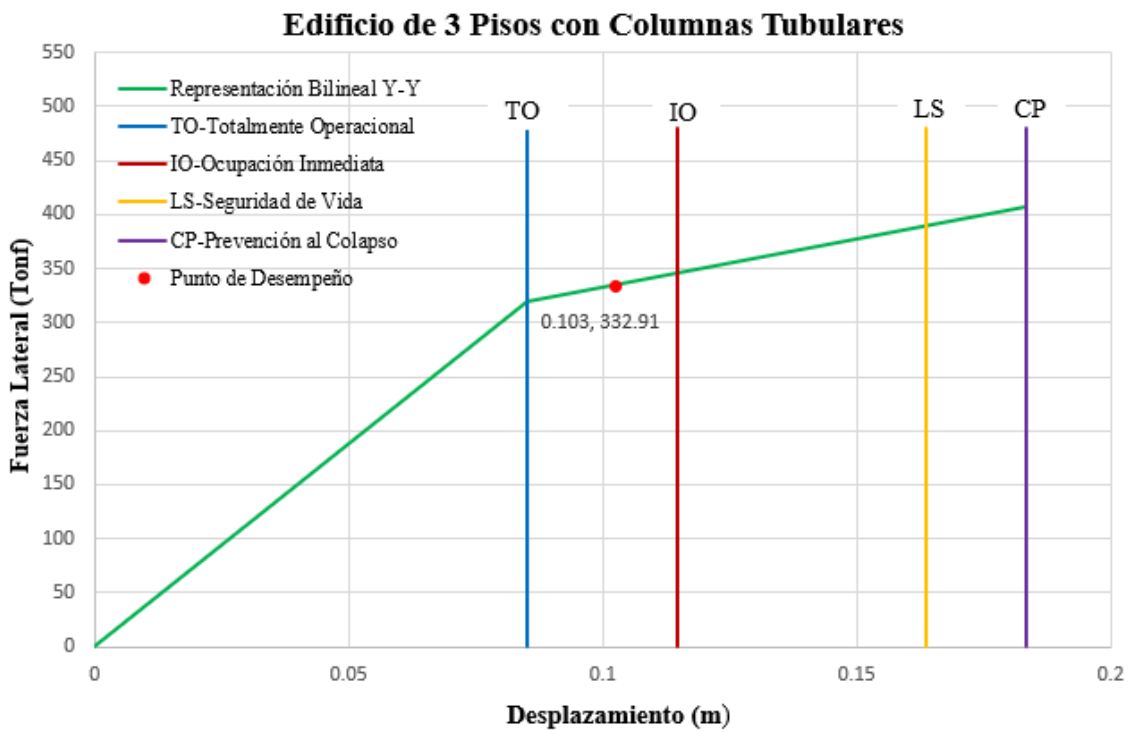
Desempeño Sísmico en Edificio de 3 pisos en la dirección X-X



Elaborado por: Los Autores

Figura 120

Desempeño Sísmico en Edificio de 3 pisos en la dirección Y-Y



Elaborado por: Los Autores

Finalmente, en la tabla 87 se presenta la Evaluación del desempeño de los edificios modelados para el nivel de amenaza sísmica de diseño, estos resultados son en base las Figuras 113 a la 120.

Tabla 87

Evaluación del Desempeño Sísmico para todos los Edificios

Dirección	Sismo	Totalmente Operacional (TO)	Ocupación Inmediata (IO)	Seguridad de Vida (LS)	Prevención de Colapso (CP)	¿Cumple con el Objetivo de Desempeño?
Edificio 6 Pisos Columnas Cruciformes						
X-X	Diseño					SI
Y-Y	Diseño					SI
Edificio 3 Pisos Columnas Cruciformes						
X-X	Diseño					SI
Y-Y	Diseño					SI
Edificio 6 Pisos Columnas Tubulares						
X-X	Diseño					SI
Y-Y	Diseño					SI
Edificio 6 Pisos Columnas Tubulares						
X-X	Diseño					SI
Y-Y	Diseño					SI

Elaborado por: Los Autores

6.6.2 Rotulas Plásticas por el análisis Tiempo – Historia

En las siguientes figuras se puede observar las rotulas plásticas generadas por el registro ingresado en SAP2000. El nivel de desempeño es similar en ambas direcciones, por lo que se detalla solo en X.

Figura 121

Rotulas plásticas del Edificio de 3 pisos con secciones cruciformes

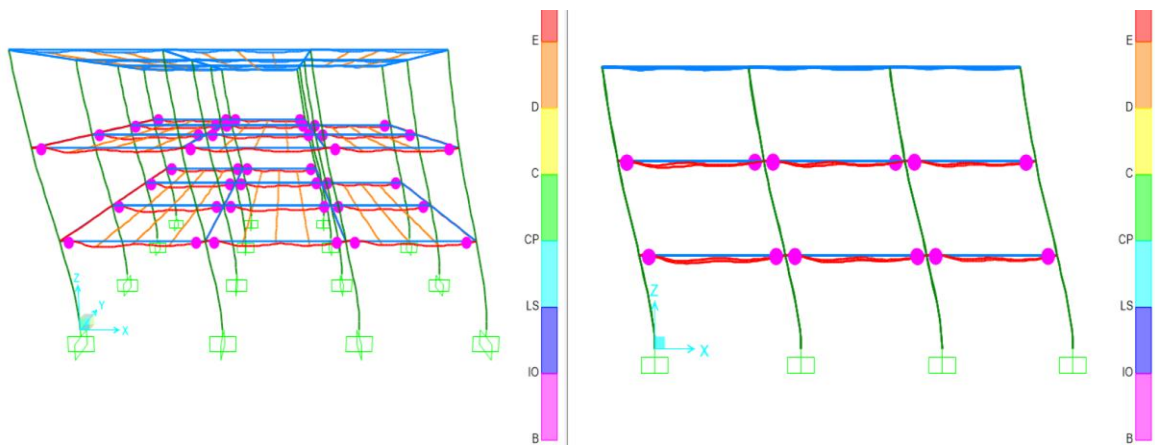


Figura 122

Rotulas plásticas del Edificio de 3 pisos con secciones tubulares

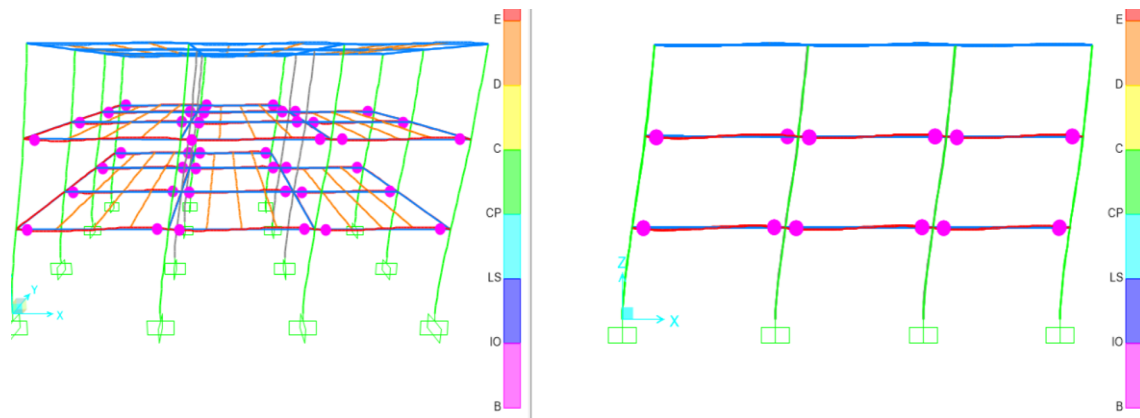


Figura 123

Rotulas plásticas del Edificios de 6 pisos con secciones cruciformes

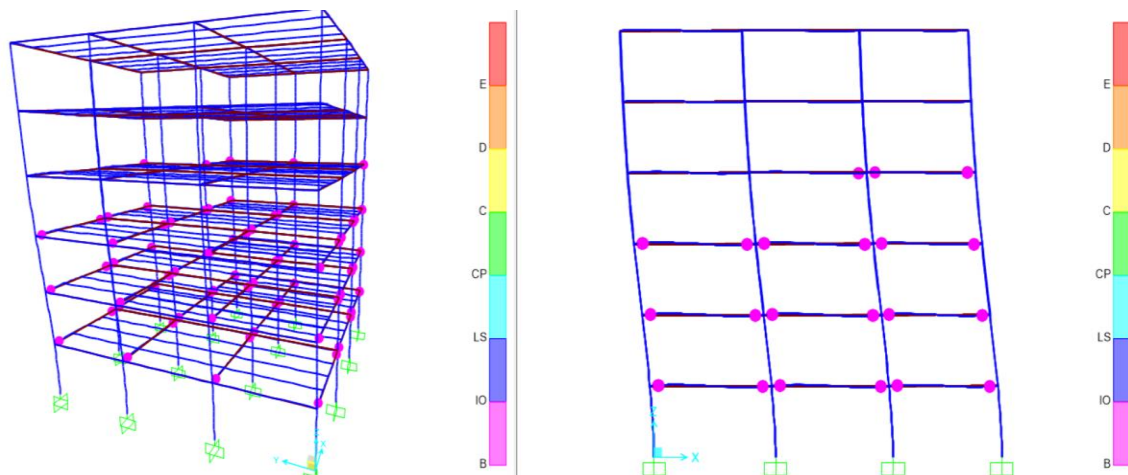
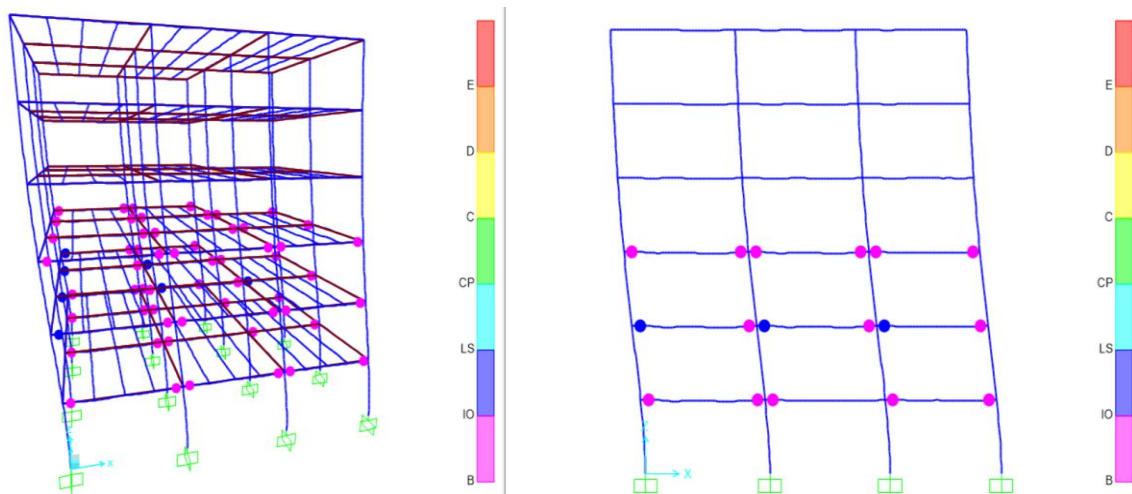


Figura 124

Rotulas plásticas del Edificios 6 pisos con secciones tubulares



6.6.3 Puntos de interés del análisis Tiempo – Historia

En la tabla 88 se resume los valores de los desplazamientos máximos obtenidos de cada estructura en dirección X e Y.

Tabla 88

Desplazamientos máximos por análisis TIEMPO - HISTORIA

Desplazamientos Máximos (cm)					
Dirección	Sismo	Edificios Tubulares		Edificios Cruciformes	
		3 pisos	6 pisos	3 pisos	6 pisos
X-X	Diseño	11.59	19.50	9.46	19.73
Y-Y	Diseño	11.47	20.10	9.46	20.16

Elaborado por: Los autores

CONCLUSIONES

El procedimiento de diseño para las columnas cruciformes se hizo en base a investigaciones y normativas como AISC 360-16 y AISC 341-13, teniendo como resultado el proceso a seguir en el presente trabajo.

El análisis estático no lineal “Pushover” realizado en la presente tesis permitió identificar el comportamiento de cada estructura modelada ante un evento sísmico severo de 475 años de recurrencia. Este método es una estimación adecuada del nivel de desempeño en términos de rigidez estructural, resistencia, ductilidad y disipación de energía.

El mecanismo de colapso de los cuatro edificios modelados, fue de falla dúctil donde se formó rótulas plásticas en las vigas y en el caso de las columnas se desarrollaron únicamente en la base de las estructuras.

El EuroCode (EC8-05) sugiere que la ductilidad global para marcos resistentes a momento debe ser mayor a 4. Por lo tanto, los edificios con columnas cruciformes de 3 y 6 pisos, incursionaron el rango inelástico alcanzando ductilidades entre 4.5 - 6.5. Sin embargo, las ductilidades obtenidas en los edificios con columnas tubulares de 3 y 6 pisos presentan valores entre 2.7 - 3.4, en consecuencia, no cumplen con lo sugerido por el código.

El nivel de desempeño de los edificios de 3 y 6 pisos con columnas cruciformes obtenido a partir de los métodos, como el espectro de capacidad y el de los coeficientes propuestos por el FEMA 440 dio como resultado para el sismo de diseño un nivel de desempeño de Operación Inmediata (IO), lo que significa que cumplen con los objetivos básicos de desempeño propuestos en este trabajo.

El nivel de desempeño del edificio de 3 pisos con columnas tubulares para el sismo de diseño fue de Operación Inmediata (IO). En cuanto al edificio de 6 pisos con columnas tubulares presenta un nivel de desempeño de Seguridad de Vida (LS), por lo que sigue cumpliendo con el objetivo de desempeño.

El análisis estático no lineal permitió determinar puntos de desempeño a partir de un espectro de diseño definido, por lo tanto, para corroborar dichos resultados se realizó un análisis dinámico no lineal (Tiempo-Historia), donde los valores obtenidos representan con suficiente aproximación la respuesta no lineal, verificando que los edificios de 3 y 6

pisos con columnas cruciformes se mantienen en el nivel de desempeño de Operación Inmediata (IO).

Con el análisis dinámico no lineal (Tiempo-Historia) se verificó que el edificio de 3 pisos con columnas tubulares tiene un nivel de desempeño de Operación Inmediata (IO). En cuanto al edificio de 6 pisos con columnas tubulares el nivel de desempeño es de Seguridad de Vida (LS), concluyendo que los niveles de desempeño son iguales a los determinados en el análisis estático no lineal.

La conexión precalificada usada en este trabajo para los edificios con columnas cruciformes fue la placa extremo extendida empernada, el cual presenta 3 alternativas que permiten unir la viga con la columna a partir de su geometría. En el presente trabajo se adoptó la conexión de placa extremo extendida de 4 pernos sin rigidizar ya que en la práctica local es fácil de lograr gracias a su simplicidad.

Finalmente, las estructuras de acero con columnas cruciformes, aportan un nivel de seguridad sísmica más real y garantizarán el comportamiento dúctil de los elementos, dado que es posible trabajar con el sistema estructural SMF, el cual usa conexiones precalificadas, mientras que las edificaciones con columnas tubulares se diseñan bajo los criterios de un sistema estructural IMF, ya que se tiene la incertidumbre del buen desempeño de los elementos estructurales, por la inexistencia de una conexión que cumpla los parámetros de calificación propuestos por el AISC.

RECOMENDACIONES

Recomendamos realizar el diseño basado en el desempeño sísmico en edificios nuevos o incluso en edificios existentes, ya que esta metodología permite verificar si las estructuras cumplen con la filosofía de diseño y los objetivos de desempeño establecidos según la importancia de la edificación a evaluar.

Cabe recalcar que el análisis no lineal “Pushover” se limita a estructuras cuyos principales modos de vibración son traslacionales, por lo tanto, se deberá verificar que la influencia de los modos superiores no sea significativa, caso contrario se debe realizar procedimientos de análisis dinámicos no lineales.

En el caso de realizar un análisis dinámico no lineal, se puede realizar evaluaciones con registros sísmicos sintéticos, los cuales sean compatibles con el Espectro de demanda sísmica.

La innovación de los sistemas estructurales en acero en el país ha sido deficiente, debido a la falta de investigación, por lo cual la propuesta de incluir en el diseño, secciones cruciformes, podría fomentar el desarrollo estructural dentro del campo de la Ingeniería Civil.

REFERENCIAS

AISC. (2011). *Seismic Design Manual*. Chicago, Illinois.

<https://www.aisc.org/publications/Seismic-design-manual/>

AISC 341. (2016). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. Chicago, Illinois: s.n., 2010. 60601-1802.

<https://n9.cl/ydrmo>

AISC 358. (2016). *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*, de American Institute of Steel Construction, Chicago.

<https://www.udocz.com/read/79452/norma-aisc-358-16>

AISC 360. (2016). *Specification for Structural Steel Buildings*, de American Institute of Steel Construction, Chicago.

<https://www.aisc.org/globalassets/aisc/publications/standards/a360-16w-rev-june-2019.pdf>

Aguiar Roberto, (2003), *Análisis sísmico por desempeño*, Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, 342 p., Quito.

https://www.researchgate.net/publication/280627456_Analisis_Sismico_por_De_sempeno

Aguiar, R. y Mora, P. (2015). *Sobre resistencia global en funcion de la demanda de Ductilidad*.

<https://n9.cl/uzfwq>

ASCE/SEI 7-13 (2013). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers.

https://www.waterboards.ca.gov/waterrights/water_issues/programs/bay_delta/california_waterfix/exhibits/docs/dd_jardins/DDJ-148%20ASCE%207-10.pdf

Arango, S., Paz, A., & Duque, M. (2009). Propuesta Metodológica para la Evaluación del Desempeño Estructural de una Estantería Metálica. Medellín.

<http://www.scielo.org.co/pdf/eia/n12/n12a11.pdf>

ATC-40. (1996). Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, ATC-40 Report, Volumes 1 and 2. California: Applied Technology Council.

http://www.dinochen.com/attachments/month_0901/atc-402.pdf

Barrios, J. (2017). Evaluación de conexiones a momento comunes en la práctica local para su uso en marcos dúctiles de acero [Tesis de maestría, Universidad Autónoma Metropolitana, Ciudad de México].

<http://hdl.handle.net/11191/6266>

Bonett, R. (2003). Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada [Tesis doctoral, Universidad Politécnica De Cataluña, Barcelona].

<https://www.tdx.cat/handle/10803/6230;jsessionid=82674A5A90E5333BB36DF8DF459A8FC>

Cárdenas, P. y Talmatch, V. (2016). Comparación técnica de estructuras metálicas, analizadas mediante el método lineal de segundo orden y análisis estático no lineal (Pushover) [Tesis de Pregrado, Pontificia Universidad Católica Del Ecuador, Quito].

<http://repositorio.puce.edu.ec/handle/22000/12309>

Cardoso, L. y Quishpe, L. (2014). *Diseño de conexiones precalificadas bajo AISC para pórticos resistentes a momento* [Tesis de Pregrado, Escuela Superior Politécnica de Chimborazo, Riobamba].

<http://dspace.esPOCH.edu.ec/bitstream/123456789/3531/1/15T00574.pdf>

Chopra, A. K. (2014). Dinámica de Estructuras (Cuarta ed.). México, D.F.: Pearson Educación

https://www.academia.edu/36451323/Dinamica_de_Estructuras_4Ed_Anil_K_Chopra

Choque J. Luque E. (2019). Análisis estático no lineal y evaluación del desempeño sísmico de un edificio de 8 niveles, diseñado con la norma E.030. [Tesis de Pregrado, Universidad Nacional de San Agustín de Arequipa, Perú].

<http://repositorio.unsa.edu.pe/handle/UNSA/8866>

Clough, R, Penzien, J. (1995). Dynamics of Structures. Third Edition. Berkley, CA 94704 USA.

<https://www.chaocompute.com/wp-content/uploads/2020/07/Dynamics-of-Structures-Clough-Penzien.pdf>

Crisafulli, F. (2013). Diseño sismorresistente de construcciones de Acero. Santiago de Chile. *Asociación Latinoamericana del Acero - Alacero*. ISBN: 978-956-8181-15-4.

<https://www.alacero.org/es/page/publicaciones/diseno-sismorresistente-de-construcciones-de-acero>

CSI. (2013) *Analysis Reference Manual For SAP2000, ETABS, SAFE and CSiBridge*. ISO# GEN062708M1 Rev.10. Berkeley, California, USA.

<https://ottegroup.com/wp-content/uploads/2021/02/ETABS2016-Analysis-Reference.pdf>

Delgadillo, J. (2005). Análisis no lineal estático de estructuras y la Norma E-030 [Tesis de Posgrado, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima].

<https://1library.co/document/qmw2v9wz-analisis-lineal-estatico-estructuras-norma.html>

Duarte, C., Martínez, M., Santamaria J., (2017). Análisis Estático No Lineal (Pushover) del Cuerpo Central del Edificio de la Facultad de Medicina de la Universidad de El Salvador.

[http://ri.ues.edu.sv/id/eprint/13405/1/Análisis%20estático%20no%20lineal%20\(Pushover\)%20del%20cuerpo%20central%20del%20edificio%20de%20la%20Facultad%20de%20Medicina%20de%20la%20Universidad%20de%20El%20Salvador.pdf](http://ri.ues.edu.sv/id/eprint/13405/1/Análisis%20estático%20no%20lineal%20(Pushover)%20del%20cuerpo%20central%20del%20edificio%20de%20la%20Facultad%20de%20Medicina%20de%20la%20Universidad%20de%20El%20Salvador.pdf)

Elnashai, A. & Sarno, L. (2008). Fundamentals of earthquake engineering. Inglaterra:
WILEY.

<https://www.wiley.com/enie/Fundamentals+of+Earthquake+Engineering:+From+Source+to+Fragility,+2nd+Edition-p-9781118678923>

FEMA 273 (1997). NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings. Federal
Emergency Management Agency, Washington DC, USA

<https://www.scinc.co.jp/nanken/pdf/fema273.pdf>

FEMA - 350. (2000) Recommended Seismic Design Criteria For Ives Steel Moment-
Frame Buildings.

<https://nehrpsearch.nist.gov/static/files/FEMA/PB2007111285.pdf>

FEMA 356. (2000). Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of
Buildings. Washington, D.C.: American Society of Civil Engineers for the Federal
Emergency Management Agency.

<https://www.nehrp.gov/pdf/fema356.pdf>

FEMA 440. (2005). Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures.
Washington, D.C.: Applied Technology Council (ATC-55 Project) for the Federal
Emergency Management Agency.

<https://nehrpsearch.nist.gov/static/files/FEMA/PB2008108249.pdf>

G. Rus Carlborg, (2008). *Cálculo plástico de estructuras de barras: teoría*, Granada:
Departamento de Mecánica de Estructuras. ISBN: 84-96856-48-8

https://www.ugr.es/~grus/docencia/ae/download/libro_plasticidad.pdf

IMCA (2012). “Código de Prácticas Generales del IMCA”. Instituto Mexicano de la
Construcción en Acero, A.C. Actualización en proceso.

https://www.researchgate.net/publication/261180251_Evaluacion_de_columnas_de_seccion_cruciforme_armadas_de_dos_perfiles_de_acero_IR

ITEA. (2010) Diseño de uniones en acero. Instituto Técnico de la Estructura en Acero. España. vol. 13.

http://www.webaero.net/ingenieria/estructuras/metallica/bibliografia_documentacion/itea/TOMO2.pdf

Mamani Ruther (2018). Determinación del nivel del desempeño sísmico de un edificio de 8 niveles en la ciudad de Juliaca. [Tesis de Pregrado, Universidad Nacional del Altiplano, Perú].

http://repositorio.unap.edu.pe/bitstream/handle/UNAP/10686/Mamani_Roque_Edwin_Ruther.pdf?sequence=1&isAllowed=y

McCormac, J. C. (2012). *Diseño de estructuras de acero (5a. ed.)*. D.F., México: Alfaomega Grupo Editor.

https://www.academia.edu/28111116/Diseño_de_Estructuras_De_Acero_McCormac_5ta_Ed_pdf

Mora, M., Villalba, J. y Maldonado, E. (2006). Deficiencias, limitaciones, ventajas y desventajas de las metodologías de análisis sísmico no lineal. *Revista Ingenierías Universidad de Medellín*, 5(9), 59-79.

<https://revistas.udem.edu.co/index.php/ingenierias/article/view/234>

Moreno, R. (2006). Evaluación del riesgo sísmico en edificios mediante análisis estático no lineal: Aplicación a diversos escenarios sísmicos de Barcelona (tesis doctoral). Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona.

<https://upcommons.upc.edu/handle/2117/93559?locale-attribute=en>

NEC-SE-AC. (2016). *Estructuras de Acero, de Norma Ecuatoriana de la Construcción*. Quito, Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.

<https://www.habitatyvivienda.gob.ec/documentos-normativos-nec-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>

Norma Ecuatoria de la Construcción. (2016). Factor de reducción de respuesta para estructuras diferentes a las de edificación Peligro Sísmico- Diseño Sismo Resistente, Quito Ecuador.

<https://www.habitatyvivienda.gob.ec/documentos-normativos-nec-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>

Olvera, T., y Mendoza, A. (2012). Evaluación de columnas de sección cruciforme armadas de dos perfiles de acero IR. *Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural*.

<https://n9.cl/wz3r0>

Ottazzi. (2011). Concreto Armado I [Tesis de Posgrado, Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima].

<https://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/20.500.12404/1055>

SEAO Vision 2000 Committe. (1995). Performance Based Seismic Engineering of Buildings. California: Structural Engineers Association of California.

<https://n9.cl/vqint>

Park, R., T. Paulay, (1986). *Estructuras de concreto reforzado*. Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Canterbury, Christchurch, Nueva Zelandia. Editorial Limusa, S.A. de C.V. México, D.F.

<https://es.scribd.com/document/364413331/32936633-Estructuras-de-Concreto-Reforzado-Park-and-Paulay-pdf>

E. Tae-Sung, P. Hong-Gun y L. Cheol-Ho, «Simplified method for estimation of beam plastic rotation demand in special moment-resisting steel-frame structures,» *Journal of Structural Engineering*, vol. 139, n° 11, 2012.

https://www.researchgate.net/publication/263402970_Estimation_of_Beam_Plastic_Rotation_Demands_for_Special_Moment-Resisting_Steel_Frames

Vega Alex (2021). Desarrollo de un software para el diseño de conexiones precalificadas conforme a la normativa ansi/aisc 358-16. [Tesis de Pregrado, Universidad Técnica de Ambato, Ambato].

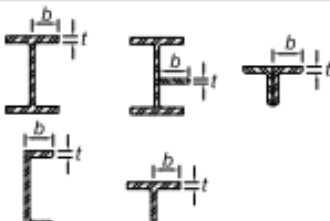
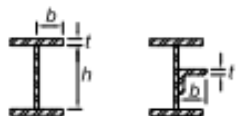
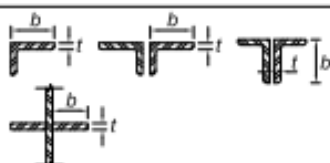

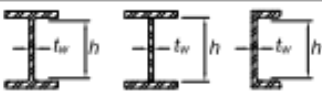

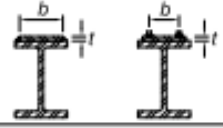

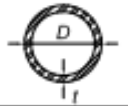
<https://repositorio.uta.edu.ec/handle/123456789/32382>

ANEXOS

ANEXO A.

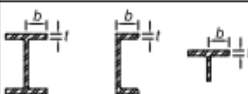

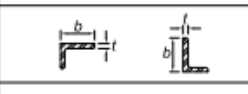
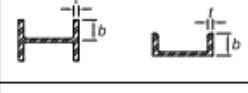

CRITERIOS ADICIONALES DEL MARCO TEORICO

Anexo A.1. Máximas relaciones Ancho-Espesor para elementos sujetos a compresión y flexión

TABLA B4.1b					
Razones Ancho-Espesor: Elementos en Compresión.					
Miembros sometidos a Flexión					
Casos	Descripción del Elemento	Razón Ancho Espesor	Razón Ancho-Espesor Límite λ (compacta / no compacta (esbelto / no esbelto))	Ejemplo	
Elementos No-Atesados	1	Alas de perfiles laminados, planchas conectadas a perfiles laminados, alas de pares de ángulos conectados continuamente, alas de canales y alas de secciones T.	b/t	$0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	2	Alas de perfiles I soldados y planchas o ángulos conectados a secciones soldadas.	b/t	$0.64 \sqrt{\frac{k_c E}{F_y}}$ ^[a]	
	3	Alas de perfiles ángulo laminados; alas de pares de ángulos con separadores y todo tipo de elementos no atesados.	b/t	$0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	4	Alma de Secciones T.	d/t	$0.75 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Elementos Atesados	5	Almas de secciones I con doble simetría y secciones canal.	h/t_w	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	6	Paredes de secciones HSS rectangulares y cajones de espesor uniforme.	b/t	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	7	Alas de sobre planchas y planchas diafragma entre líneas de conectores o soldadura.	b/t	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	8	Todo elemento atesador.	b/t	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	9	Tubos circulares.	D/t	$0.11 \frac{E}{F_y}$	

[a] $k_c = 4\sqrt{h/t_w}$, no menor que 0,35, ni mayor que 0,76 para propósitos de cálculo.

TABLA B4.1b
Razones Ancho-Espesor: Elementos en Compresión.
Miembros sometidos a Flexión

Casos	Descripción del Elemento	Razón Ancho Espesor	Razón Ancho - Espesor Límite		Ejemplo
			λ (compacta / no compacta)	λ (esbelto / no esbelto)	
Elementos No-Alisados	10 Flexión en alas de perfiles laminados, canales y tes.	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	11 Alas de secciones I soldadas con doble y simple simetría.	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.95 \sqrt{\frac{k_2 E}{F_c}}$ ^{[a] [b]}	
	12 Alas de ángulos simples.	b/t	$0.54 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.91 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	13 Alas de toda doble T y canal en torno a su eje más débil.	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	14 Almas de tes.	d/t	$0.84 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.52 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

Fuente: AISC 341-16

Anexo A.2. Máximas relaciones Ancho-Espesor para elementos sujetos a compresión y flexión

TABLE D1.1
Limiting Width-to-Thickness Ratios for Compression Elements for Moderately Ductile and Highly Ductile Members

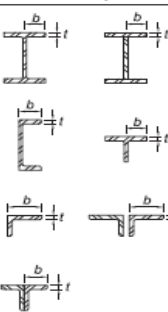
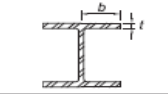

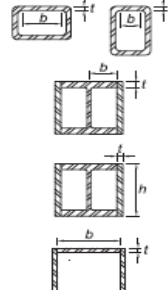
Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Example		
		λ_{hd} Highly Ductile Members	λ_{md} Moderately Ductile Members			
Unstiffened Elements	b/t	$0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$0.40 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$			
				not applicable	$0.48 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
				$0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$ ^[a]	$0.40 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
Stiffened Elements	b/t	$0.65 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$0.76 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$			
	b/t					
	h/t					
	b/t					

TABLE D1.1 (continued)
Limiting Width-to-Thickness Ratios for
Compression Elements for Moderately Ductile
and Highly Ductile Members

Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Example
		λ_{hd} Highly Ductile Members	λ_{md} Moderately Ductile Members	
Webs of rolled or built-up I shaped sections and channels used as diagonal braces	h/t_w	$1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
Where used in beams or columns as flanges in uniform compression due to axial, flexure, or combined axial and flexure: 1) Walls of rectangular HSS 2) Flanges and side plates of boxed I-shaped sections, webs and flanges of built-up box shapes	b/t	$0.65 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$1.18 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
	h/t			
Where used in beams, columns, or links, as webs in flexure, or combined axial and flexure: 1) Webs of rolled or built-up I-shaped sections or channels ^(b) 2) Side plates of boxed I-shaped sections 3) Webs of built-up box sections	h/t_w	For $C_a \leq 0.114$ $2.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (1 - 1.04 C_a)$ For $C_a > 0.114$ $0.88 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (2.68 - C_a)$ $\geq 1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	For $C_a \leq 0.114$ $3.96 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (1 - 3.04 C_a)$ For $C_a > 0.114$ $1.29 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (2.12 - C_a)$ $\geq 1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
	h/t	where $C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y}$ (LRFD) $C_a = \frac{O_u P_u}{P_y}$ (ASD)	where $C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y}$ (LRFD) $C_a = \frac{O_u P_u}{P_y}$ (ASD)	
	h/t	$P_y = R_y F_y A_g$	$P_y = R_y F_y A_g$	

Fuente: AISC 341-16

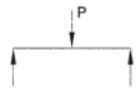
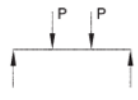
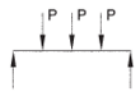
Anexo A.3. Valores Aproximados de Longitud Efectiva del AISC 360-16


TABLE C-A-7.1
Approximate Values of Effective Length Factor, K

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

Fuente: AISC 360-16

Anexo A.4. Valores Aproximados del Gradiente de Momento C_b

Load	Lateral Bracing Along Span	C_b
	None Load at midpoint	1.32
	At load point	1.67
	None Loads at third points	1.14
	At load points Loads symmetrically placed	1.67, 1.00, 1.67
	None Loads at quarter points	1.14
	At load points Loads at quarter points	1.67, 1.11, 1.11, 1.67

None	At midpoint	At third points	At quarter points	At fifth points
	1.14	1.30, 1.30	1.45, 1.01, 1.45	1.52, 1.08, 1.08, 1.52

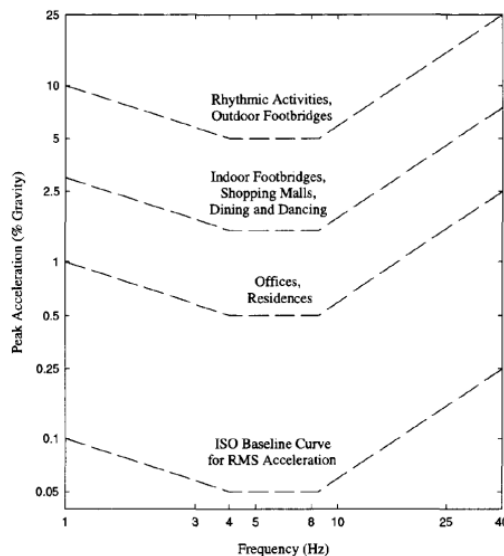
Note: Lateral bracing must always be provided at points of support per AISC Specification Chapter F.

Anexo A.5. Límites de Deflexión

Table 1. Deflection Limits, adapted from IBC Table 1604.4

CONSTRUCTION	LIVE	SNOW OR WIND	DEAD + LIVE
Roof members:			
Supporting plaster ceiling	// 360	// 360	// 240
Supporting nonplaster ceiling	// 240	// 240	// 180
Not supporting ceiling	// 180	// 180	// 120
Roof members supporting metal roofing:	// 150	-	// 60
Floor Members	// 360	-	// 240
Exterior walls and interior partitions:			
With brittle finishes	-	// 240	-
With flexible finishes	-	// 120	-
Secondary wall members supporting metal siding	-	// 90	-

Anexo A.6. Aceleración máxima recomendada para comodidad humana para vibraciones debidas a actividades humanas

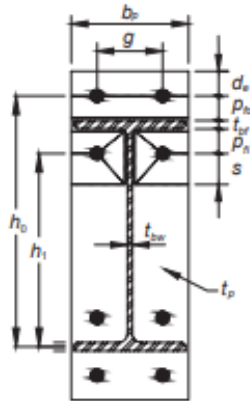
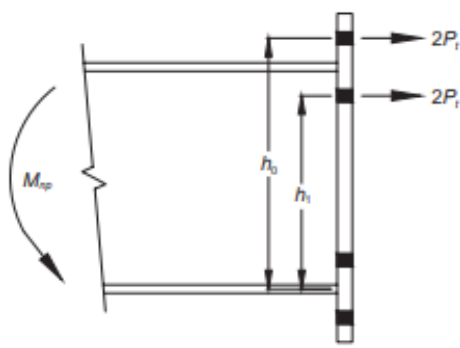


Anexo A.7. Límites paramétricos de precalificación

Parámetro	Cuatro pernos sin rigidizadores (4E)		Cuatro pernos con rigidizadores (4ES)		Ocho pernos con rigidizadores (8ES)	
	Máximo mm (in)	Mínimo mm (in)	Máximo mm (in)	Mínimo mm (in)	Máximo mm (in)	Mínimo mm (in)
t_{bf}	19 $\left(\frac{3}{4}\right)$	10 $\left(\frac{3}{8}\right)$	19 $\left(\frac{3}{4}\right)$	10 $\left(\frac{3}{8}\right)$	25(1)	14 $\left(\frac{9}{16}\right)$
b_{bf}	235 $\left(9\frac{1}{4}\right)$	152(6)	229(9)	152(6)	311 $\left(12\frac{1}{4}\right)$	190 $\left(7\frac{1}{2}\right)$
d	1400(55)	349 $\left(13\frac{3}{4}\right)$	610(24)	349 $\left(13\frac{3}{4}\right)$	914(36)	457(18)
t_p	57 $\left(2\frac{1}{4}\right)$	13 $\left(\frac{1}{2}\right)$	38 $\left(1\frac{1}{2}\right)$	13 $\left(\frac{1}{2}\right)$	64 $\left(2\frac{1}{2}\right)$	19 $\left(\frac{3}{4}\right)$
b_p	273 $\left(10\frac{3}{4}\right)$	178(7)	273 $\left(10\frac{3}{4}\right)$	178(7)	381(15)	229(9)
g	152(6)	102(4)	152(6)	83 $\left(3\frac{1}{4}\right)$	152(6)	127(5)
p_{fi}, p_{fo}	114 $\left(4\frac{1}{2}\right)$	38 $\left(1\frac{1}{2}\right)$	140 $\left(5\frac{1}{2}\right)$	44 $\left(1\frac{3}{4}\right)$	51(2)	41 $\left(1\frac{5}{8}\right)$
b_p	-	-	-	-	95 $\left(3\frac{3}{2}\right)$	89 $\left(3\frac{1}{2}\right)$

Elaborado por: Los autores. Fuente: AISC 358-16

Anexo A.8. Parámetro del mecanismo de línea de falla de la placa extremo

<p align="center">TABLE 6.2 Summary of Four-Bolt Extended Unstiffened End-Plate Yield Line Mechanism Parameter</p>	
End-Plate Geometry and Yield Line Pattern	Bolt Force Model
	
<p>End-Plate</p> $Y_p = \frac{b_p}{2} \left[h_i \left(\frac{1}{p_{fi}} + \frac{1}{s} \right) + h_o \left(\frac{1}{p_{bo}} \right) - \frac{1}{2} \right] + \frac{2}{g} [h_i (p_{fi} + s)]$ $s = \frac{1}{2} \sqrt{b_p g} \quad \text{Note: If } p_{fi} > s, \text{ use } p_{fi} = s.$	

Anexo A.9. Tamaño mínimo de soldadura de filete

TABLA J2.4 Tamaño Mínimo de Soldadura de Filete	
Espesor de parte unida más delgada, mm	Tamaño mínimo de soldadura de filete[a], mm
Hasta 6 inclusive	3
Entre 6 y 13	5
Entre 13 y 19	6
Mayor que 19	8

[a] Dimensión del pie de la soldadura de filete. Se deben utilizar soldaduras de paso simple.
Nota: Ver la Sección J2.2b para el tamaño máximo de soldaduras de filete.

Fuente: AISC 360-16

Anexo A.10. Parámetro del mecanismo de línea de falla del patín de la columna no rigidizada y rigidizada

TABLE 6.5 Summary of Four-Bolt Extended Column Flange Yield Line Mechanism Parameter	
Unstiffened Column Flange Geometry and Yield Line Pattern	Stiffened Column Flange Geometry and Yield Line Pattern
Unstiffened Column Flange	$Y_c = \frac{b_{cf}}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{s} \right) + h_0 \left(\frac{1}{s} \right) \right] + \frac{2}{g} \left[h_1 \left(s + \frac{3c}{4} \right) + h_0 \left(s + \frac{c}{4} \right) + \frac{c^2}{2} \right] + \frac{g}{2}$ $s = \frac{1}{2} \sqrt{b_{cf} g}$
Stiffened Column Flange	$Y_c = \frac{b_{cf}}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{s} + \frac{1}{\rho_{si}} \right) + h_0 \left(\frac{1}{s} + \frac{1}{\rho_{so}} \right) \right] + \frac{2}{g} \left[h_1 (s + \rho_{si}) + h_0 (s + \rho_{so}) \right]$ $s = \frac{1}{2} \sqrt{b_{cf} g} \quad \text{Note: If } \rho_{si} > s, \text{ use } \rho_{si} = s.$

Anexo A.11. Clasificación de los perfiles de suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360$ m/s

	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100 \text{ KPa}$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50 \text{ kPa}$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180 \text{ m/s}$
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50 \text{ kPa}$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1—Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	F2—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	F3—Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con índice de Plasticidad IP > 75)	
	F4—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 30m)	
	F5—Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
F6—Rellenos colocados sin control ingenieril.		

Anexo A.12. Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto

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	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

Anexo A.13. Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca

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	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Anexo A.14. Comportamiento no lineal de los suelos

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	≥0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

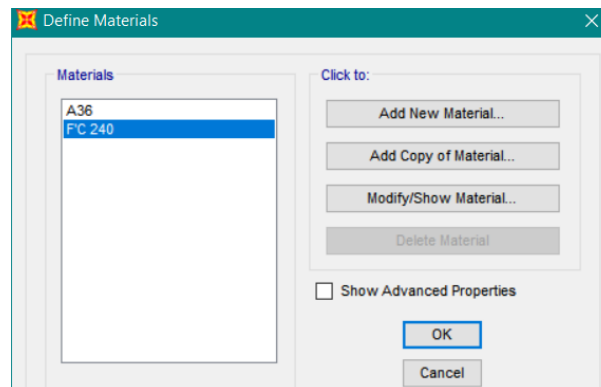
Anexo A.15. Coeficiente del tipo de Estructura

Tipo de estructura	C_t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

ANEXO B.

DATOS PARA MODELOS EN SAP2000

Anexo B.1. Materiales para SAP2000



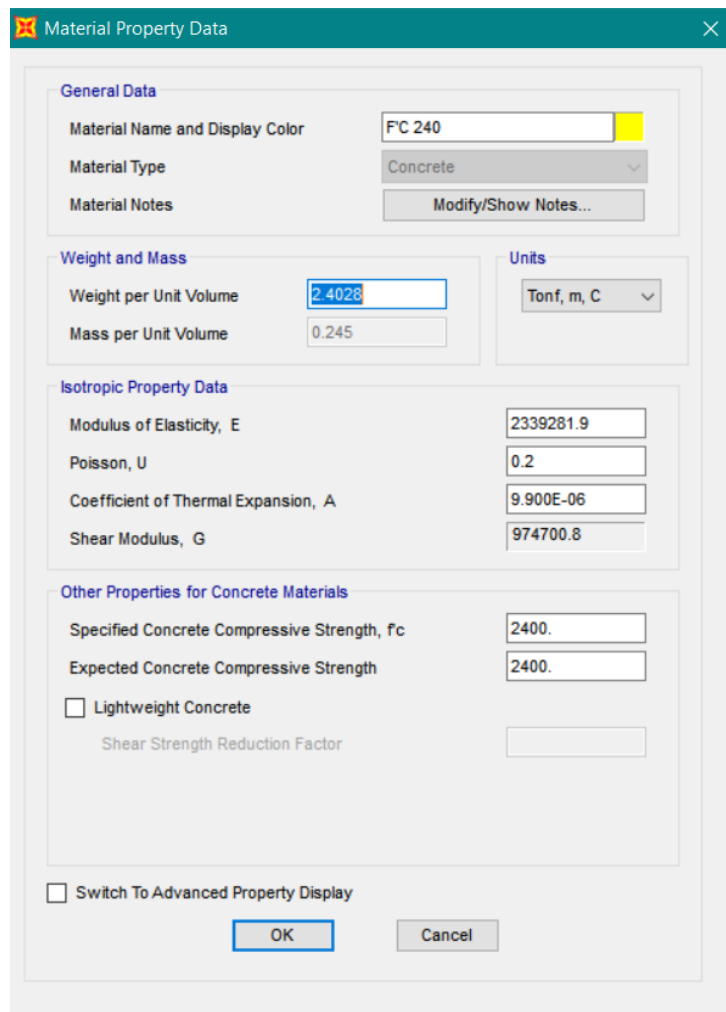
Anexo B1.1. Valores para el Acero A36

The 'Material Property Data' dialog box for material A36 displays the following values:

Property	Value
Material Name and Display Color	A36
Material Type	Steel
Material Notes	Modify/Show Notes...
Weight per Unit Volume	7.849
Mass per Unit Volume	0.8004
Units	Tonf, m, C
Modulus of Elasticity, E	20389019.
Poisson, U	0.3
Coefficient of Thermal Expansion, A	1.170E-05
Shear Modulus, G	7841930.
Minimum Yield Stress, Fy	25310.507
Minimum Tensile Stress, Fu	40778.04
Effective Yield Stress, Fye	37965.76
Effective Tensile Stress, Fue	44855.84

At the bottom, there is a checkbox for 'Switch To Advanced Property Display' and 'OK' and 'Cancel' buttons.

Anexo B1.2. Valores para el Hormigón $f'c = 242 \frac{kgf}{cm^2}$



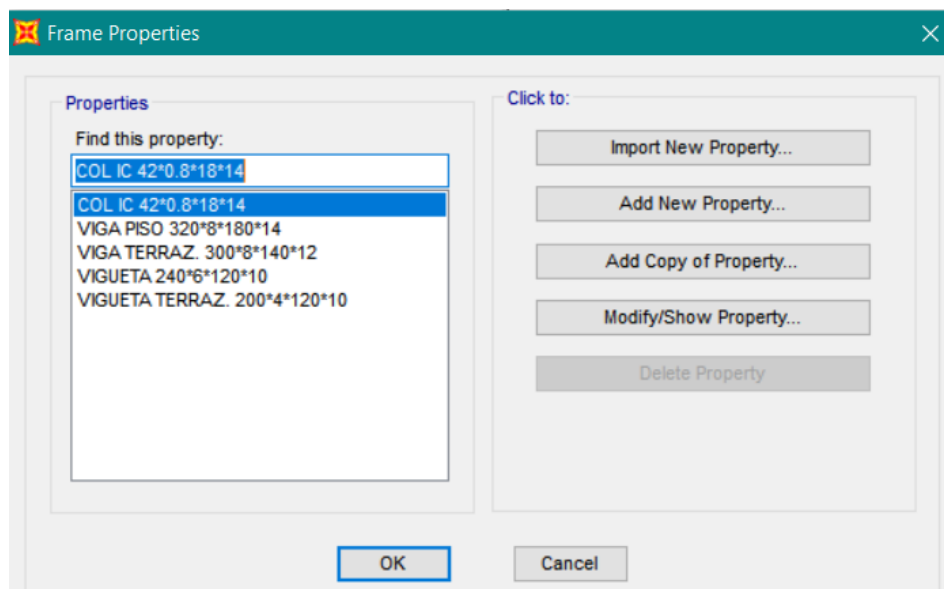
The image shows a 'Material Property Data' dialog box with the following fields and values:

- General Data:**
 - Material Name and Display Color: FC 240
 - Material Type: Concrete
 - Material Notes: Modify/Show Notes...
- Weight and Mass:**
 - Weight per Unit Volume: 2.4028
 - Mass per Unit Volume: 0.245
- Units:** Tonf, m, C
- Isotropic Property Data:**
 - Modulus of Elasticity, E: 2339281.9
 - Poisson, U: 0.2
 - Coefficient of Thermal Expansion, A: 9.900E-06
 - Shear Modulus, G: 974700.8
- Other Properties for Concrete Materials:**
 - Specified Concrete Compressive Strength, f_c : 2400.
 - Expected Concrete Compressive Strength: 2400.
 - Lightweight Concrete
 - Shear Strength Reduction Factor: (empty)
- Switch To Advanced Property Display

Buttons: OK, Cancel

Anexo B2. Secciones en SAP2000

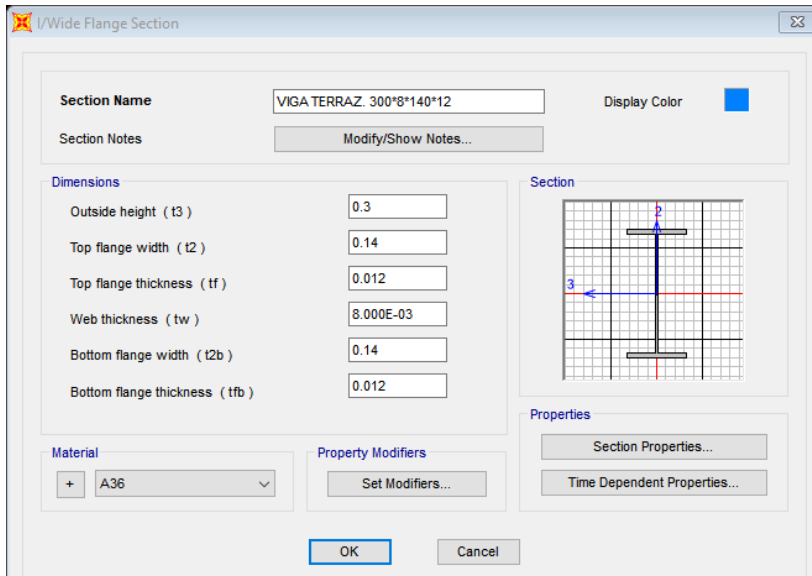
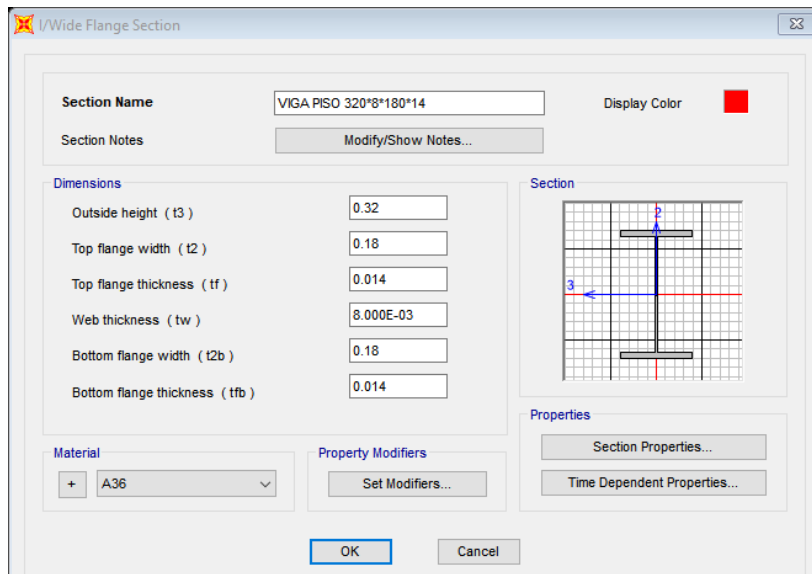
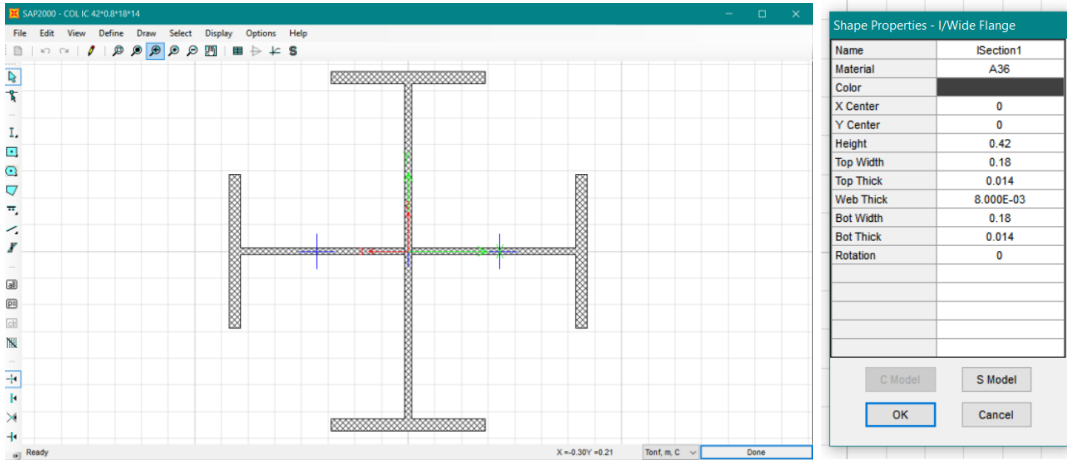
Anexo B2.1. Secciones del Edificio de 3 pisos con columnas cruciformes

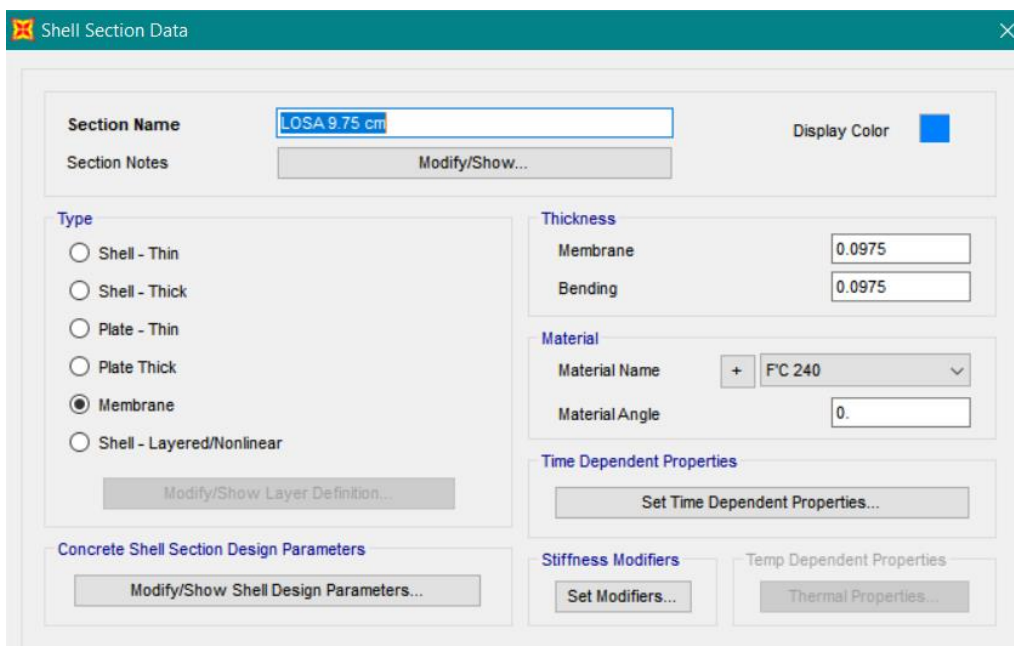
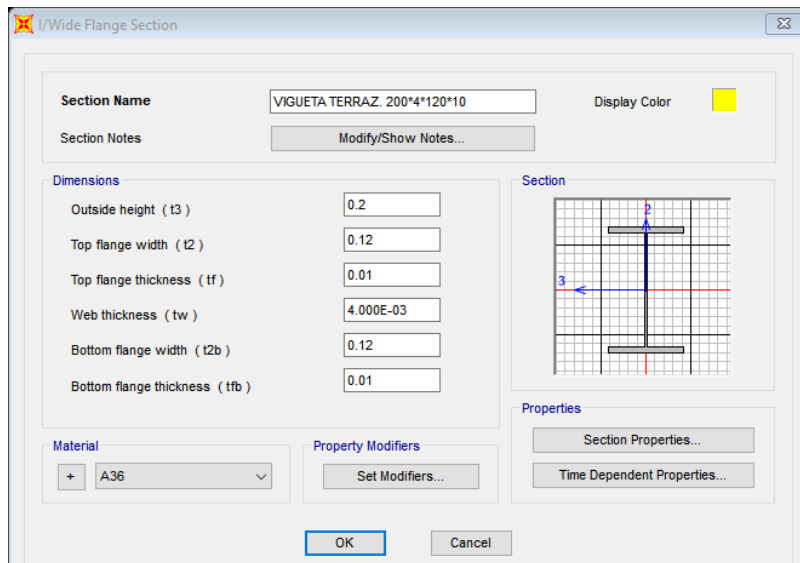
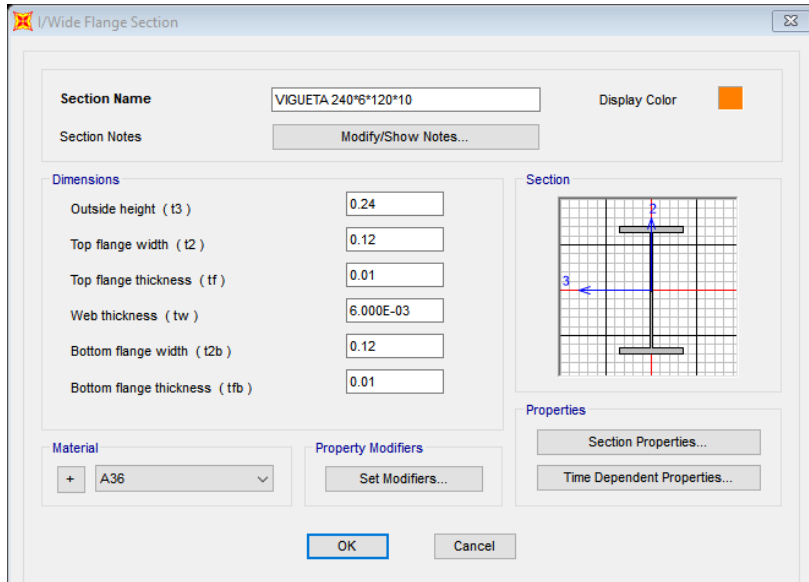


The image shows a 'Frame Properties' dialog box with the following content:

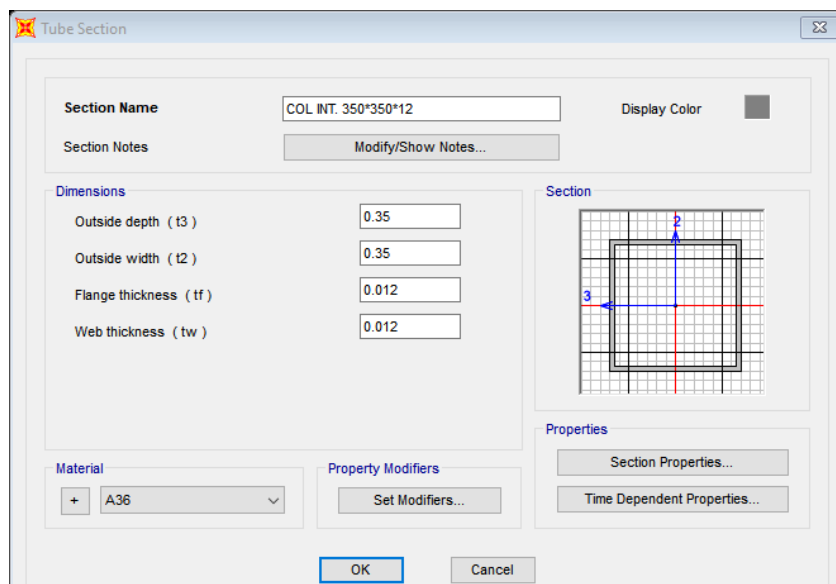
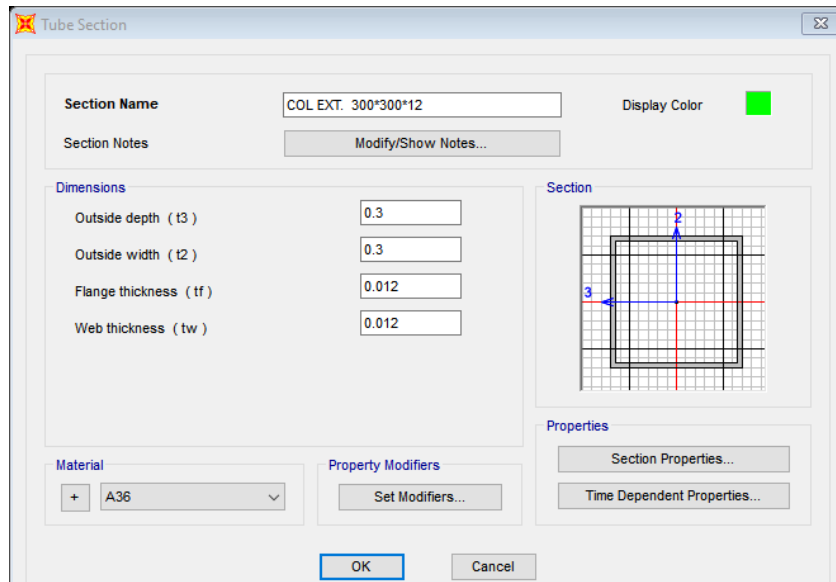
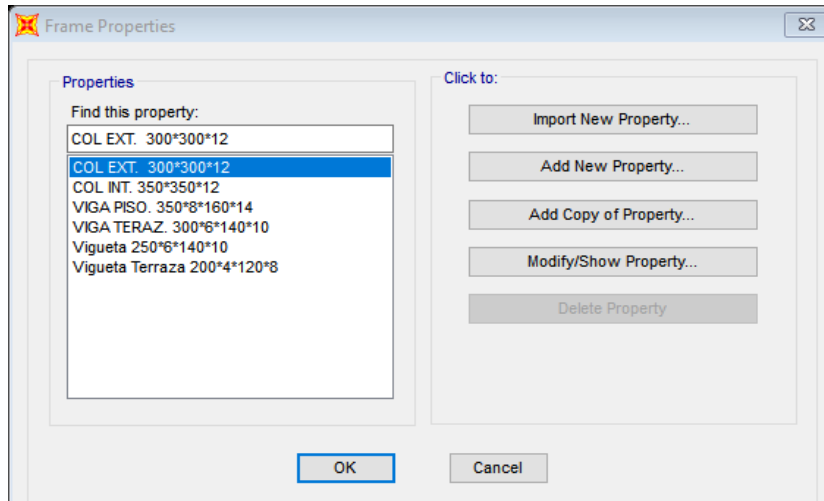
- Properties:**
 - Find this property: COL IC 42*0.8*18*14
 - COL IC 42*0.8*18*14
 - VIGA PISO 320*8*180*14
 - VIGA TERRAZ. 300*8*140*12
 - VIGUETA 240*6*120*10
 - VIGUETA TERRAZ. 200*4*120*10
- Click to:**
 - Import New Property...
 - Add New Property...
 - Add Copy of Property...
 - Modify/Show Property...
 - Delete Property

Buttons: OK, Cancel





Anexo B2.2. Secciones del Edificio de 3 pisos con columnas tubulares



Wide Flange Section

Section Name: VIGA PISO. 350*8*160*14 Display Color: ■

Section Notes:

Dimensions

Outside height (t3)	<input type="text" value="0.35"/>
Top flange width (t2)	<input type="text" value="0.16"/>
Top flange thickness (tf)	<input type="text" value="0.014"/>
Web thickness (tw)	<input type="text" value="8.000E-03"/>
Bottom flange width (t2b)	<input type="text" value="0.16"/>
Bottom flange thickness (tfb)	<input type="text" value="0.014"/>

Section

Material: A36

Property Modifiers:

Properties:

Wide Flange Section

Section Name: VIGA TERAZ. 300*6*140*10 Display Color: ■

Section Notes:

Dimensions

Outside height (t3)	<input type="text" value="0.3"/>
Top flange width (t2)	<input type="text" value="0.14"/>
Top flange thickness (tf)	<input type="text" value="0.01"/>
Web thickness (tw)	<input type="text" value="6.000E-03"/>
Bottom flange width (t2b)	<input type="text" value="0.14"/>
Bottom flange thickness (tfb)	<input type="text" value="0.01"/>

Section

Material: A36

Property Modifiers:

Properties:

Wide Flange Section

Section Name: Vigueta 250*6*140*10 Display Color: ■

Section Notes:

Dimensions

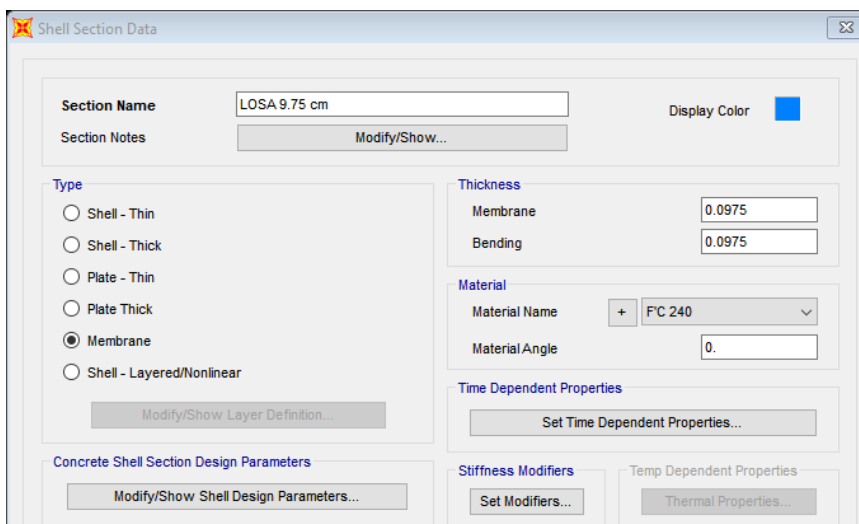
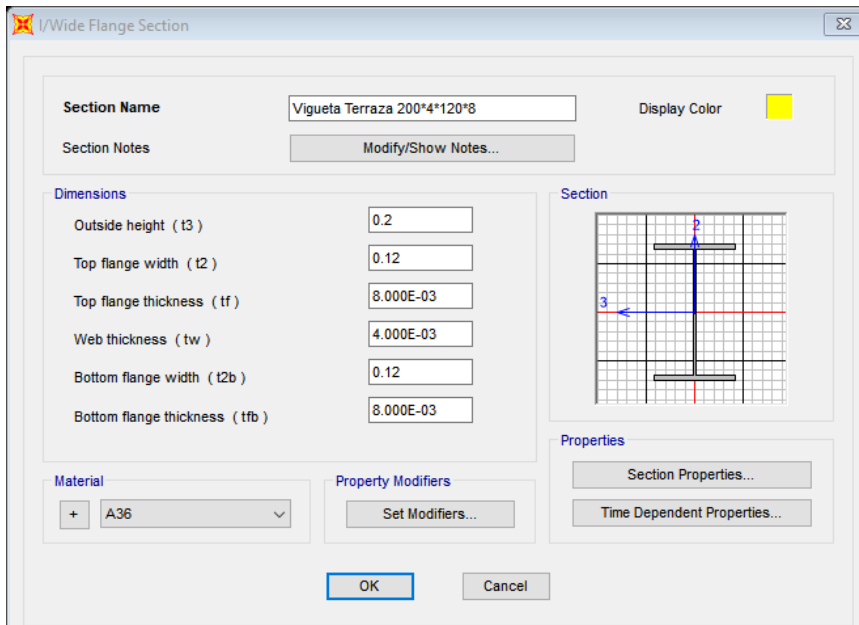
Outside height (t3)	<input type="text" value="0.25"/>
Top flange width (t2)	<input type="text" value="0.14"/>
Top flange thickness (tf)	<input type="text" value="0.01"/>
Web thickness (tw)	<input type="text" value="6.000E-03"/>
Bottom flange width (t2b)	<input type="text" value="0.14"/>
Bottom flange thickness (tfb)	<input type="text" value="0.01"/>

Section

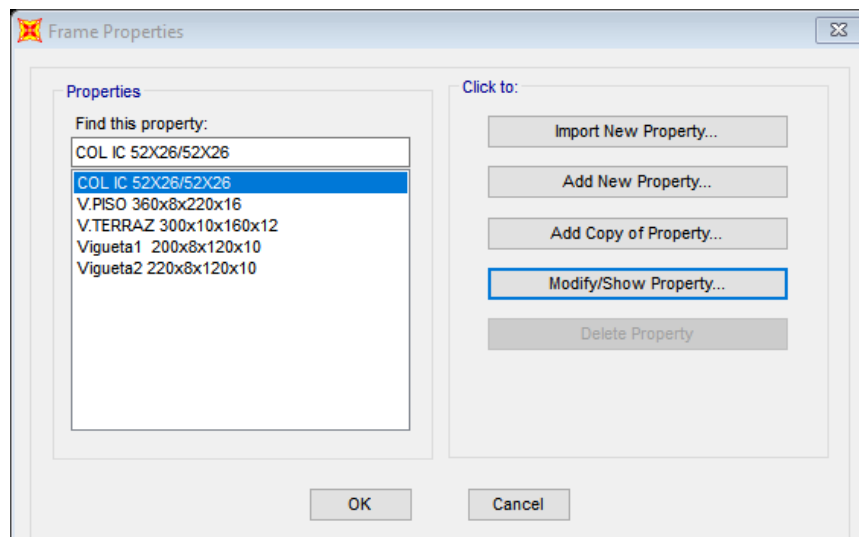
Material: A36

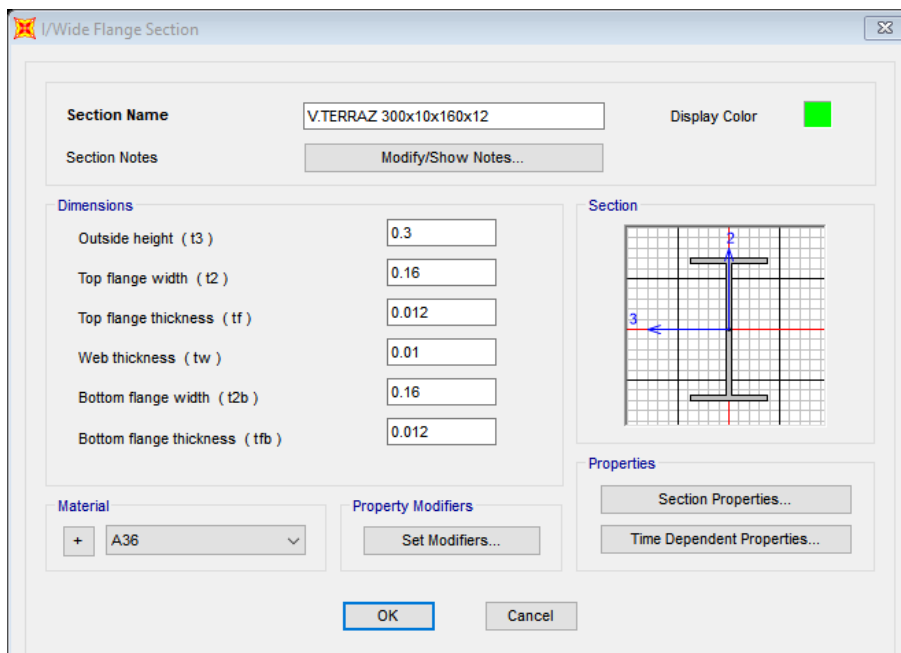
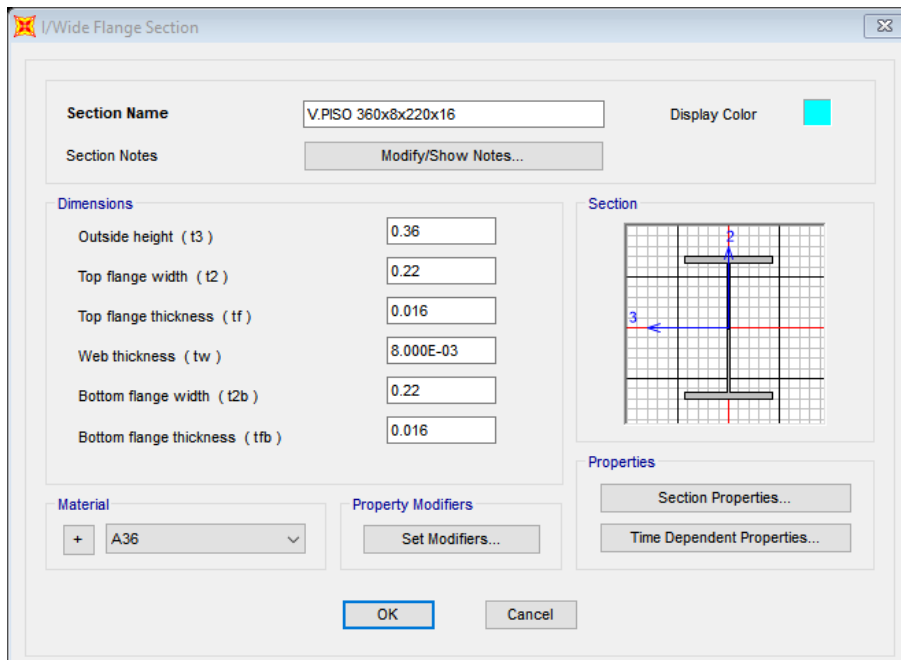
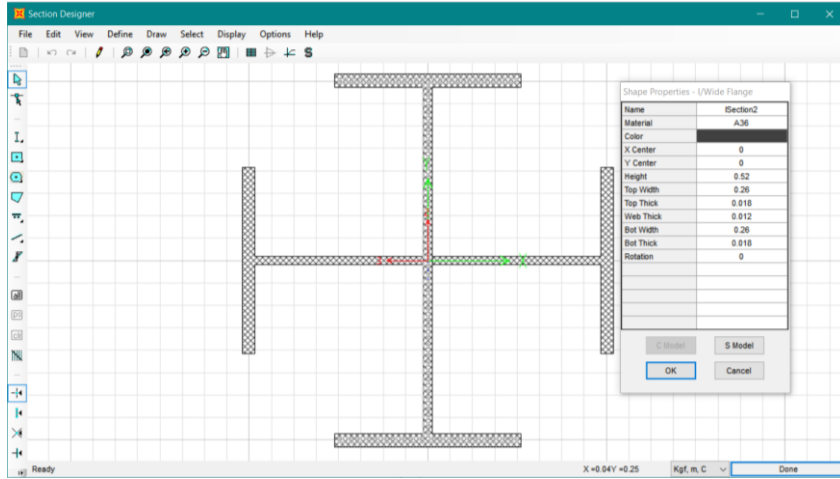
Property Modifiers:

Properties:



Anexo B2.3. Secciones del Edificio de 6 pisos con columnas cruciformes





/Wide Flange Section

Section Name: Display Color: ■

Section Notes:

Dimensions

Outside height (t3)

Top flange width (t2)

Top flange thickness (tf)

Web thickness (tw)

Bottom flange width (t2b)

Bottom flange thickness (tfb)

Section

Material

Property Modifiers

Properties

/Wide Flange Section

Section Name: Display Color: ■

Section Notes:

Dimensions

Outside height (t3)

Top flange width (t2)

Top flange thickness (tf)

Web thickness (tw)

Bottom flange width (t2b)

Bottom flange thickness (tfb)

Section

Material

Property Modifiers

Properties

Shell Section Data

Section Name: Display Color: ■

Section Notes:

Type

Shell - Thin

Shell - Thick

Plate - Thin

Plate Thick

Membrane

Shell - Layered/Nonlinear

Thickness

Membrane

Bending

Material

Material Name:

Material Angle:

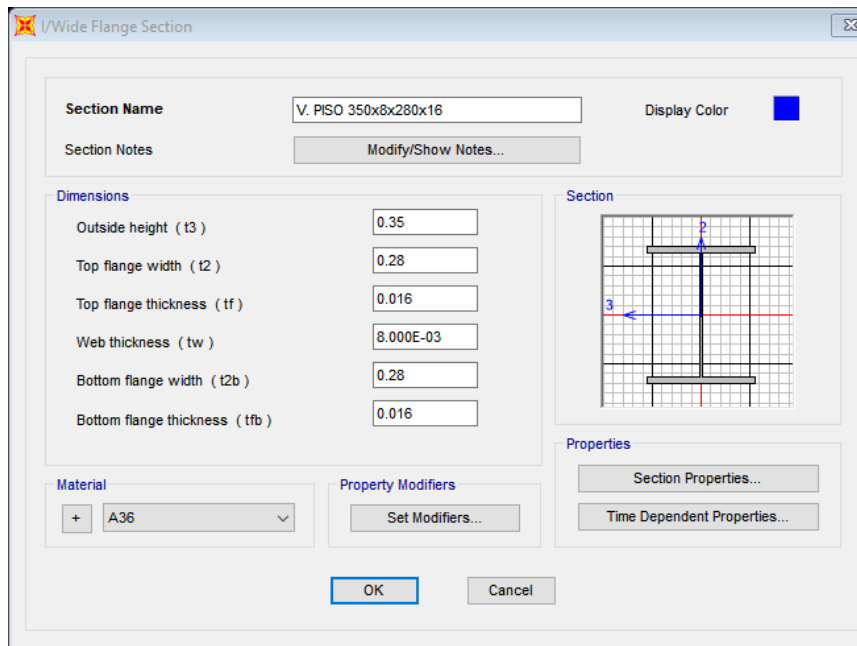
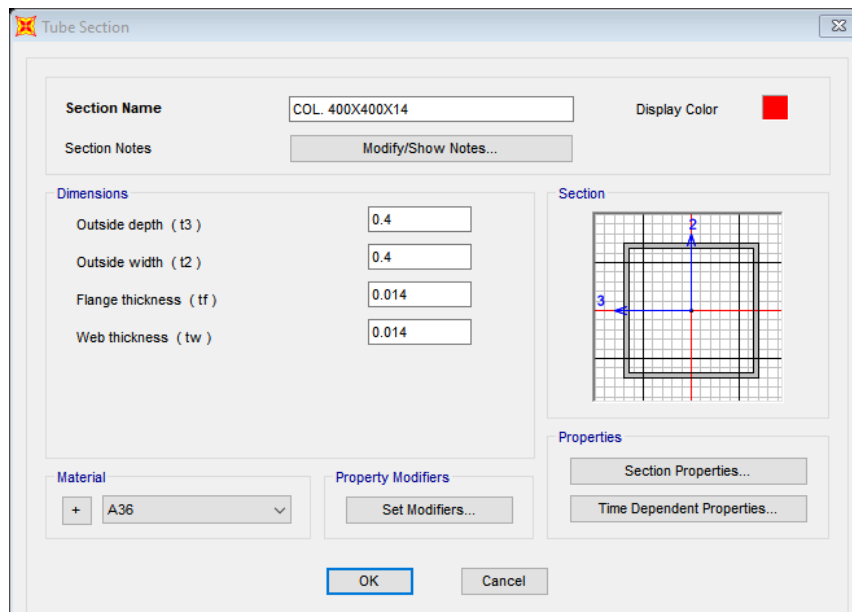
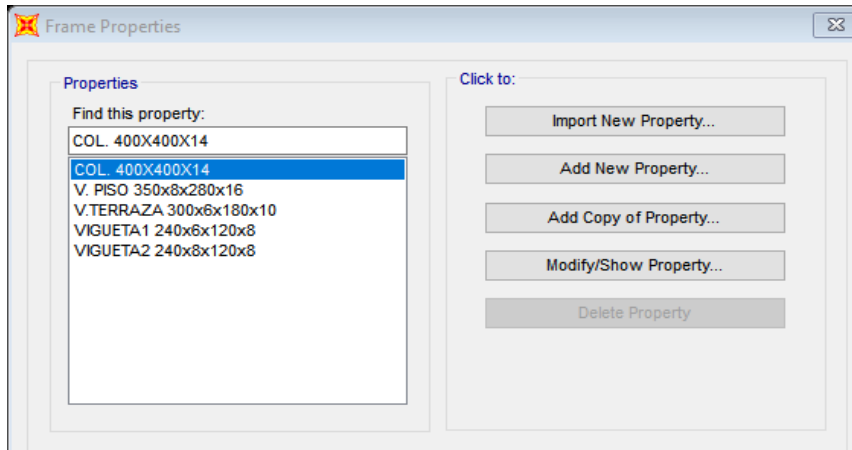
Time Dependent Properties

Concrete Shell Section Design Parameters

Stiffness Modifiers

Temp Dependent Properties

Anexo B2.4. Secciones del Edificio de 6 pisos con columnas tubulares



I/Wide Flange Section

Section Name: V.TERRAZA 300x6x180x10 Display Color: ■

Section Notes:

Dimensions

Outside height (t3) : 0.3

Top flange width (t2) : 0.18

Top flange thickness (tf) : 0.01

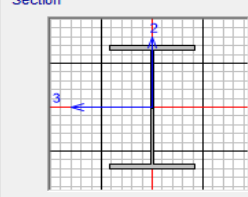
Web thickness (tw) : 6.000E-03

Bottom flange width (t2b) : 0.18

Bottom flange thickness (tfb) : 0.01

Material: A36

Property Modifiers:

Section: 

Properties:

I/Wide Flange Section

Section Name: VIGUETA1 240x6x120x8 Display Color: ■

Section Notes:

Dimensions

Outside height (t3) : 0.24

Top flange width (t2) : 0.12

Top flange thickness (tf) : 8.000E-03

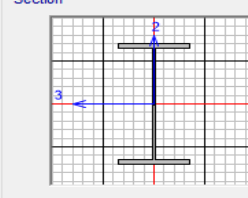
Web thickness (tw) : 6.000E-03

Bottom flange width (t2b) : 0.12

Bottom flange thickness (tfb) : 8.000E-03

Material: A36

Property Modifiers:

Section: 

Properties:

I/Wide Flange Section

Section Name: VIGUETA2 240x8x120x8 Display Color: ■

Section Notes:

Dimensions

Outside height (t3) : 0.24

Top flange width (t2) : 0.12

Top flange thickness (tf) : 8.000E-03

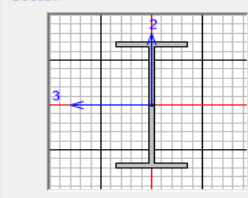
Web thickness (tw) : 8.000E-03

Bottom flange width (t2b) : 0.12

Bottom flange thickness (tfb) : 8.000E-03

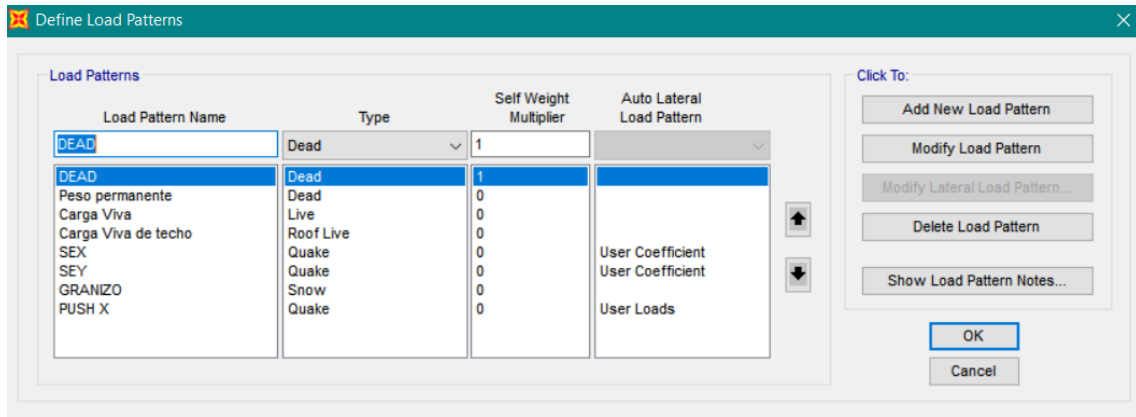
Material: A36

Property Modifiers:

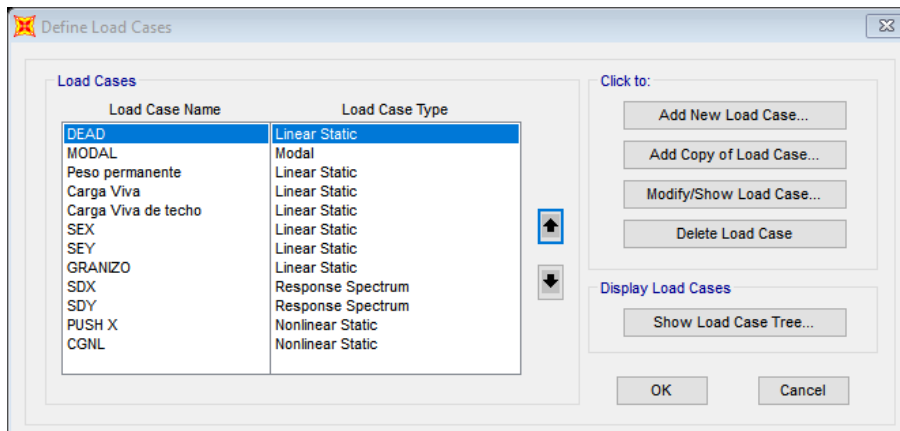
Section: 

Properties:

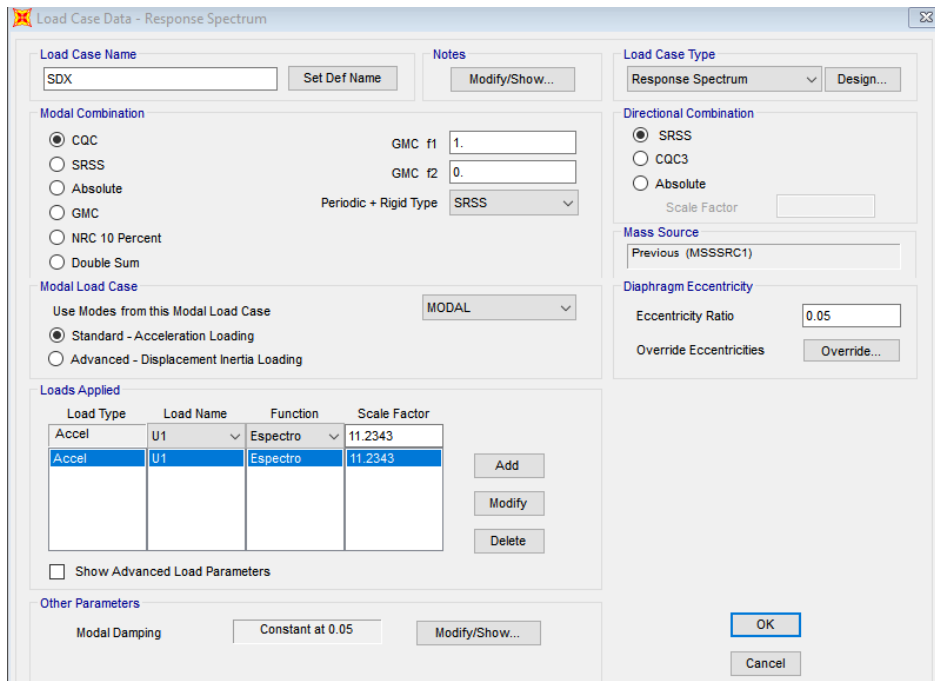
Anexo B3. Patrones de Carga en SAP2000



Anexo B4. Casos de Carga



Anexo B4.1. Caso de carga "SISMO DINAMICO X", Edificio de 3 pisos con columnas cruciformes



Anexo B4.2. *Caso de carga “SISMO DINAMICO Y”, Edificio de 3 pisos con columnas cruciformes*

Load Case Name: SDY

Load Case Type: Response Spectrum

Modal Combination: CQC, SRSS, Absolute, GMC, NRC 10 Percent, Double Sum

GMC f1: 1.0, GMC f2: 0.0, Periodic + Rigid Type: SRSS

Modal Load Case: MODAL

Use Modes from this Modal Load Case: Standard - Acceleration Loading, Advanced - Displacement Inertia Loading

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U2	Espectro	11.1924

Other Parameters: Modal Damping: Constant at 0.05

Anexo B4.3. *Caso de carga “SISMO DINAMICO X”, Edificio de 3 pisos con columnas tubulares*

Load Case Name: SDX

Load Case Type: Response Spectrum

Modal Combination: CQC, SRSS, Absolute, GMC, NRC 10 Percent, Double Sum

GMC f1: 1.0, GMC f2: 0.0, Periodic + Rigid Type: SRSS

Modal Load Case: MODAL

Use Modes from this Modal Load Case: Standard - Acceleration Loading, Advanced - Displacement Inertia Loading

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	Espectro	11.203

Other Parameters: Modal Damping: Constant at 0.05

Anexo B4.4. Caso de carga “SISMO DINAMICO Y”, Edificio de 3 pisos con columnas tubulares

The screenshot shows the 'Load Case Data - Response Spectrum' dialog box for a load case named 'SDY'. The 'Modal Combination' section has 'CQC' selected. 'GMC f1' is 1.0 and 'GMC f2' is 0.0. 'Periodic + Rigid Type' is set to 'SRSS'. The 'Directional Combination' section has 'SRSS' selected. 'Mass Source' is 'Previous (MSSSRC1)'. 'Diaphragm Eccentricity' has an 'Eccentricity Ratio' of 0.05. The 'Loads Applied' table contains one entry: 'U2' with a scale factor of 11.1777. 'Modal Damping' is set to 'Constant at 0.05'.

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U2	Espectro	11.1777

Anexo B4.5. Caso de carga “SISMO DINAMICO X”, Edificio de 6 pisos con columnas cruciformes

The screenshot shows the 'Load Case Data - Response Spectrum' dialog box for a load case named 'Dx'. The 'Modal Combination' section has 'CQC' selected. 'GMC f1' is 1.0 and 'GMC f2' is 0.0. 'Periodic + Rigid Type' is set to 'SRSS'. The 'Directional Combination' section has 'SRSS' selected. 'Mass Source' is 'Previous (MASA REACTIVA)'. 'Diaphragm Eccentricity' has an 'Eccentricity Ratio' of 0.05. The 'Loads Applied' table contains one entry: 'U1' with a scale factor of 14.4645. 'Modal Damping' is set to 'Constant at 0.05'.

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	ESPECTRO QUM	14.4645

Anexo B4.6. Caso de carga “SISMO DINAMICO Y”, Edificio de 6 pisos con columnas cruciformes

Load Case Name: Dy

Load Case Type: Response Spectrum

Modal Combination: CQC (selected), SRSS, Absolute, GMC, NRC 10 Percent, Double Sum. GMC f1: 1, GMC f2: 0. Periodic + Rigid Type: SRSS.

Directional Combination: SRSS (selected), CQC3, Absolute. Scale Factor: [empty].

Mass Source: Previous (MASA REACTIVA)

Diaphragm Eccentricity: Eccentricity Ratio: 0.05. Override Eccentricities: Override...

Modal Load Case: Use Modes from this Modal Load Case: MODAL. Standard - Acceleration Loading (selected).

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U2	ESPECTRO C	14.102
Accel	U2	ESPECTRO QUIT	14.102

Other Parameters: Modal Damping: Constant at 0.05

Anexo B4.7. Caso de carga “SISMO DINAMICO X”, Edificio de 6 pisos con columnas tubulares

Load Case Name: Dx

Load Case Type: Response Spectrum

Modal Combination: CQC (selected), SRSS, Absolute, GMC, NRC 10 Percent, Double Sum. GMC f1: 1, GMC f2: 0. Periodic + Rigid Type: SRSS.

Directional Combination: SRSS (selected), CQC3, Absolute. Scale Factor: [empty].

Mass Source: Previous (MASA REACTIVA)

Diaphragm Eccentricity: Eccentricity Ratio: 0.05. Override Eccentricities: Override...

Modal Load Case: Use Modes from this Modal Load Case: MODAL. Standard - Acceleration Loading (selected).

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	ESPECTRO C	13.1233
Accel	U1	ESPECTRO QUIT	13.1233

Other Parameters: Modal Damping: Constant at 0.05

Anexo B4.8. Caso de carga “SISMO DINAMICO Y”, Edificio de 6 pisos con columnas tubulares

Load Case Data - Response Spectrum

Load Case Name: Dy [Set Def Name] Notes: [Modify/Show...]

Load Case Type: Response Spectrum [Design...]

Modal Combination

CQC SRSS Absolute GMC NRC 10 Percent Double Sum

GMC f1: 1.0 GMC f2: 0.0 Periodic + Rigid Type: SRSS

Modal Load Case

Use Modes from this Modal Load Case: MODAL

Standard - Acceleration Loading Advanced - Displacement Inertia Loading

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U2	ESPECTRO C	12.9223
Accel	U2	ESPECTRO QUIT	12.9223

[Add] [Modify] [Delete]

Show Advanced Load Parameters

Other Parameters

Modal Damping: Constant at 0.05 [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Anexo B5. Masa Modal

Mass Source Data

Mass Source Name: MSSSRC1

Mass Source

Element Self Mass and Additional Mass Specified Load Patterns

Mass Multipliers for Load Patterns

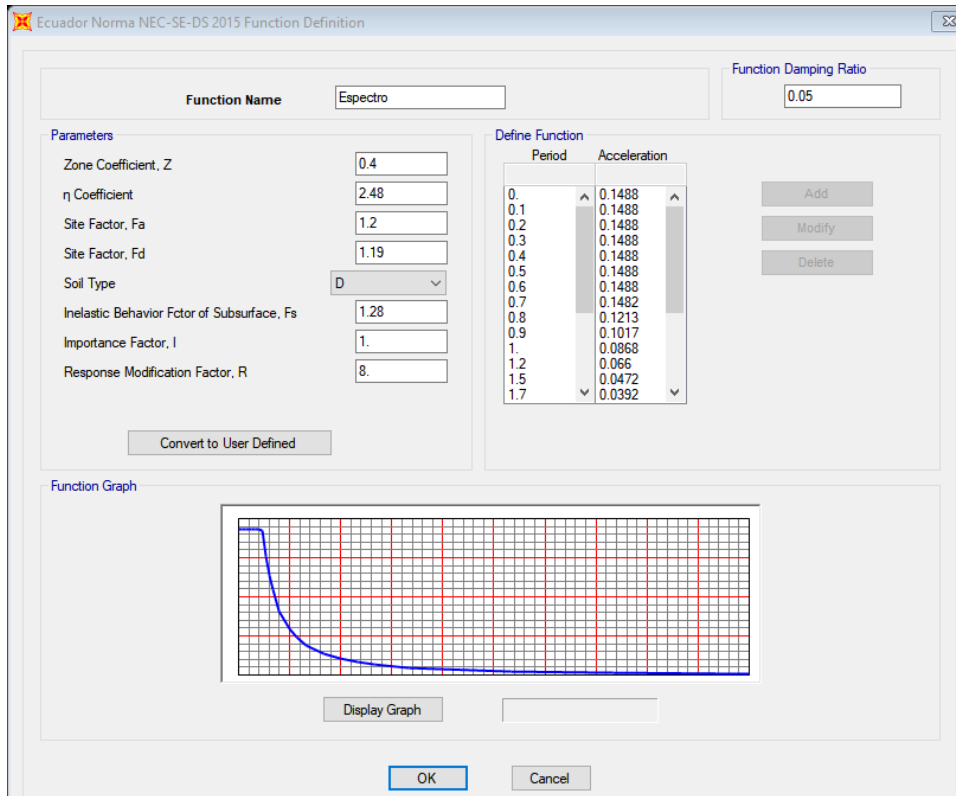
Load Pattern	Multiplier
DEAD	1.0
DEAD	1.0
Peso permanente	1.0

[Add] [Modify] [Delete]

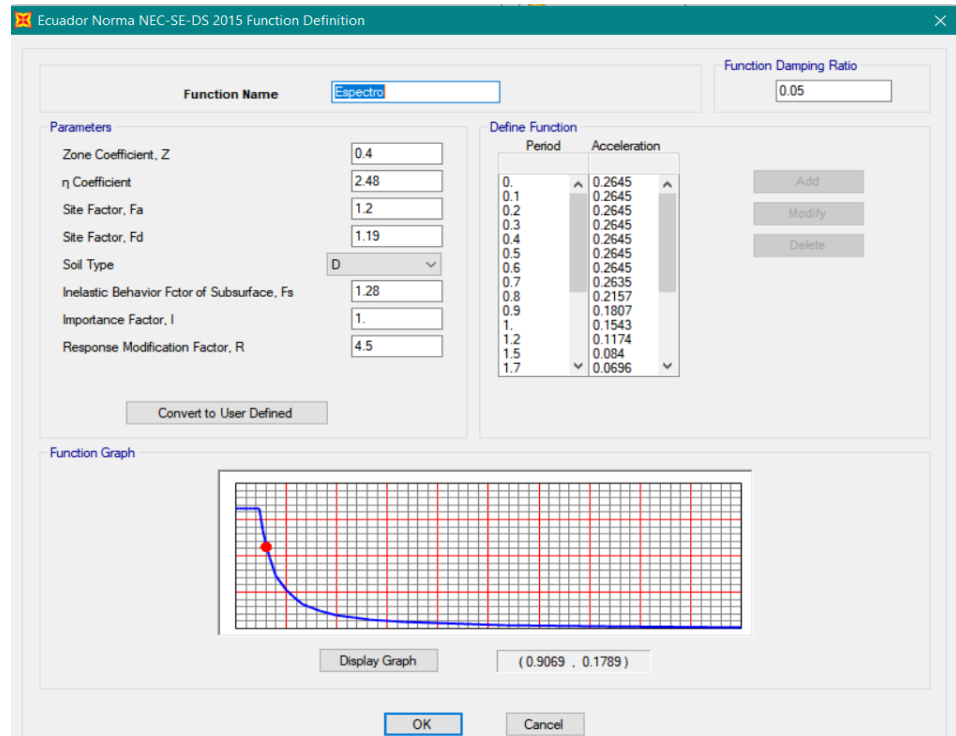
[OK] [Cancel]

Anexo B6. Espectros de Diseño NEC 2015

Anexo B6.1. Espectro de Diseño para un SMF



Anexo B6.2. Espectro de Diseño para un IMF



ANEXO C.

PARAMETROS CONSIDERADOS EN LAS ROTULAS PLASTICAS

Anexo C1. *Valores de Ingreso para las rotulas plásticas en SAP2000, EDF. 3 pisos con secciones cruciformes.*

Sección	Dimensiones	Longitud	Rotación	Momento	Criterios de Aceptación					
	(cm)	(m)		(tonf-m)	a	b	c	IO	LS	CP
Viga Piso 1-2	32*0.8*18*1.4	4.8	0.00694	23.834	9	11	0.6	1	6	8
	32*0.8*18*1.4	5	0.00723	23.834	9	11	0.6	1	6	8
	32*0.8*18*1.4	5.1	0.00738	23.834	9	11	0.6	1	6	8
	32*0.8*18*1.4	5.3	0.00767	23.834	9	11	0.6	1	6	8
	32*0.8*18*1.4	5.4	0.00781	23.834	9	11	0.6	1	6	8
	32*0.8*18*1.4	5.6	0.0081	23.834	9	11	0.6	1	6	8
Viga Terraza	30*0.8*14*1.2	4.8	0.00755	16.1	9	11	0.6	1	6	8
	30*0.8*14*1.2	5	0.00786	16.1	9	11	0.6	1	6	8
	30*0.8*14*1.2	5.1	0.00802	16.1	9	11	0.6	1	6	8
	30*0.8*14*1.2	5.3	0.00833	16.1	9	11	0.6	1	6	8
	30*0.8*14*1.2	5.4	0.00849	16.1	9	11	0.6	1	6	8
	30*0.8*14*1.2	5.6	0.0088	16.1	9	11	0.6	1	6	8
Columna	42*0.8*18*1.4	3	0.00274	39.57	7.09	8.621	0.2	1	5	6

Anexo C2. *Valores de Ingreso para las rotulas plásticas en SAP2000, EDF. 6 pisos con secciones cruciformes.*

Sección	Dimensiones	Longitud	Rotación	Momento	Criterios de Aceptación					
	(cm)	(m)		(tonf-m)	a	b	c	IO	LS	CP
Viga Piso 1-2	36*0.8*22*1.6	4.8	0.00611	36.094	9	11	0.6	1	6	8
	36*0.8*22*1.6	5	0.00636	36.094	9	11	0.6	1	6	8
	36*0.8*22*1.6	5.1	0.00649	36.094	9	11	0.6	1	6	8
	36*0.8*22*1.6	5.3	0.00674	36.094	9	11	0.6	1	6	8
	36*0.8*22*1.6	5.4	0.00687	36.094	9	11	0.6	1	6	8
	36*0.8*22*1.6	5.6	0.00712	36.094	9	11	0.6	1	6	8
Viga Terraza	30*1*16*1.2	4.8	0.0076	18.816	9	11	0.6	1	6	8
	30*1*16*1.2	5	0.00791	18.816	9	11	0.6	1	6	8
	30*1*16*1.2	5.1	0.00807	18.816	9	11	0.6	1	6	8
	30*1*16*1.2	5.3	0.00839	18.816	9	11	0.6	1	6	8
	30*1*16*1.2	5.4	0.00855	18.816	9	11	0.6	1	6	8
	30*1*16*1.2	5.6	0.00886	18.816	9	11	0.6	1	6	8
Columna	52*1.2*26*1.8	3	0.00245	89.25	6.88	10.63	0.17	0.25	5	6

Anexo C3. Valores de Ingreso para las rotulas plásticas en SAP2000, EDF. 3 pisos con secciones tubulares.

Sección	Dimensiones	Longitud (m)	Rotación	Momento (tonf-m)	Criterios de Aceptación					
	(cm)				a	b	c	IO	LS	CP
Viga Piso 1-2	35*0.8*16*1.4	4.8	0.00641	24.298	9	11	0.6	1	6	8
	35*0.8*16*1.4	5	0.00668	24.298	9	11	0.6	1	6	8
	35*0.8*16*1.4	5.1	0.00681	24.298	9	11	0.6	1	6	8
	35*0.8*16*1.4	5.3	0.00708	24.298	9	11	0.6	1	6	8
	35*0.8*16*1.4	5.4	0.00721	24.298	9	11	0.6	1	6	8
	35*0.8*16*1.4	5.6	0.00748	24.298	9	11	0.6	1	6	8
Viga Terraza	30*0.6*14*1	4.8	0.00744	13.25	9	11	0.6	1	6	8
	30*0.6*14*1	5	0.00775	13.25	9	11	0.6	1	6	8
	30*0.6*14*1	5.1	0.00791	13.25	9	11	0.6	1	6	8
	30*0.6*14*1	5.3	0.00822	13.25	9	11	0.6	1	6	8
	30*0.6*14*1	5.4	0.00837	13.25	9	11	0.6	1	6	8
	30*0.6*14*1	5.6	0.00868	13.25	9	11	0.6	1	6	8
Columna Esq.y Borde	30*30*1.2	3	0.00334	52.07	2.92	4.49	0.2	0.5	1.5	2.5
Columna Central	35*35*1.2	3	0.00376	37.81	4.23	6.51	0.2	1	3	4

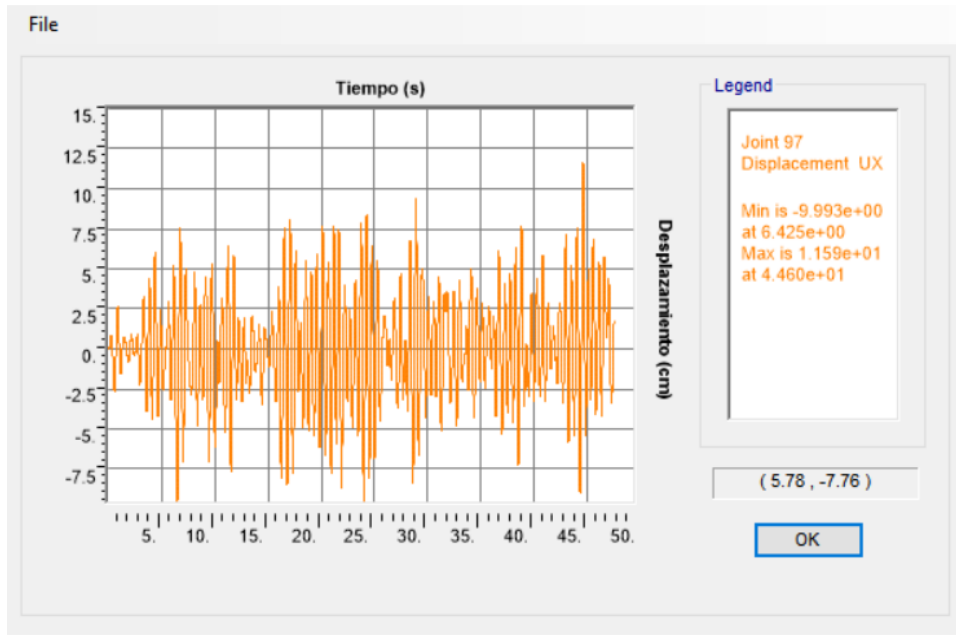
Anexo C4. Valores de Ingreso para las rotulas plásticas en SAP2000, EDF. 6 pisos con secciones tubulares.

Sección	Dimensiones	Longitud (m)	Rotación	Momento (tonf-m)	Criterios de Aceptación					
	(cm)				a	b	c	IO	LS	CP
Viga Piso 1-2	35*0.8*28*1.60	4.8	0.00621	42.992	8.8	10.8	0.585	0.97	6	8
	35*0.8*28*1.61	5	0.00647	42.992	8.8	10.8	0.585	0.97	6	8
	35*0.8*28*1.62	5.1	0.0066	42.992	8.8	10.8	0.585	0.97	6	8
	35*0.8*28*1.63	5.3	0.00686	42.992	8.8	10.8	0.585	0.97	6	8
	35*0.8*28*1.64	5.4	0.00699	42.992	8.8	10.8	0.585	0.97	6	8
	35*0.8*28*1.65	5.6	0.00725	42.992	8.8	10.8	0.585	0.97	6	8
Viga Terraza	30*0.60*18*1.0	4.8	0.00733	16.189	8.23	10.23	0.539	0.88	6	7.5
	30*0.60*18*1.0	5	0.00763	16.189	8.23	10.23	0.539	0.88	6	7.5
	30*0.60*18*1.0	5.1	0.00778	16.189	8.23	10.23	0.539	0.88	6	7.5
	30*0.60*18*1.0	5.3	0.00809	16.189	8.23	10.23	0.539	0.88	6	7.5
	30*0.60*18*1.0	5.4	0.00824	16.189	8.23	10.23	0.539	0.88	6	7.5
	30*0.60*18*1.0	5.6	0.00855	16.189	8.23	10.23	0.539	0.88	6	7.5
Columna	40*40*1.4	3	0.00252	79.23	2.59	3.99	0.2	0.25	1.5	2.2

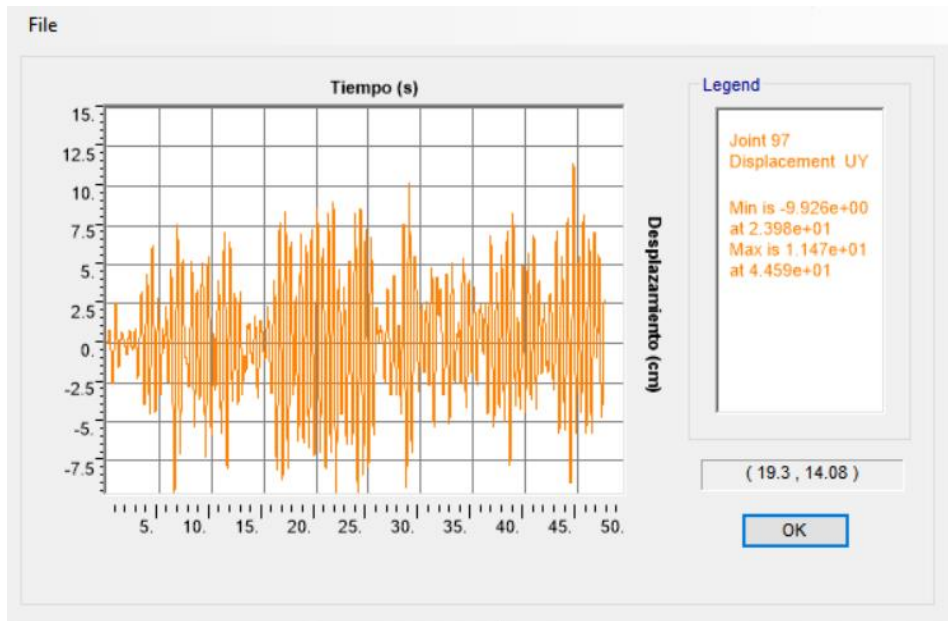
ANEXO D.

RESULTADOS DEL ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA EN SAP2000

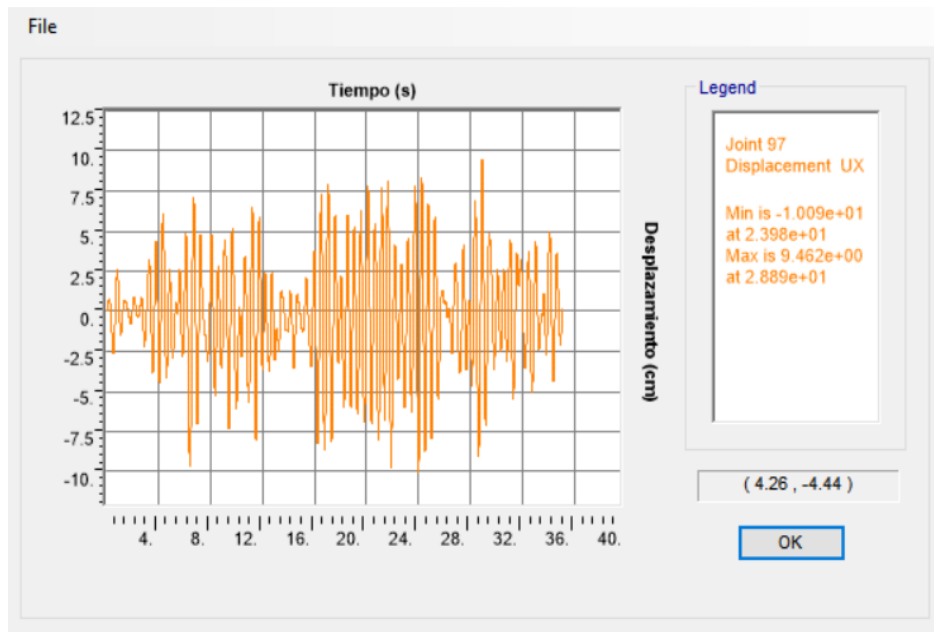
Anexo D.1. Tiempo Historia, EDF 3 pisos con columnas tubulares, sentido X- Sismo de diseño.



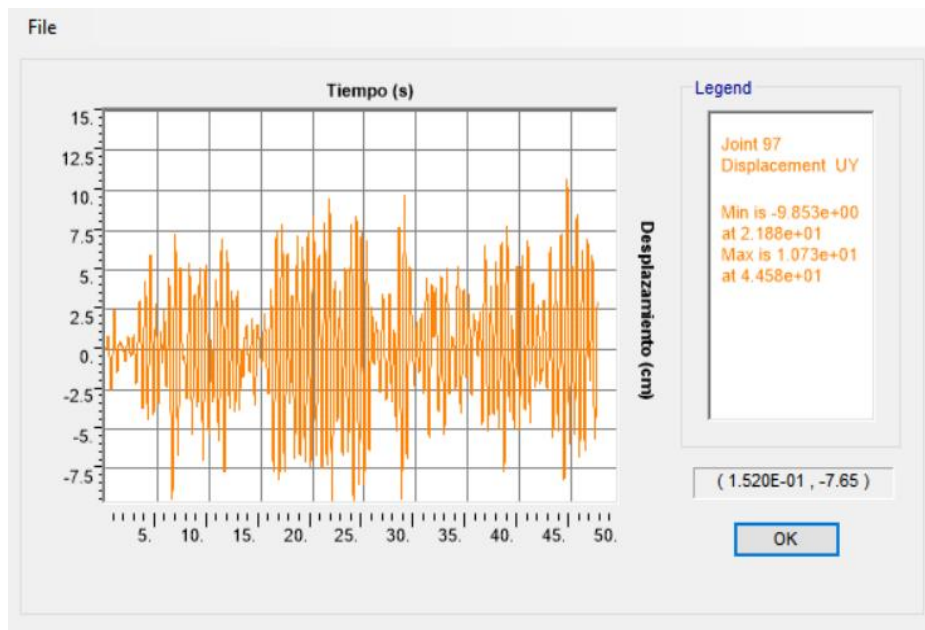
Anexo D.2. Tiempo Historia, EDF 3 pisos con columnas tubulares, sentido Y- Sismo de diseño.



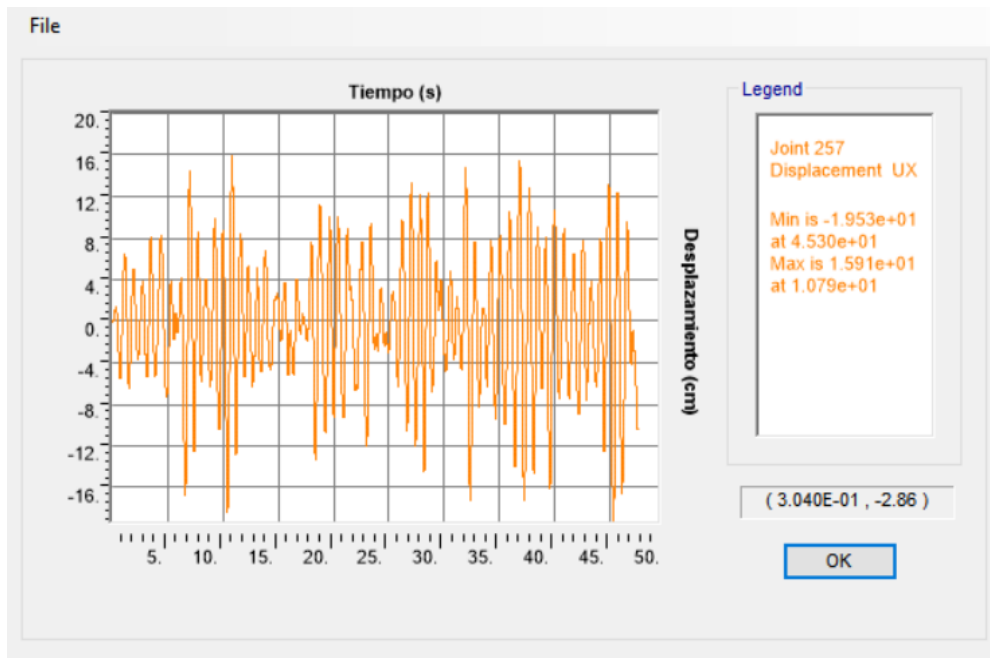
Anexo D.3. *Tiempo Historia, EDF 3 pisos con columnas cruciformes, X- Sismo de diseño.*



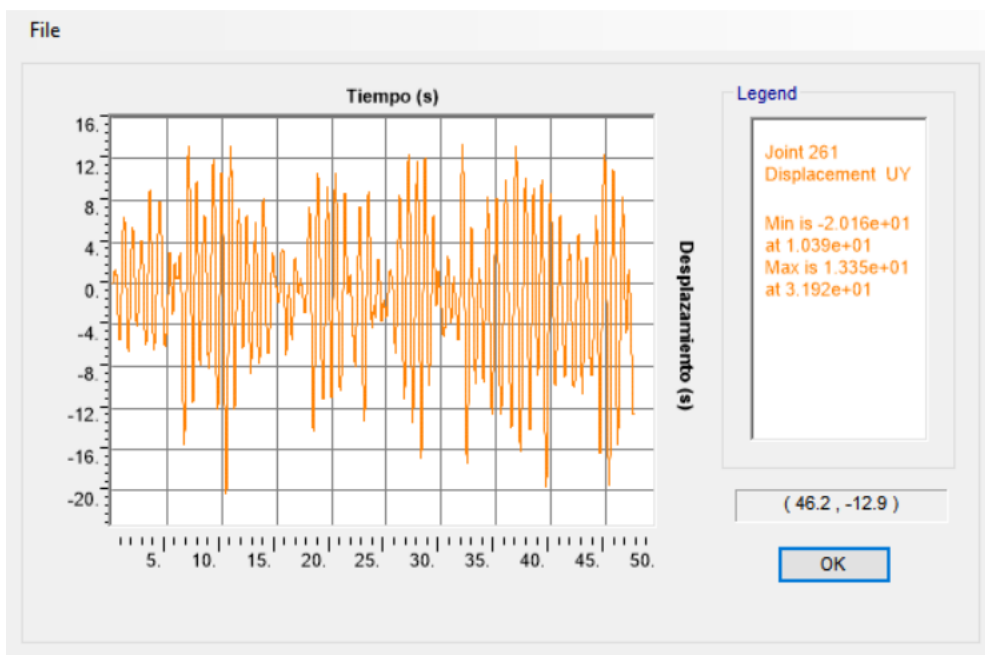
Anexo D.4. *Tiempo Historia, EDF 3 pisos con columnas cruciformes, Y- Sismo de diseño.*



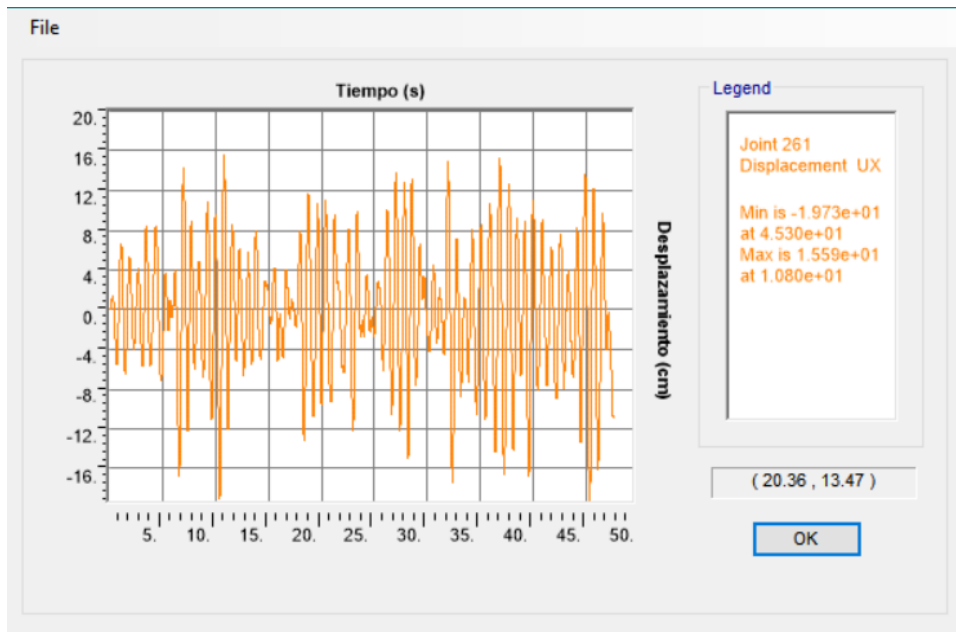
Anexo D.5. Tiempo Historia, EDF 6 pisos con columnas tubulares, Y- Sismo de diseño.



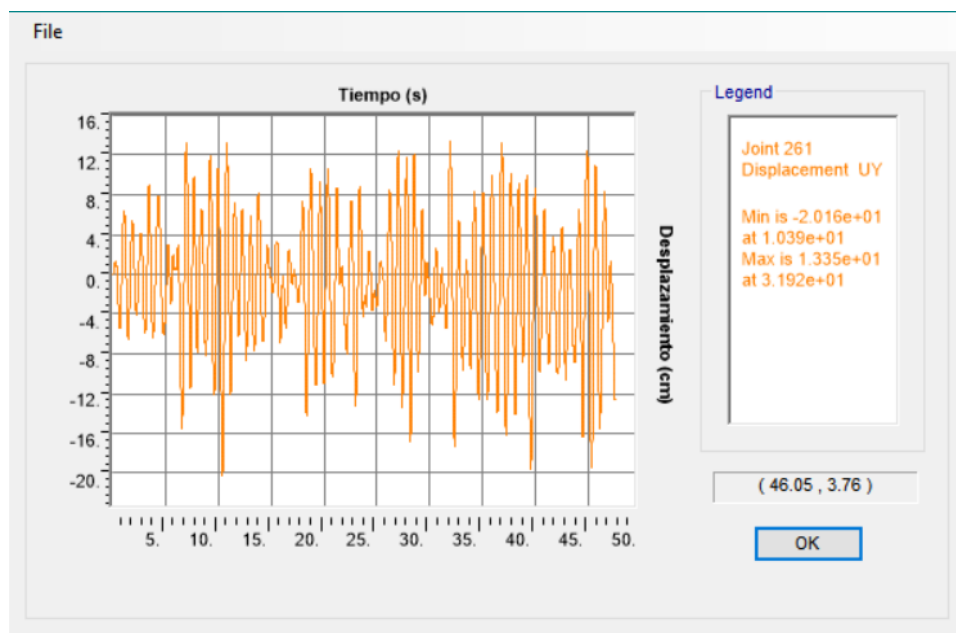
Anexo D.6. Tiempo Historia, EDF 6 pisos con columnas tubulares, Y- Sismo de diseño.



Anexo D.7. *Tiempo Historia, EDF 6 pisos con columnas cruciformes, X- Sismo de diseño.*



Anexo D.8. *Tiempo Historia, EDF 6 pisos con columnas cruciformes, X- Sismo de diseño.*



ANEXO E.

ANEXO E.1. MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD

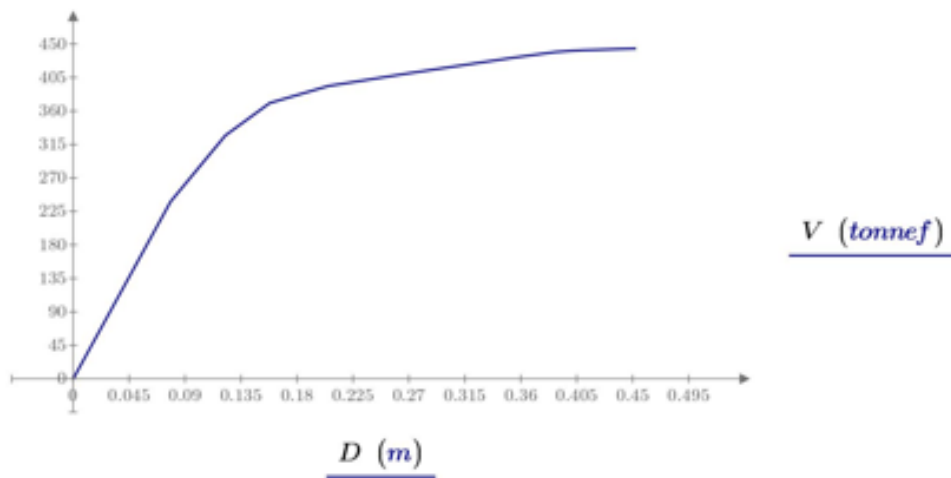
EDIFICIO 3 PISOS CON COLUMNAS CRUCIFORMES DIRECCIÓN X-X

1. Conversión de la Curva de Capacidad en Espectro de Capacidad

1.1. Curva de Capacidad

$$D := \begin{bmatrix} 5.10 \cdot 10^{-5} \\ 0.042551 \\ 0.078309 \\ 0.122386 \\ 0.158078 \\ 0.205262 \\ 0.269202 \\ 0.311702 \\ 0.354202 \\ 0.387487 \\ 0.401754 \\ 0.410156 \\ 0.452656 \end{bmatrix} m \quad V := \begin{bmatrix} 0 \\ 129.281 \\ 238.0532 \\ 327.1034 \\ 370.7366 \\ 393.6374 \\ 410.5571 \\ 421.1553 \\ 431.7534 \\ 439.2334 \\ 441.0867 \\ 441.7821 \\ 443.9611 \end{bmatrix} tonnef$$

$$Amplitud = \begin{bmatrix} 0.24057 \\ 0.16851 \\ 0.07023 \end{bmatrix}$$

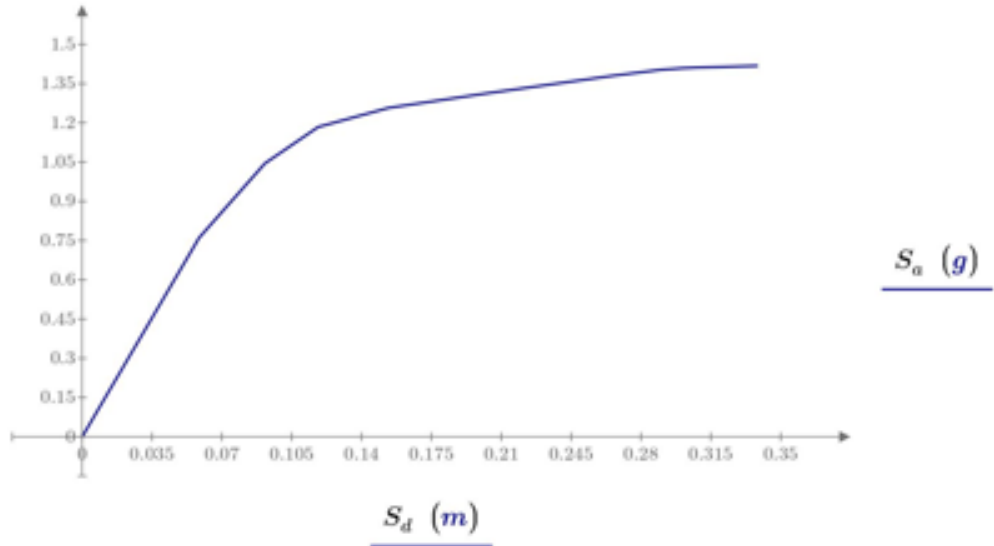


Curva de Capacidad -Direccion X-X

1.2. Curva de Capacidad en formato ADRS

$PF1 = 5.557$ Factor de participación modal para el modo predominante
 $\alpha1 = 0.831$ Coeficiente de masa modal para el modo predominante
 $\phi = 0.24057$ Amplitud del modo predominante en el nivel del techo
 $W = 377.01 tonnef$ Peso

$$S_a := \frac{V}{W \cdot \alpha1} \cdot g \quad S_d := \frac{D}{PF1 \cdot \phi}$$



Espectro de Capacidad -Direccion X-X

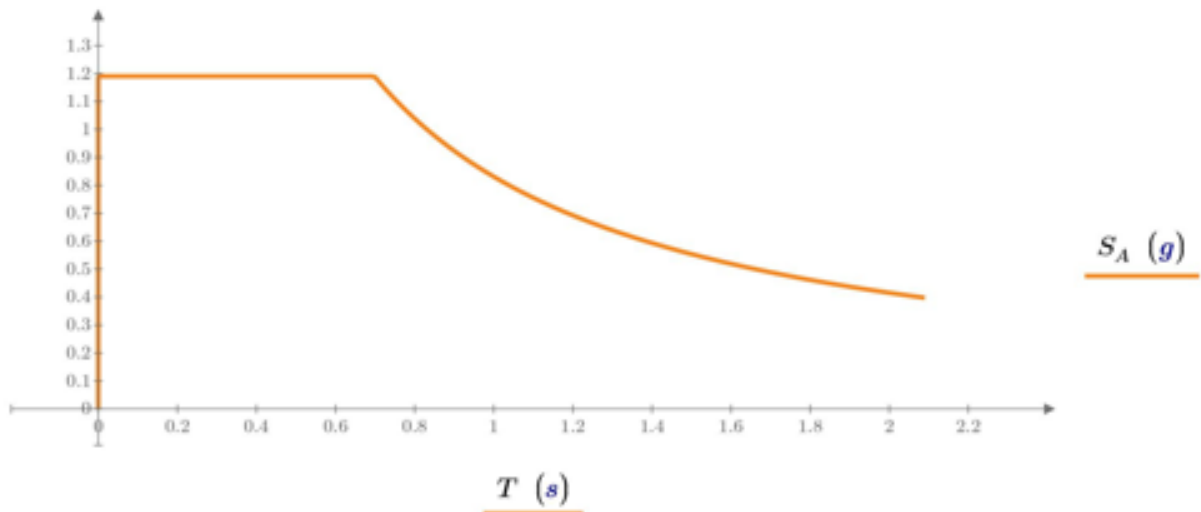
2. Sismo de Diseño

2.1 Espectro de respuesta en formato ADRS

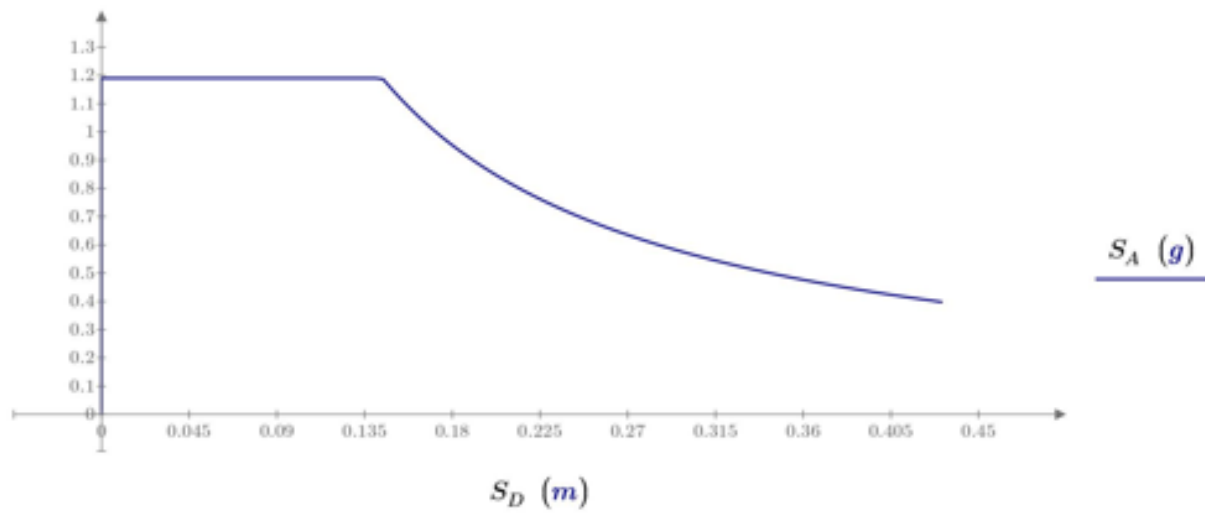
$$Z := 0.4 \text{ g} \quad T_c := 0.55 \cdot s \cdot F_s \cdot \left(\frac{F_d}{F_a}\right) = 0.698 \text{ s} \quad T_o := 0.1 \cdot s \cdot F_s \cdot \left(\frac{F_d}{F_a}\right) = 0.127 \text{ s}$$

$$T := \left\| \begin{array}{l} \text{for } i \in 1 \dots 210 \\ T_i \leftarrow (i \cdot 0.01 - 0.01) \text{ s} \\ T \end{array} \right\| \quad S_A := \left\| \begin{array}{l} \text{for } i \in 1 \dots 210 \\ \text{if } T_i < T_c \\ S_{A_i} \leftarrow \eta \cdot Z \cdot F_a \\ \text{if } T_i > T_c \\ S_{A_i} \leftarrow \eta \cdot Z \cdot F_a \cdot \left(\frac{T_c}{T_i}\right)^r \\ S_A \end{array} \right\|$$

$$S_D := \left\| \begin{array}{l} \text{for } i \in 1 \dots 210 \\ S_{D_i} \leftarrow \frac{T_i^2}{4 \cdot \pi^2} \cdot S_{A_i} \\ S_D \end{array} \right\|$$



Espectro de Respuesta Elástico Sismo de Diseño -Direccion X-X



Espectro de Respuesta Elástico Sismo de Diseño ADRS(inicial)-Direccion X-X

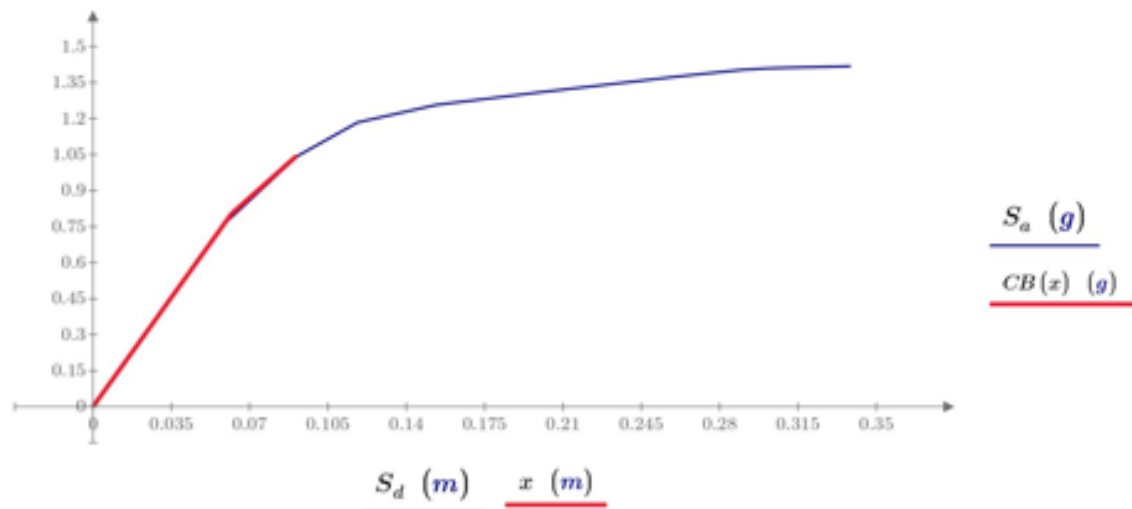
2.1 Representación Bilineal del Espectro de Capacidad

Rigidez inicial $K_i := \frac{S_{a_2} - S_{a_1}}{S_{d_2} - S_{d_1}} = 12.987 \frac{g}{m}$

Punto de prueba $d_{pi} := 0.0916 \text{ m}$ $a_{pi} := 1.0499 \text{ g}$

Punto de fluencia $d_y := 0.0618 \text{ m}$ $a_y := K_i \cdot d_y = 0.803 \text{ g}$

Curva Bilineal $x := 0 \text{ m}, 0.001 \text{ m} \dots d_{pi}$ $CB(x) := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \left(x \leq d_y, K_i \cdot x, \left(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y} \right) \cdot (x - d_y) + a_y \right) \end{array} \right\|$



Verificación de áreas iguales $n := 7$

$$A_{CB} := \int_0^{d_{pi}} CB(x) dx = 0.0524 \text{ g} \cdot \text{m}$$

$$A_{Esp} := \sum_{i=1}^{n-1} \frac{(S_{a_{i+1}} + S_{a_i})}{2} \cdot (S_{d_{i+1}} - S_{d_i}) + \frac{(a_{pi} + S_{a_n})}{2} \cdot (d_{pi} - S_{d_n}) = 0.0524 \text{ g} \cdot \text{m}$$

$$\text{Error} := \frac{A_{CB} - A_{Esp}}{A_{Esp}} \cdot 100 = 0.008$$

2.2. Reducción de la demanda por efectos no lineales

$$\text{Rigidez post elástica} \quad \alpha := \frac{\left(\frac{a_{ps} - a_y}{d_{ps} - d_y}\right)}{\left(\frac{a_y}{d_y}\right)} = 0.639 \quad \text{Ductilidad} \quad \mu := \frac{d_{ps}}{d_y} = 1.482$$

$$\text{Periodo efectivo} \quad T_o := 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{d_y}{a_y}} = 0.557 \text{ s}$$

$$T_{eff} := \left\{ \begin{array}{l} \text{if } 1 < \mu < 4 \\ \left\| \begin{array}{l} T_{eff} \leftarrow (0.2 \cdot (\mu - 1)^2 - 0.038 \cdot (\mu - 1)^2 + 1) \cdot T_o \\ \text{if } 4 < \mu < 6.5 \\ \left\| \begin{array}{l} T_{eff} \leftarrow (0.28 + 0.13 \cdot (\mu - 1) + 1) \cdot T_o \\ \text{if } \mu > 6.5 \\ \left\| \begin{array}{l} T_{eff} \leftarrow \left(0.89 \cdot \left(\sqrt{\frac{(\mu - 1)}{1 + 0.05 \cdot (\mu - 2)}} - 1\right) + 1\right) \cdot T_o \end{array} \right. \\ T_{eff} \end{array} \right. \end{array} \right. \end{array} \right. \quad T_{eff} = 0.578 \text{ s}$$

$$\text{Amortiguamiento efectivo} \quad \beta_o := 5$$

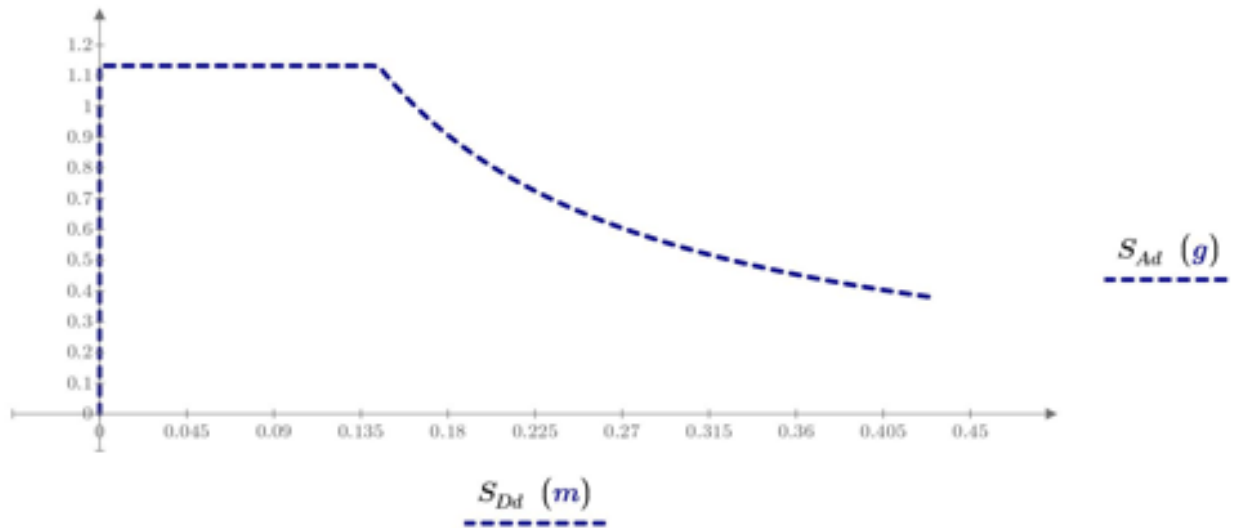
$$\beta_{eff} := \left\{ \begin{array}{l} \text{if } 1 < \mu < 4 \\ \left\| \begin{array}{l} \beta_{eff} \leftarrow 4.9 \cdot (\mu - 1)^2 - 1.1 \cdot (\mu - 1)^2 + \beta_o \\ \text{if } 4 < \mu < 6.5 \\ \left\| \begin{array}{l} \beta_{eff} \leftarrow 14 + 0.32 \cdot (\mu - 1) + \beta_o \\ \text{if } \mu > 6.5 \\ \left\| \begin{array}{l} \beta_{eff} \leftarrow 19 \cdot \left(\frac{0.64 \cdot (\mu - 1) - 1}{0.64 \cdot (\mu - 1)^2}\right) \cdot \left(\frac{T_{eff}}{T_o}\right)^2 + \beta_o \end{array} \right. \\ \beta_{eff} \end{array} \right. \end{array} \right. \end{array} \right. \quad \beta_{eff} = 6.016$$

$$\text{Factor de Reducción Espectral} \quad B := \frac{4}{5.6 - \ln(\beta_{eff})} = 1.051$$

$$\text{Coeficiente M} \quad M := \left(\frac{T_{eff}}{T_o}\right)^2 \cdot \left(\frac{1 + \alpha \cdot (\mu - 1)}{\mu}\right) = 0.95$$

2.3. Espectro de demanda reducido por efectos no lineales

$$T := \left\{ \begin{array}{l} \text{for } i \in 1 \dots 210 \\ \left\| \begin{array}{l} T_i \leftarrow (i \cdot 0.01 - 0.01) \text{ s} \end{array} \right. \\ T \end{array} \right. \quad S_{Ad} := \left\{ \begin{array}{l} \text{for } i \in 1 \dots 210 \\ \left\| \begin{array}{l} \text{if } T_i < T_c \\ \left\| \begin{array}{l} S_{Ad_i} \leftarrow \frac{\eta \cdot Z \cdot F_a}{B} \\ \text{if } T_i > T_c \\ \left\| \begin{array}{l} S_{Ad_i} \leftarrow \frac{\eta \cdot Z \cdot F_a \cdot \left(\frac{T_c}{T_i}\right)^r}{B} \end{array} \right. \\ S_{Ad_i} \end{array} \right. \end{array} \right. \\ S_{Ad} \end{array} \right.$$



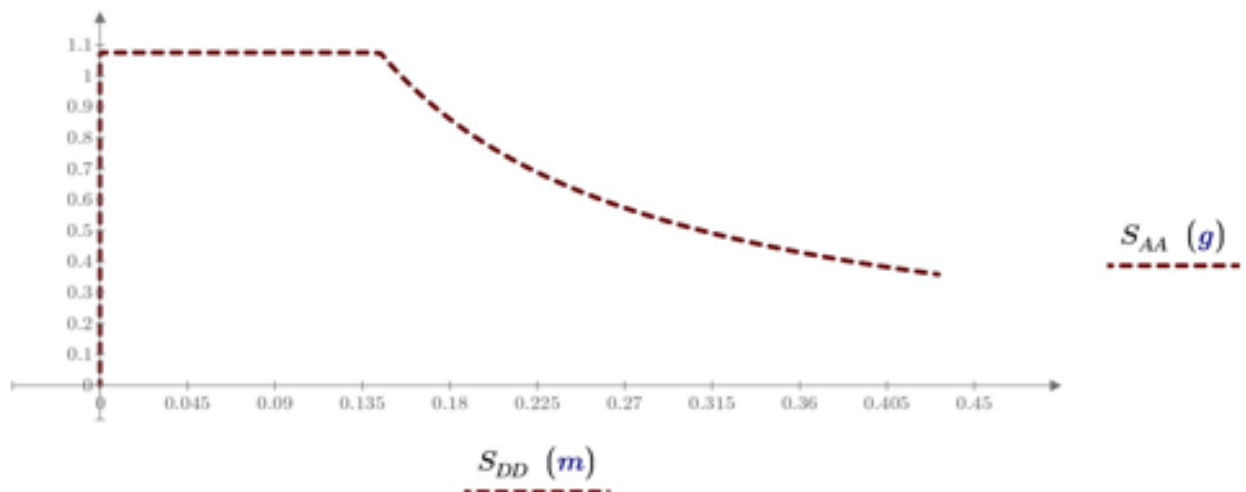
Espectro de Respuesta Elástico Sismo de Diseño (ADRS (β_{eff})) -Direccion X-X

2.4. Espectro de demanda modificado a partir de espectro reducido por efectos no lineales

$$T := \begin{cases} \text{for } i \in 1 \dots 210 \\ T_i \leftarrow (i \cdot 0.01 - 0.01) \text{ s} \\ T \end{cases}$$

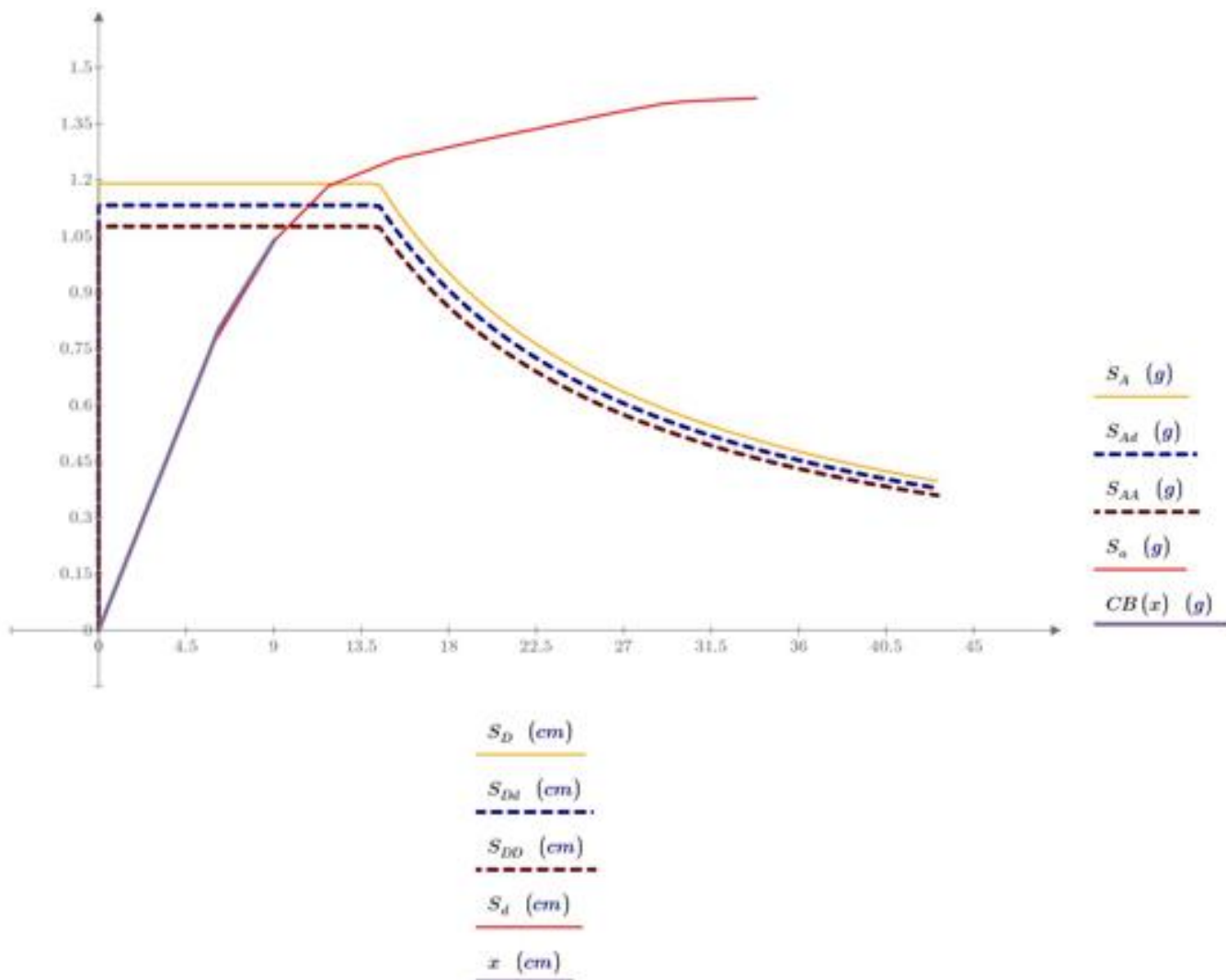
$$S_{DD} := \begin{cases} \text{for } i \in 1 \dots 210 \\ S_{DD_i} \leftarrow \frac{T_i^2}{4 \cdot \pi^2} \cdot S_{A_i} \\ S_{DD} \end{cases}$$

$$S_{AA} := \begin{cases} \text{for } i \in 1 \dots 210 \\ \text{if } T_i < T_c \\ S_{AA_i} \leftarrow \frac{\eta \cdot Z \cdot F_a}{B} \cdot M \\ \text{if } T_i > T_c \\ S_{AA_i} \leftarrow \frac{\eta \cdot Z \cdot F_a \cdot \left(\frac{T_c}{T_i}\right)^\tau}{B} \cdot M \\ S_{AA} \end{cases}$$



Espectro de Respuesta Elástico Sismo de Diseño (MADRS) -Direccion X-X

3. Punto de Desempeño



Punto de desempeño para el nivel de demanda sísmica de diseño en la dirección X-X

El punto de desempeño de prueba a_{pi}, d_{pi} es aceptable si: $0.95 d_{pi} \leq d_i \leq 1.05 d_{pi}$

$$d_{pi} = 0.092 \text{ m}$$

$$a_{pi} = 1.05 \text{ g}$$

$$d_i := 0.096 \text{ m}$$

Error := if ($0.95 d_{pi} \leq d_i \leq 1.05 d_{pi}$, "OK", "Nuevo punto de prueba")

Error = "OK"

4. Resultados

$$T_o = 0.557 \text{ s}$$

$$\alpha = 0.639$$

$$a_p := a_{pi} = 1.05 \text{ g}$$

$$T_{eff} = 0.578 \text{ s}$$

$$\mu = 1.482$$

$$d_p := d_{pi} = 0.092 \text{ m}$$

$$\beta_{eff} = 6.016$$

Punto de desempeño

$$\Delta_d := d_p \cdot PF1 \cdot \phi = 0.122 \text{ m}$$

$$V_d := a_{pi} \cdot \alpha1 \cdot \frac{W}{g} = 328.759 \text{ tonnef}$$

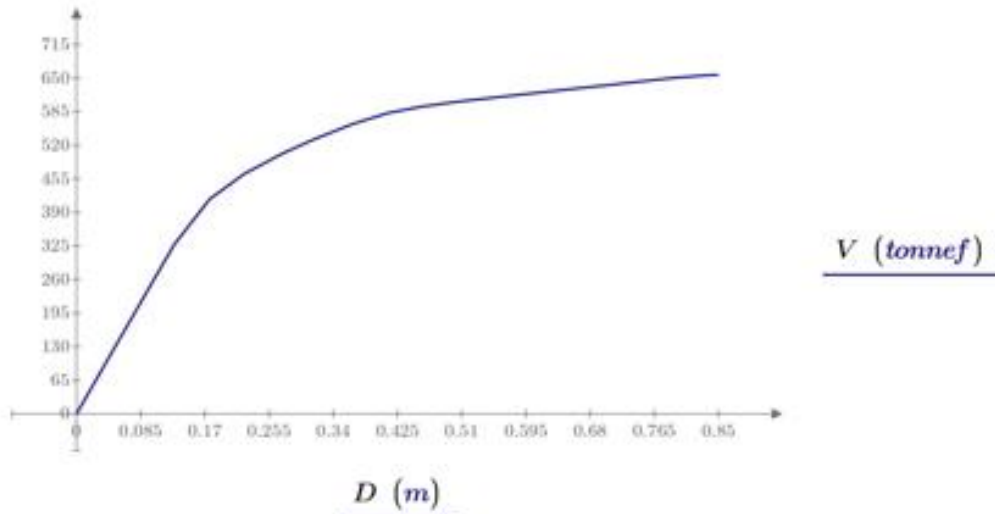
5. En la dirección Y-Y se hizo el mismo procedimiento

EDIFICIO 6 PISOS CON COLUMNAS CRUCIFORMES DIRECCIÓN X-X

1. Conversión de la Curva de Capacidad en Espectro de Capacidad

1.1. Curva de Capacidad

$D :=$	$\begin{bmatrix} 0.000163 \\ 0.042337 \\ 0.084837 \\ 0.127337 \\ 0.129263 \\ 0.176492 \\ 0.221685 \\ 0.27315 \\ 0.31616 \\ 0.36671 \\ 0.412783 \\ 0.455978 \\ 0.503736 \\ 0.568249 \\ 0.610749 \\ 0.653249 \\ 0.695749 \\ 0.738249 \\ 0.790913 \\ 0.83331 \\ 0.849837 \end{bmatrix}$	m	$V :=$	$\begin{bmatrix} 0 \\ 107.5489 \\ 215.0978 \\ 322.6468 \\ 327.5209 \\ 415.9752 \\ 464.2878 \\ 504.3848 \\ 532.6579 \\ 561.6547 \\ 582.598 \\ 594.5761 \\ 604.2261 \\ 614.8826 \\ 621.6925 \\ 628.5025 \\ 635.3124 \\ 642.1223 \\ 650.5056 \\ 655.409 \\ 656.39 \end{bmatrix}$	$tonnef$	$Amplitud =$	$\begin{bmatrix} 0.00525 \\ 0.00472 \\ 0.00398 \\ 0.00298 \\ 0.0018 \\ 0.00065 \end{bmatrix}$
--------	--	-----	--------	---	----------	--------------	---



Curva de Capacidad -Direccion X-X

1.2. Curva de Capacidad en formato ADRS

$$PF1 = 256.206$$

$$\alpha_1 = 0.794$$

$$\phi = 0.00525$$

$$W = 847.546 \text{ tonnef}$$

Factor de participación modal para el modo predominante

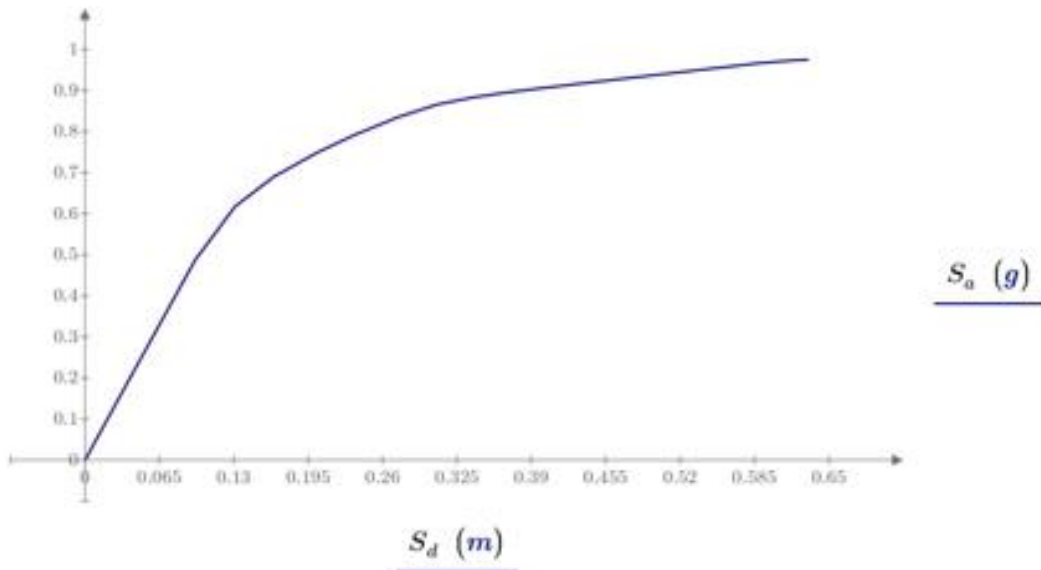
Coefficiente de masa modal para el modo predominante

Amplitud del modo predominante en el nivel del techo

Peso

$$S_a := \frac{V}{W \cdot \alpha_1} \cdot g$$

$$S_d := \frac{D}{PF1 \cdot \phi}$$



Espectro de Capacidad -Direccion X-X

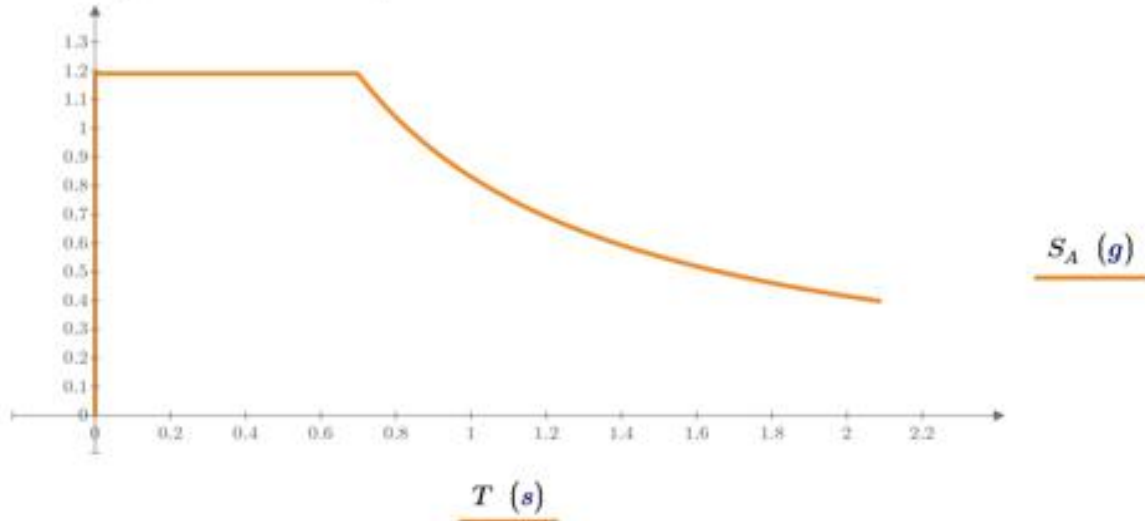
2. Sismo de Diseño

2.1 Espectro de respuesta en formato ADRS

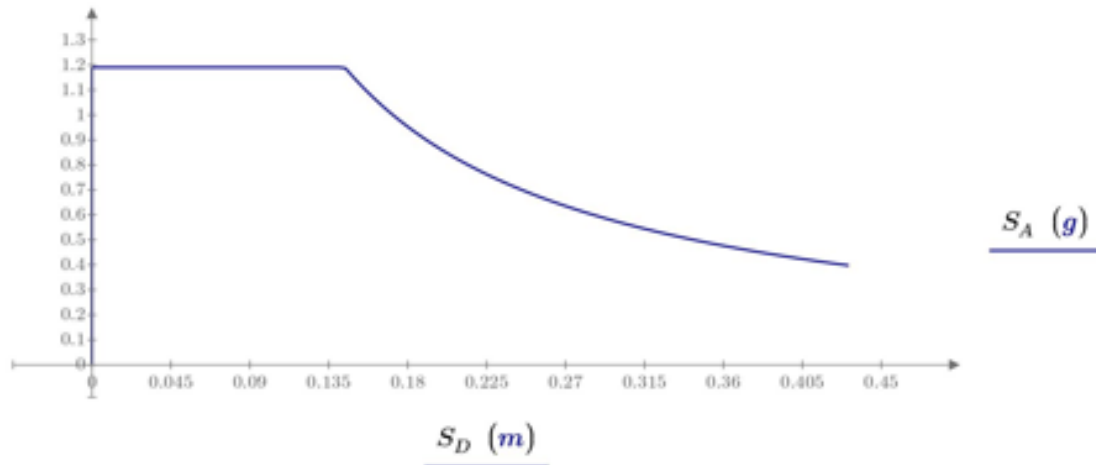
$$Z := 0.4 \text{ g} \quad T_c := 0.55 \cdot s \cdot F_s \cdot \left(\frac{F_d}{F_a} \right) = 0.698 \text{ s} \quad T_o := 0.1 \cdot s \cdot F_s \cdot \left(\frac{F_d}{F_a} \right) = 0.127 \text{ s}$$

$$T := \left\| \begin{array}{l} \text{for } i \in 1..210 \\ T_i \leftarrow (i \cdot 0.01 - 0.01) \text{ s} \\ T \end{array} \right\| \quad S_A := \left\| \begin{array}{l} \text{for } i \in 1..210 \\ \text{if } T_i < T_c \\ S_{A_i} \leftarrow \eta \cdot Z \cdot F_a \\ \text{if } T_i > T_c \\ S_{A_i} \leftarrow \eta \cdot Z \cdot F_a \cdot \left(\frac{T_c}{T_i} \right)^r \\ S_A \end{array} \right\|$$

$$S_D := \left\| \begin{array}{l} \text{for } i \in 1..210 \\ S_{D_i} \leftarrow \frac{T_i^2}{4 \cdot \pi^2} \cdot S_{A_i} \\ S_D \end{array} \right\|$$



Espectro de Respuesta Elástico Sismo de Diseño -Direccion X-X



Espectro de Respuesta Elástico Sismo de Diseño ADRS(inicial)-Direccion X-X

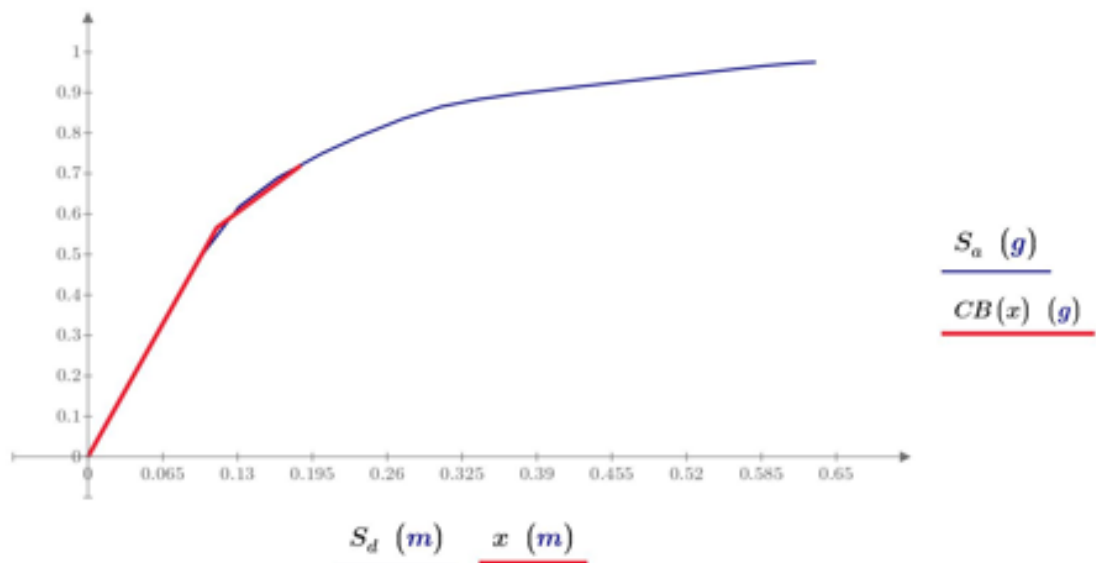
2.1 Representación Bilineal del Espectro de Capacidad

Rigidez inicial $K_i := \frac{S_{a_2} - S_{a_1}}{S_{d_2} - S_{d_1}} = 5.053 \frac{g}{m}$

Punto de prueba $d_{pi} := 0.1855 \text{ m}$ $a_{pi} := 0.721 \text{ g}$

Punto de fluencia $d_y := 0.112 \text{ m}$ $a_y := K_i \cdot d_y = 0.566 \text{ g}$

Curva Bilineal $x := 0 \text{ m}, 0.001 \text{ m}.. d_{pi}$ $CB(x) := \left\| \text{if} \left(x \leq d_y, K_i \cdot x, \left(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y} \right) \cdot (x - d_y) + a_y \right) \right\|$



Verificación de áreas iguales $n := 11$

$$A_{CB} := \int_0^{d_{pi}} CB(x) dx = 0.079 \text{ g} \cdot \text{m}$$

$$A_{Esp} := \sum_{i=1}^{n-1} \frac{(S_{a_{i+1}} + S_{a_i})}{2} \cdot (S_{d_{i+1}} - S_{d_i}) + \frac{(a_{pi} + S_{a_n})}{2} \cdot (d_{pi} - S_{d_n}) = 0.079 \text{ g} \cdot \text{m}$$

$$\text{Error} := \frac{A_{CB} - A_{Esp}}{A_{Esp}} \cdot 100 = 0.026$$

2.2. Reducción de la demanda por efectos no lineales

$$\text{Rigidez post elástica} \quad \alpha := \frac{\left(\frac{a_{ps} - a_y}{d_{ps} - d_y}\right)}{\left(\frac{a_y}{d_y}\right)} = 0.418 \quad \text{Ductilidad} \quad \mu := \frac{d_{ps}}{d_y} = 1.656$$

$$\text{Periodo efectivo} \quad T_o := 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{d_y}{a_y}} = 0.893 \text{ s}$$

$$T_{eff} := \left\{ \begin{array}{l} \text{if } 1 < \mu < 4 \\ \left| T_{eff} \leftarrow \left(0.2 \cdot (\mu - 1)^2 - 0.038 \cdot (\mu - 1)^2 + 1 \right) \cdot T_o \right. \\ \text{if } 4 < \mu < 6.5 \\ \left| T_{eff} \leftarrow \left(0.28 + 0.13 \cdot (\mu - 1) + 1 \right) \cdot T_o \right. \\ \text{if } \mu > 6.5 \\ \left| T_{eff} \leftarrow \left(0.89 \cdot \left(\sqrt{\frac{(\mu - 1)}{1 + 0.05 \cdot (\mu - 2)}} - 1 \right) + 1 \right) \cdot T_o \right. \\ T_{eff} \end{array} \right. \quad T_{eff} = 0.955 \text{ s}$$

$$\text{Amortiguamiento efectivo} \quad \beta_o := 5$$

$$\beta_{eff} := \left\{ \begin{array}{l} \text{if } 1 < \mu < 4 \\ \left| \beta_{eff} \leftarrow 4.9 \cdot (\mu - 1)^2 - 1.1 \cdot (\mu - 1)^3 + \beta_o \right. \\ \text{if } 4 < \mu < 6.5 \\ \left| \beta_{eff} \leftarrow 14 + 0.32 \cdot (\mu - 1) + \beta_o \right. \\ \text{if } \mu > 6.5 \\ \left| \beta_{eff} \leftarrow 19 \cdot \left(\frac{0.64 \cdot (\mu - 1) - 1}{0.64 \cdot (\mu - 1)^2} \right) \cdot \left(\frac{T_{eff}}{T_o} \right)^2 + \beta_o \right. \\ \beta_{eff} \end{array} \right. \quad \beta_{eff} = 6.799$$

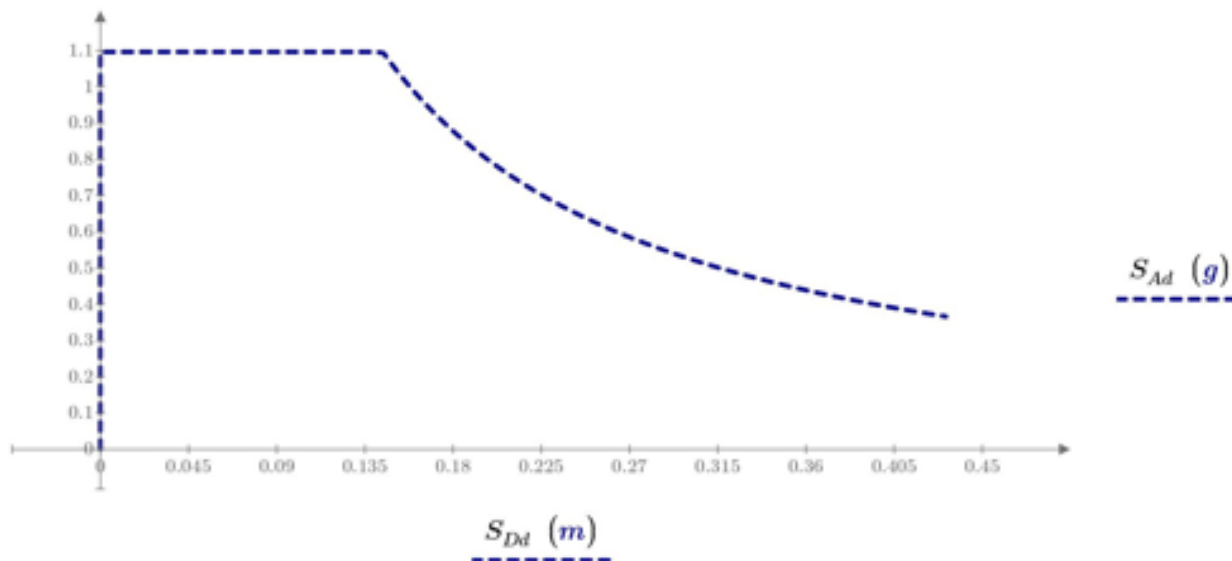
$$\text{Factor de Reducción Espectral} \quad B := \frac{4}{5.6 - \ln(\beta_{eff})} = 1.086021$$

$$\text{Coeficiente M} \quad M := \left(\frac{T_{eff}}{T_o} \right)^2 \cdot \left(\frac{1 + \alpha \cdot (\mu - 1)}{\mu} \right) = 0.880337$$

2.3. Espectro de demanda reducido por efectos no lineales

$$T := \left\{ \begin{array}{l} \text{for } i \in 1 \dots 210 \\ \left| T_i \leftarrow (i \cdot 0.01 - 0.01) \text{ s} \right. \\ T \end{array} \right. \quad S_{Ad} := \left\{ \begin{array}{l} \text{for } i \in 1 \dots 210 \\ \left| \left| \text{if } T_i < T_c \right. \right. \\ \left| \left| S_{Ad_i} \leftarrow \frac{\eta \cdot Z \cdot F a}{B} \right. \right. \\ \left| \left| \text{if } T_i > T_c \right. \right. \\ \left| \left| S_{Ad_i} \leftarrow \frac{\eta \cdot Z \cdot F a \cdot \left(\frac{T_c}{T_i} \right)^r}{B} \right. \right. \\ S_{Ad} \end{array} \right.$$

$$S_{DM} := \left\{ \begin{array}{l} \text{for } i \in 1 \dots 210 \\ \left| S_{DM_i} \leftarrow \frac{T_i^2}{4 \cdot \pi^2} \cdot S_{A_i} \right. \\ S_{DM} \end{array} \right.$$



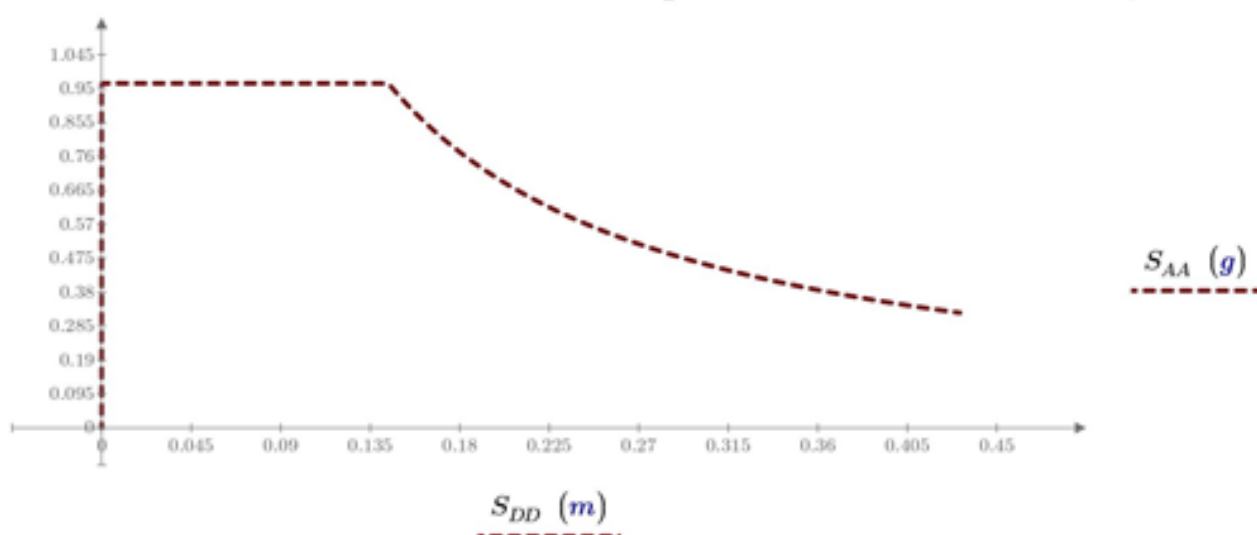
Espectro de Respuesta Elástico Sismo de Diseño (ADRS (β_{eff})) -Direccion X-X

2.4. Espectro de demanda modificado a partir de espectro reducido por efectos no lineales

$$T := \begin{array}{|l} \text{for } i \in 1..210 \\ \quad T_i \leftarrow (i \cdot 0.01 - 0.01) \text{ s} \\ T \end{array}$$

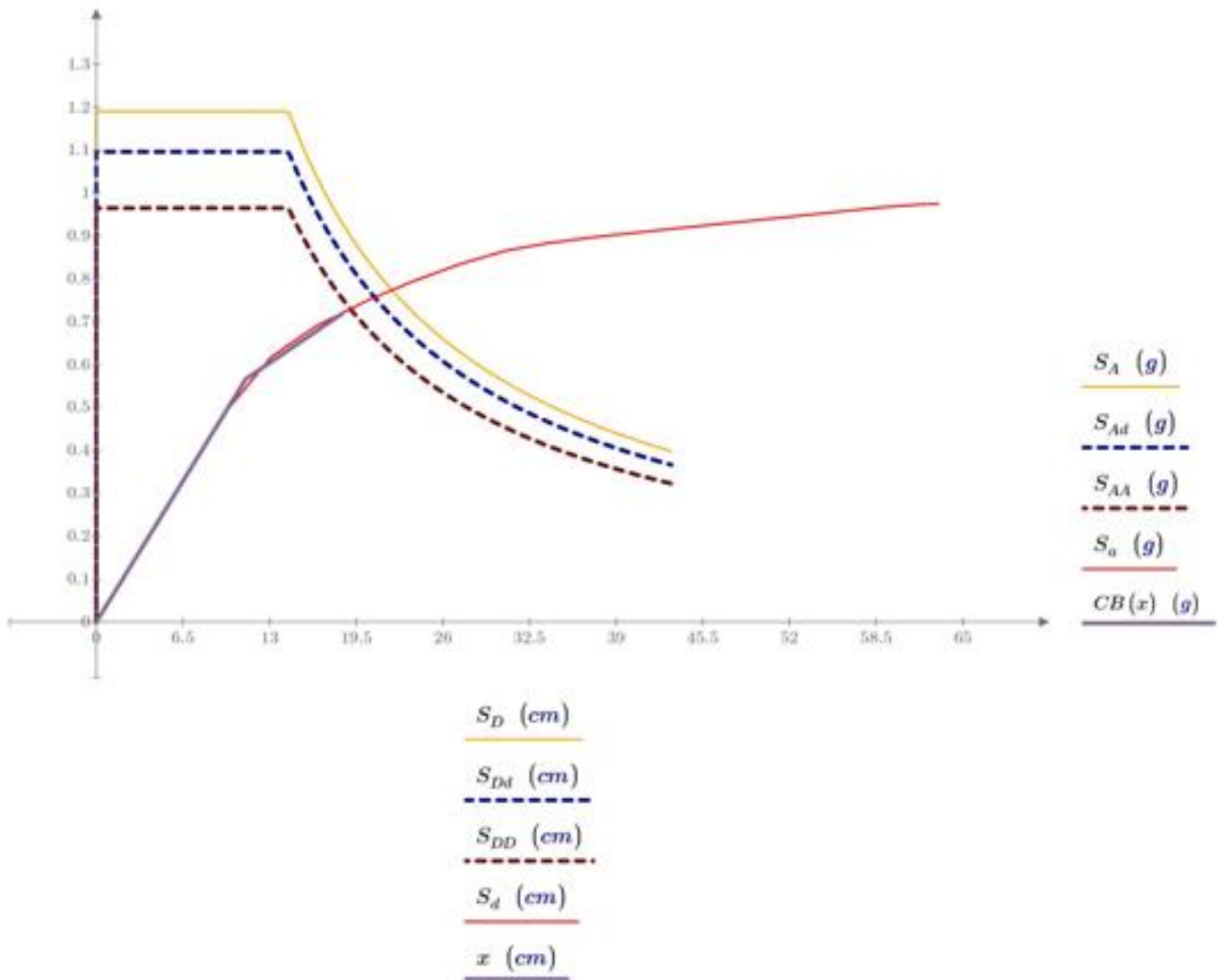
$$S_{DD} := \begin{array}{|l} \text{for } i \in 1..210 \\ \quad S_{DD_i} \leftarrow \frac{T_i^2}{4 \cdot \pi^2} \cdot S_{A_i} \\ S_{DD} \end{array}$$

$$S_{AA} := \begin{array}{|l} \text{for } i \in 1..210 \\ \quad \text{if } T_i < T_c \\ \quad \quad S_{AA_i} \leftarrow \frac{\eta \cdot Z \cdot F_a}{B} \cdot M \\ \quad \text{if } T_i > T_c \\ \quad \quad S_{AA_i} \leftarrow \frac{\eta \cdot Z \cdot F_a \cdot \left(\frac{T_c}{T_i}\right)^r}{B} \cdot M \\ S_{AA} \end{array}$$



Espectro de Respuesta Elástico Sismo de Diseño (MADRS) -Direccion X-X

3. Punto de Desempeño



Punto de desempeño para el nivel de demanda sísmica de diseño en la dirección X-X

El punto de desempeño de prueba a_{pi}, d_{pi} es aceptable si: $0.95 d_{pi} \leq d_i \leq 1.05 d_{pi}$

$$d_{pi} = 0.186 \text{ m}$$

$$a_{pi} = 0.721 \text{ g}$$

$$d_i = 0.193 \text{ m}$$

Error := if ($0.95 d_{pi} \leq d_i \leq 1.05 d_{pi}$, "OK", "Nuevo punto de prueba")

Error = "OK"

4. Resultados

$$T_o = 0.893 \text{ s}$$

$$\alpha = 0.418$$

$$a_p := a_{pi} = 0.721 \text{ g}$$

$$T_{eff} = 0.955 \text{ s}$$

$$\mu = 1.656$$

$$d_p := d_{pi} = 0.186 \text{ m}$$

$$\beta_{eff} = 6.799$$

Punto de desempeño

$$\Delta_d := d_p \cdot PF1 \cdot \phi = 0.249 \text{ m}$$

$$V_d := a_{pi} \cdot \alpha 1 \cdot \frac{W}{g} = 485.342 \text{ tonnef}$$

5. En la dirección Y-Y se hizo el mismo procedimiento

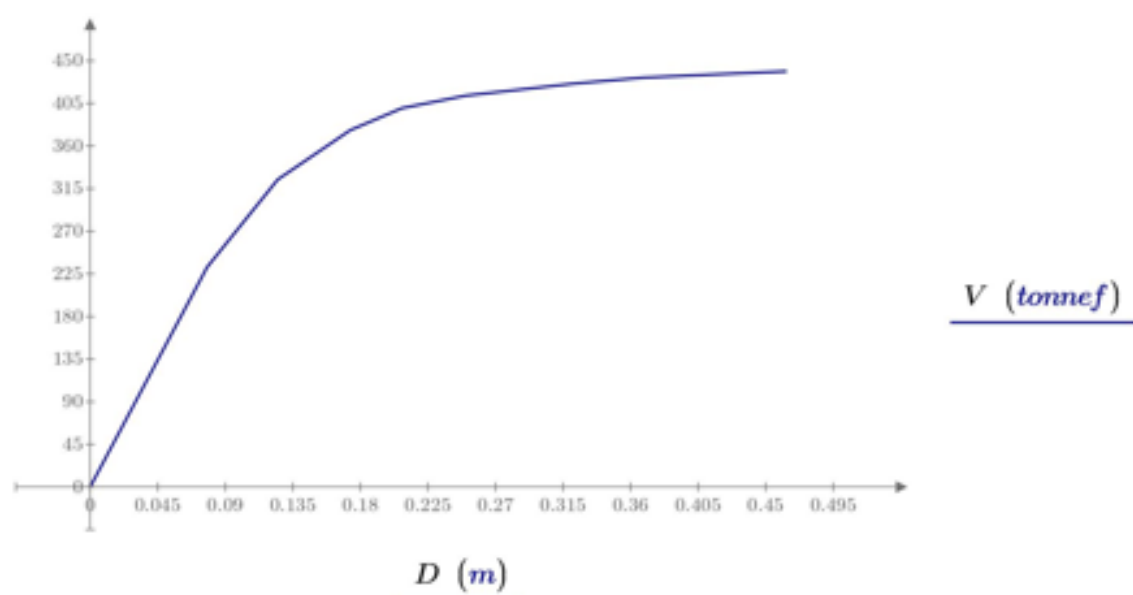
EDIFICIO 3 PISOS CON COLUMNAS TUBULARES DIRECCIÓN X-X

1. Conversión de la Curva de Capacidad en Espectro de Capacidad

1.1. Curva de Capacidad

$$D := \begin{bmatrix} 7.87 \cdot 10^{-7} \\ 0.042499 \\ 0.077901 \\ 0.124934 \\ 0.173119 \\ 0.207699 \\ 0.250268 \\ 0.322396 \\ 0.36829 \\ 0.421494 \\ 0.463994 \end{bmatrix} \text{ m} \quad V := \begin{bmatrix} 0 \\ 126.5977 \\ 232.0519 \\ 324.6005 \\ 376.6102 \\ 399.9955 \\ 413.2514 \\ 425.9456 \\ 432.2333 \\ 436.0145 \\ 438.8976 \end{bmatrix} \text{ tonnef}$$

$$\text{Amplitud} = \begin{bmatrix} 0.2355 \\ 0.16437 \\ 0.06985 \end{bmatrix}$$



Curva de Capacidad -Direccion X-X

1.2. Curva de Capacidad en formato ADRS

$$PF1 = 5.699$$

Factor de participación modal para el modo predominante

$$\alpha_1 = 0.833$$

Coefficiente de masa modal para el modo predominante

$$\phi = 0.2355$$

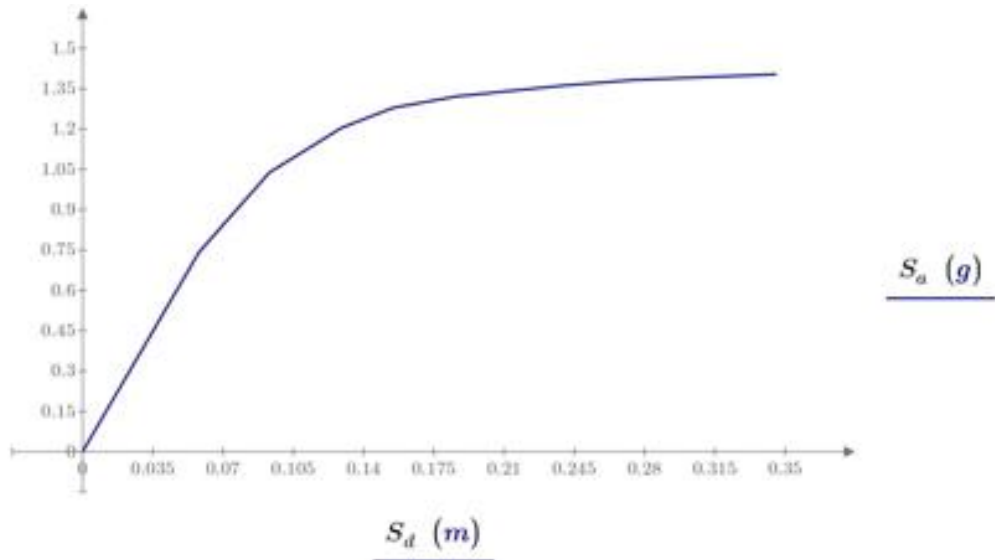
Amplitud del modo predominante en el nivel del techo

$$W = 375.364 \text{ tonnef}$$

Peso

$$S_a := \frac{V}{W \cdot \alpha_1} \cdot g$$

$$S_d := \frac{D}{PF1 \cdot \phi}$$



Espectro de Capacidad -Direccion X-X

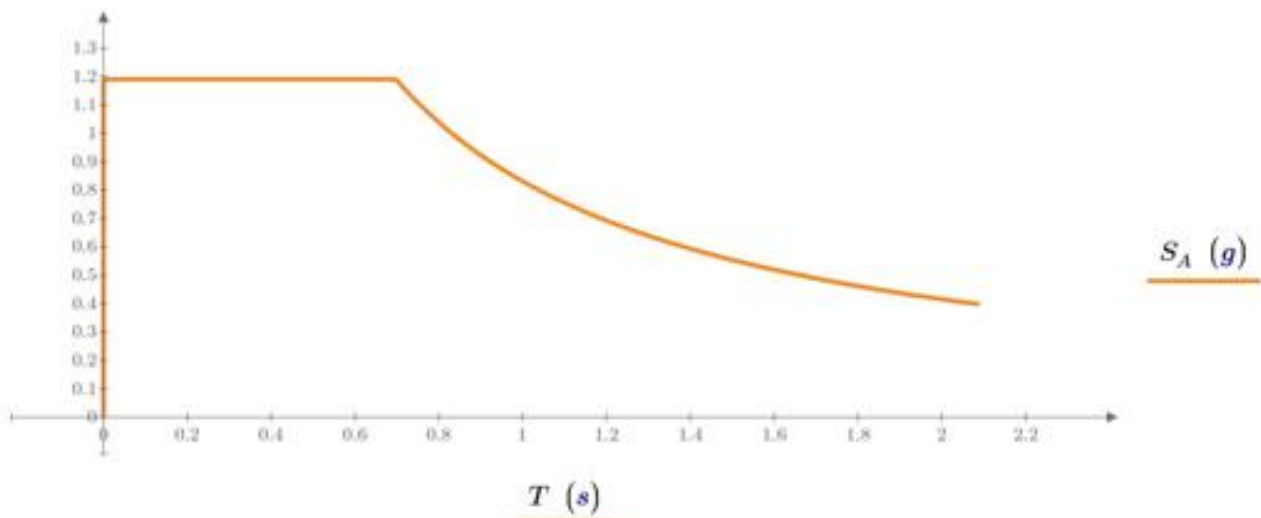
2. Sismo de Diseño

2.1 Espectro de respuesta en formato ADRS

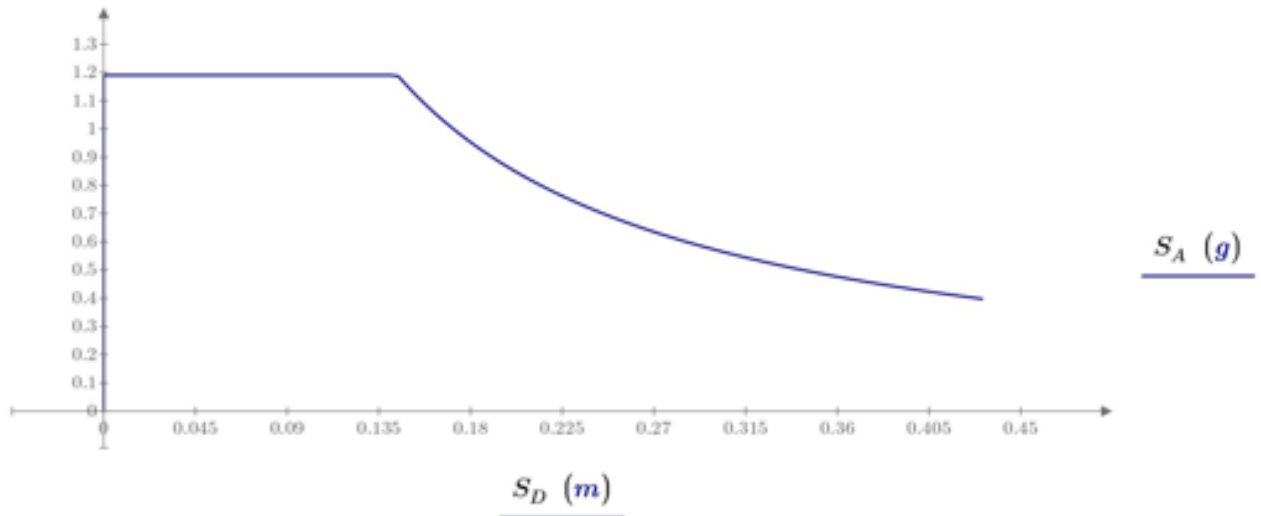
$$Z := 0.4 \text{ g} \quad T_c := 0.55 \cdot s \cdot F_s \cdot \left(\frac{F_d}{F_a} \right) = 0.698 \text{ s} \quad T_o := 0.1 \cdot s \cdot F_s \cdot \left(\frac{F_d}{F_a} \right) = 0.127 \text{ s}$$

$$T := \left\| \begin{array}{l} \text{for } i \in 1..210 \\ \left\| T_i \leftarrow (i \cdot 0.01 - 0.01) \text{ s} \right\| \\ T \end{array} \right\| \quad S_A := \left\| \begin{array}{l} \text{for } i \in 1..210 \\ \left\| \begin{array}{l} \text{if } T_i < T_c \\ \left\| S_{A_i} \leftarrow \eta \cdot Z \cdot F_a \right\| \\ \text{if } T_i > T_c \\ \left\| S_{A_i} \leftarrow \eta \cdot Z \cdot F_a \cdot \left(\frac{T_c}{T_i} \right)^r \right\| \end{array} \right\| \\ S_A \end{array} \right\|$$

$$S_D := \left\| \begin{array}{l} \text{for } i \in 1..210 \\ \left\| S_{D_i} \leftarrow \frac{T_i^2}{4 \cdot \pi^2} \cdot S_{A_i} \right\| \\ S_D \end{array} \right\|$$



Espectro de Respuesta Elástico Sismo de Diseño -Direccion X-X



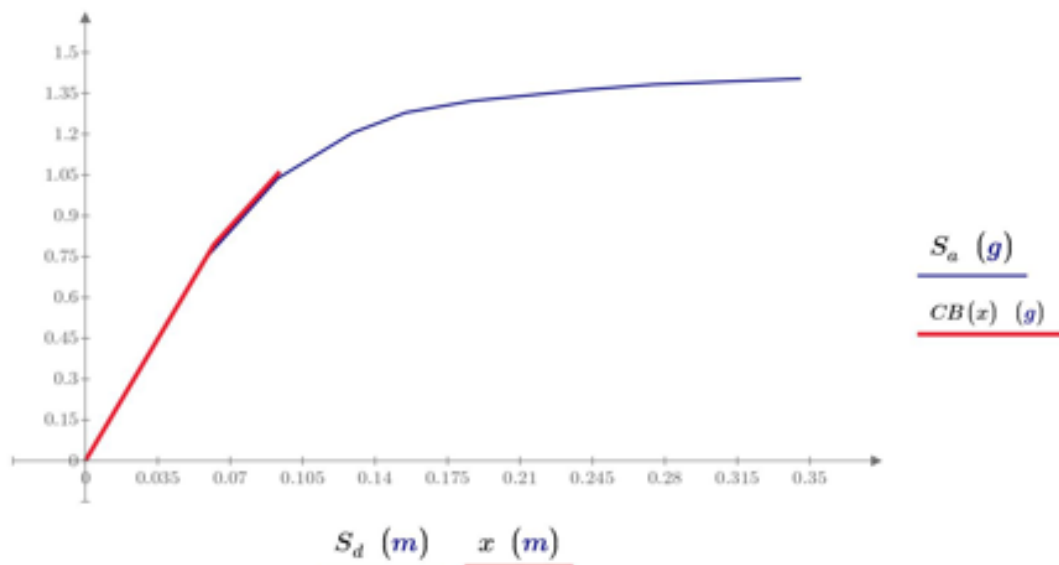
Espectro de Respuesta Elástico Sismo de Diseño ADRS(inicial)-Direccion X-X
2.1 Representación Bilineal del Espectro de Capacidad

Rigidez inicial $K_i := \frac{S_{a_2} - S_{a_1}}{S_{d_2} - S_{d_1}} = 12.784 \frac{g}{m}$

Punto de prueba $d_{pi} := 0.0949 m$ $a_{pi} := 1.07 g$

Punto de fluencia $d_y := 0.0621 m$ $a_y := K_i \cdot d_y = 0.794 g$

Curva Bilineal $x := 0 m, 0.001 m .. d_{pi}$ $CB(x) := \left\| \text{if} \left(x \leq d_y, K_i \cdot x, \left(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y} \right) \cdot (x - d_y) + a_y \right) \right\|$



Verificación de áreas iguales $n := 7$

$$A_{CB} := \int_0^{d_{pi}} CB(x) dx = 0.0552 g \cdot m$$

$$A_{Esp} := \sum_{i=1}^{n-1} \frac{(S_{a_{i+1}} + S_{a_i})}{2} \cdot (S_{d_{i+1}} - S_{d_i}) + \frac{(a_{pi} + S_{a_n})}{2} \cdot (d_{pi} - S_{d_n}) = 0.0552 g \cdot m$$

$$Error := \frac{A_{CB} - A_{Esp}}{A_{Esp}} \cdot 100 = 0.023$$

2.2. Reducción de la demanda por efectos no lineales

$$\text{Rigidez post elástica} \quad \alpha := \frac{\left(\frac{a_{pl} - a_y}{d_{pl} - d_y}\right)}{\left(\frac{a_y}{d_y}\right)} = 0.659 \quad \text{Ductilidad} \quad \mu := \frac{d_{pl}}{d_y} = 1.528$$

$$\text{Periodo efectivo} \quad T_o := 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{d_y}{a_y}} = 0.561 \text{ s}$$

$$T_{eff} := \begin{cases} \text{if } 1 < \mu < 4 \\ \left| \left| T_{eff} \leftarrow (0.2 \cdot (\mu - 1)^2 - 0.038 \cdot (\mu - 1)^2 + 1) \cdot T_o \right. \right. \\ \text{if } 4 < \mu < 6.5 \\ \left| \left| T_{eff} \leftarrow (0.28 + 0.13 \cdot (\mu - 1) + 1) \cdot T_o \right. \right. \\ \text{if } \mu > 6.5 \\ \left| \left| T_{eff} \leftarrow \left(0.89 \cdot \left(\sqrt{\frac{(\mu - 1)}{1 + 0.05 \cdot (\mu - 2)}} - 1\right) + 1\right) \cdot T_o \right. \right. \\ T_{eff} \end{cases} \quad T_{eff} = 0.587 \text{ s}$$

$$\text{Amortiguamiento efectivo} \quad \beta_o := 5$$

$$\beta_{eff} := \begin{cases} \text{if } 1 < \mu < 4 \\ \left| \left| \beta_{eff} \leftarrow 4.9 \cdot (\mu - 1)^2 - 1.1 \cdot (\mu - 1)^2 + \beta_o \right. \right. \\ \text{if } 4 < \mu < 6.5 \\ \left| \left| \beta_{eff} \leftarrow 14 + 0.32 \cdot (\mu - 1) + \beta_o \right. \right. \\ \text{if } \mu > 6.5 \\ \left| \left| \beta_{eff} \leftarrow 19 \cdot \left(\frac{0.64 \cdot (\mu - 1) - 1}{0.64 \cdot (\mu - 1)^2}\right) \cdot \left(\frac{T_{eff}}{T_o}\right)^2 + \beta_o \right. \right. \\ \beta_{eff} \end{cases} \quad \beta_{eff} = 6.205$$

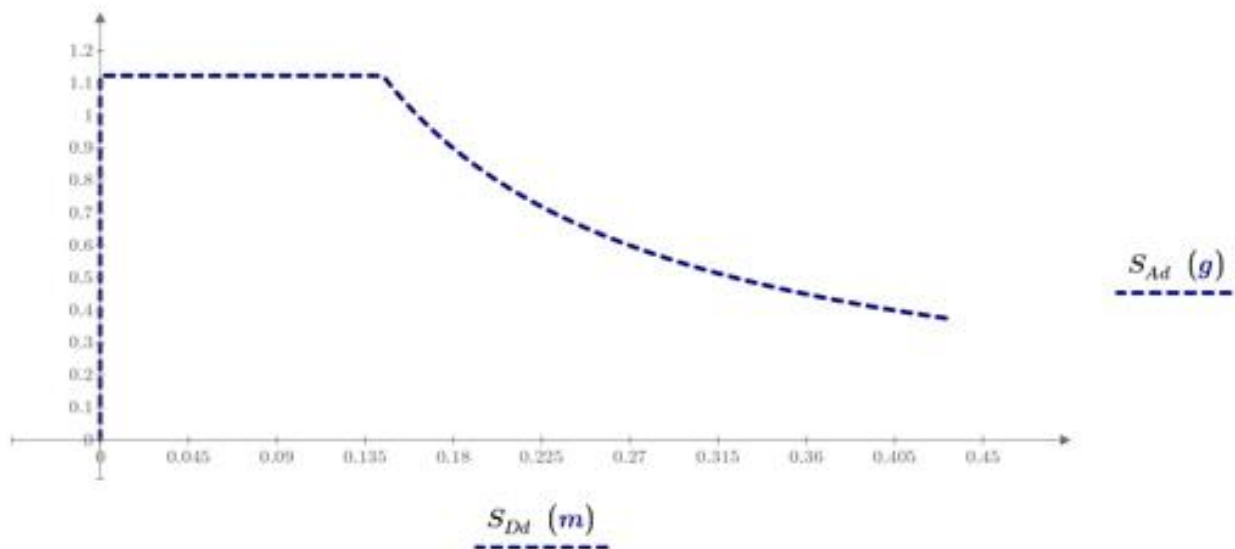
$$\text{Factor de Reducción Espectral} \quad B := \frac{4}{5.6 - \ln(\beta_{eff})} = 1.06$$

$$\text{Coeficiente M} \quad M := \left(\frac{T_{eff}}{T_o}\right)^2 \cdot \left(\frac{1 + \alpha \cdot (\mu - 1)}{\mu}\right) = 0.964$$

2.3. Espectro de demanda reducido por efectos no lineales

$$T := \begin{cases} \text{for } i \in 1 \dots 210 \\ \left| \left| T_i \leftarrow (i \cdot 0.01 - 0.01) \text{ s} \right. \right. \\ T \end{cases} \quad S_{Ad} := \begin{cases} \text{for } i \in 1 \dots 210 \\ \left| \left| \text{if } T_i < T_c \right. \right. \\ \left| \left| \left| S_{Ad_i} \leftarrow \frac{\eta \cdot Z \cdot F_a}{B} \right. \right. \right. \\ \left| \left| \text{if } T_i > T_c \right. \right. \\ \left| \left| \left| S_{Ad_i} \leftarrow \frac{\eta \cdot Z \cdot F_a \cdot \left(\frac{T_c}{T_i}\right)^r}{B} \right. \right. \right. \\ S_{Ad} \end{cases}$$

$$S_{DM} := \begin{cases} \text{for } i \in 1 \dots 210 \\ \left| \left| S_{DM_i} \leftarrow \frac{T_i^2}{4 \cdot \pi^2} \cdot S_{A_i} \right. \right. \\ S_{DM} \end{cases}$$



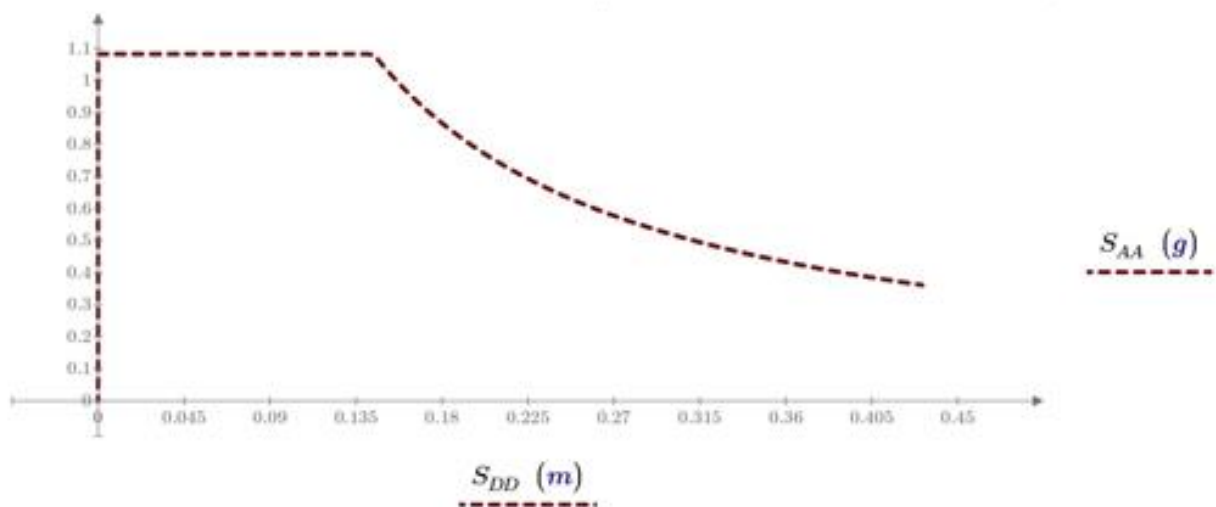
Espectro de Respuesta Elástico Sismo de Diseño (ADRS (β_{eff})) -Direccion X-X

2.4. Espectro de demanda modificado a partir del espectro reducido por efectos no lineales

$$T := \begin{cases} \text{for } i \in 1..210 \\ T_i \leftarrow (i \cdot 0.01 - 0.01) \text{ s} \\ T \end{cases}$$

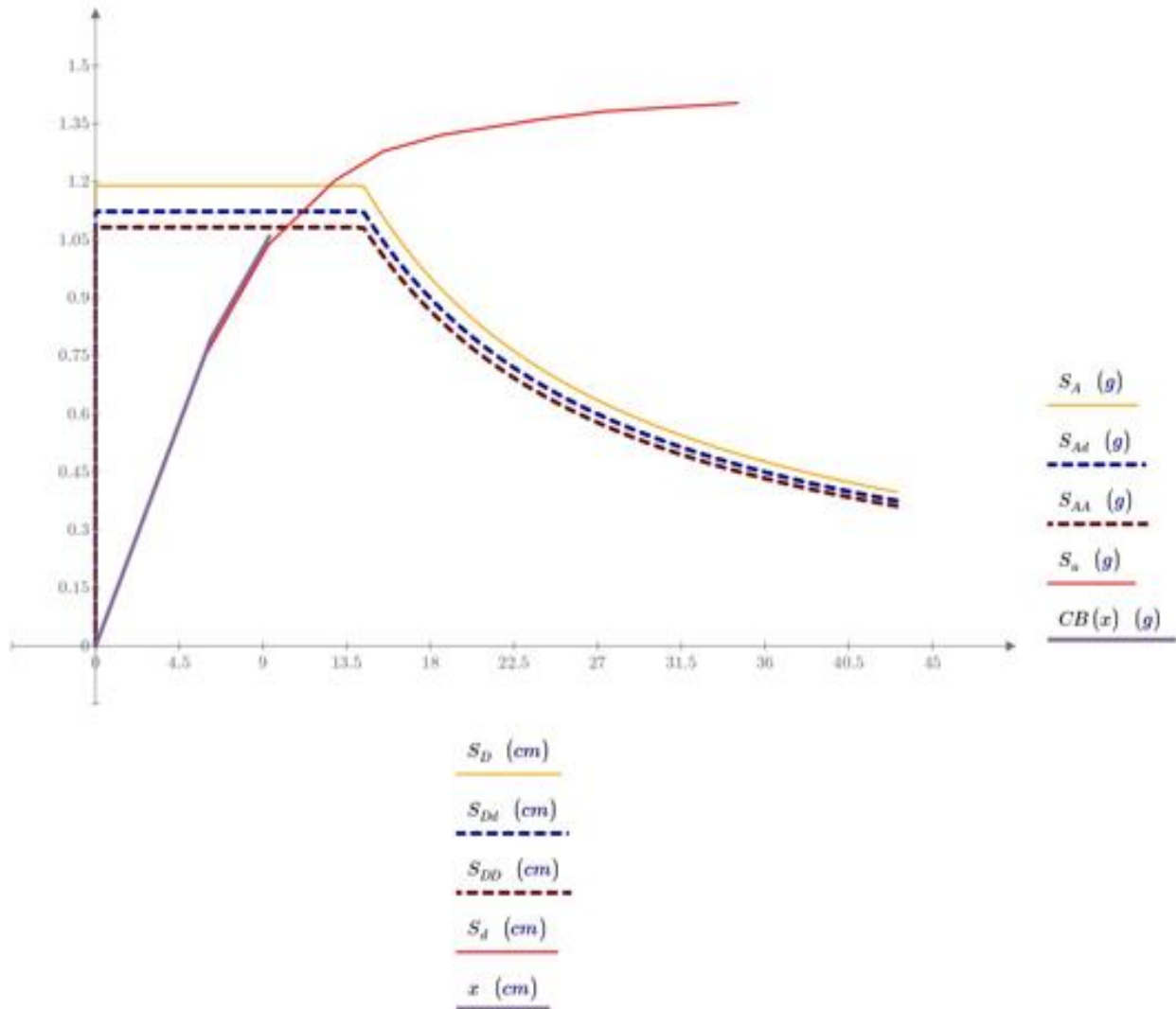
$$S_{DD} := \begin{cases} \text{for } i \in 1..210 \\ S_{DD_i} \leftarrow \frac{T_i^2}{4 \cdot \pi^2} \cdot S_{A_i} \\ S_{DD} \end{cases}$$

$$S_{AA} := \begin{cases} \text{for } i \in 1..210 \\ \text{if } T_i < T_c \\ S_{AA_i} \leftarrow \frac{\eta \cdot Z \cdot F_a}{B} \cdot M \\ \text{if } T_i > T_c \\ S_{AA_i} \leftarrow \frac{\eta \cdot Z \cdot F_a \cdot \left(\frac{T_c}{T_i}\right)^\tau}{B} \cdot M \\ S_{AA} \end{cases}$$



Espectro de Respuesta Elástico Sismo de Diseño (MADRS) -Direccion X-X

3. Punto de Desempeño



Punto de desempeño para el nivel de demanda sísmica de diseño en la dirección X-X

El punto de desempeño de prueba a_{pi}, d_{pi} es aceptable si: $0.95 d_{pi} \leq d_i \leq 1.05 d_{pi}$

$$d_{pi} = 0.095 \text{ m}$$

$$a_{pi} = 1.07 \text{ g}$$

$$d_i := 0.097 \text{ m}$$

Error := if ($0.95 d_{pi} \leq d_i \leq 1.05 d_{pi}$, "OK", "Nuevo punto de prueba")

Error = "OK"

4. Resultados

$$T_o = 0.561 \text{ s}$$

$$\alpha = 0.659$$

$$a_p := a_{pi} = 1.07 \text{ g}$$

$$T_{eff} = 0.587 \text{ s}$$

$$\mu = 1.528$$

$$d_p := d_{pi} = 0.095 \text{ m}$$

$$\beta_{eff} = 6.205$$

Punto de desempeño

$$\Delta_d := d_p \cdot PF1 \cdot \phi = 0.127 \text{ m}$$

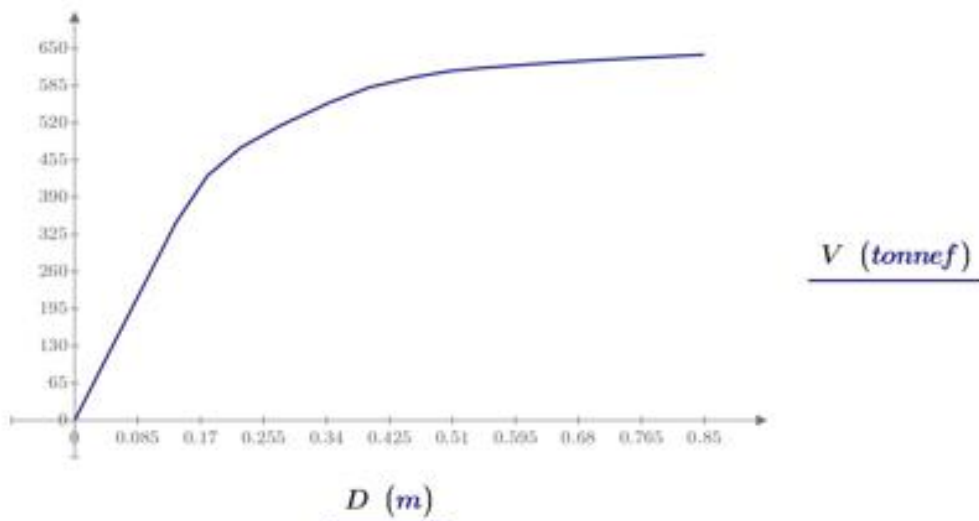
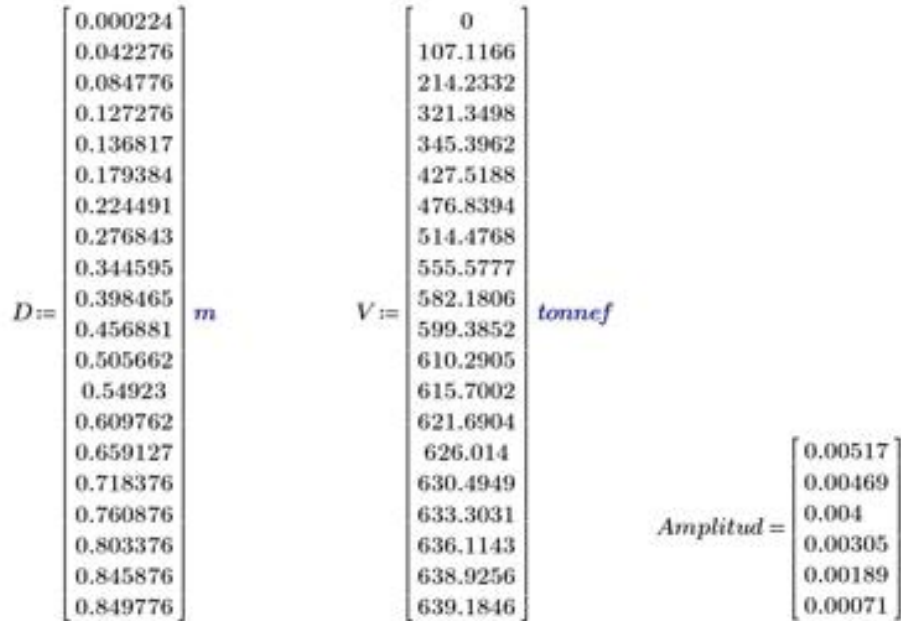
$$V_d := a_{pi} \cdot \alpha1 \cdot \frac{W}{g} = 334.602 \text{ tonnef}$$

5. En la dirección Y-Y se hizo el mismo procedimiento

EDIFICIO 6 PISOS CON COLUMNAS TUBULARES DIRECCIÓN X-X

1. Conversión de la Curva de Capacidad en Espectro de Capacidad

1.1. Curva de Capacidad



Curva de Capacidad -Direccion X-X

1.2. Curva de Capacidad en formato ADRS

$$PF1 = 257.835$$

Factor de participación modal para el modo predominante

$$\alpha1 = 0.807$$

Coficiente de masa modal para el modo predominante

$$\phi = 0.00517$$

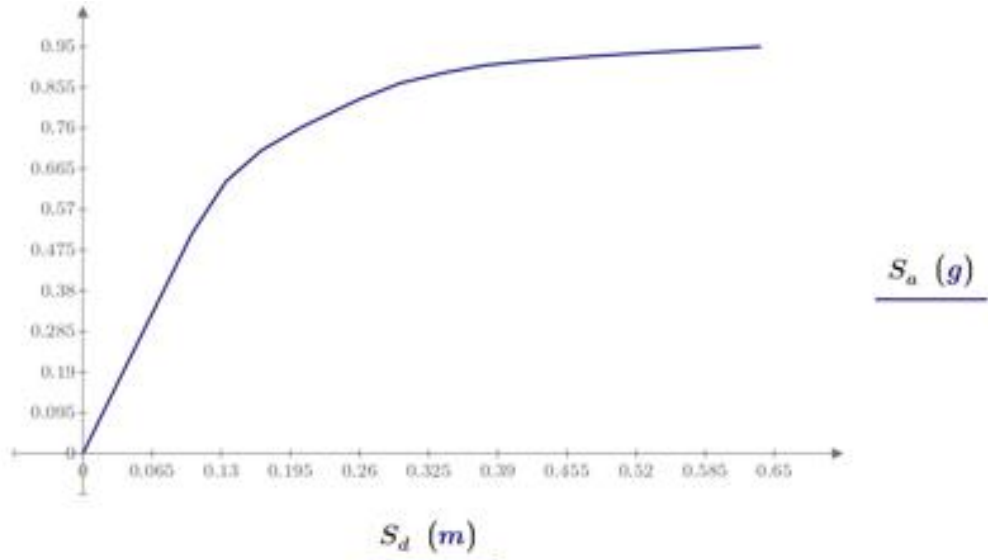
Amplitud del modo predominante en el nivel del techo

$$W = 834.349 \text{ tonnef}$$

Peso

$$S_a := \frac{V}{W \cdot \alpha1} \cdot g$$

$$S_d := \frac{D}{PF1 \cdot \phi}$$



Espectro de Capacidad -Direccion X-X

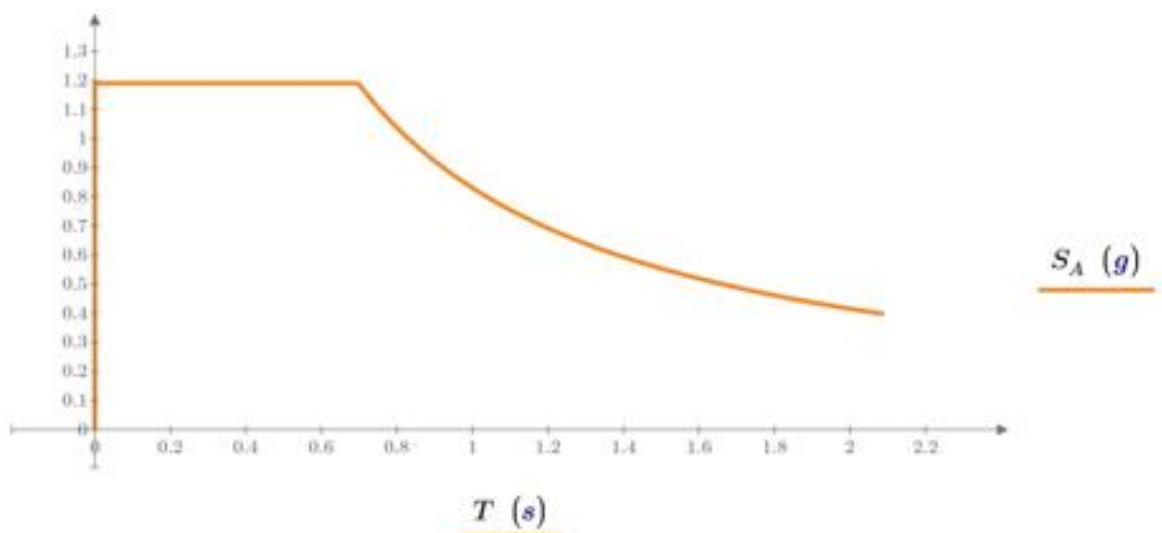
2. Sismo de Diseño

2.1 Espectro de respuesta en formato ADRS

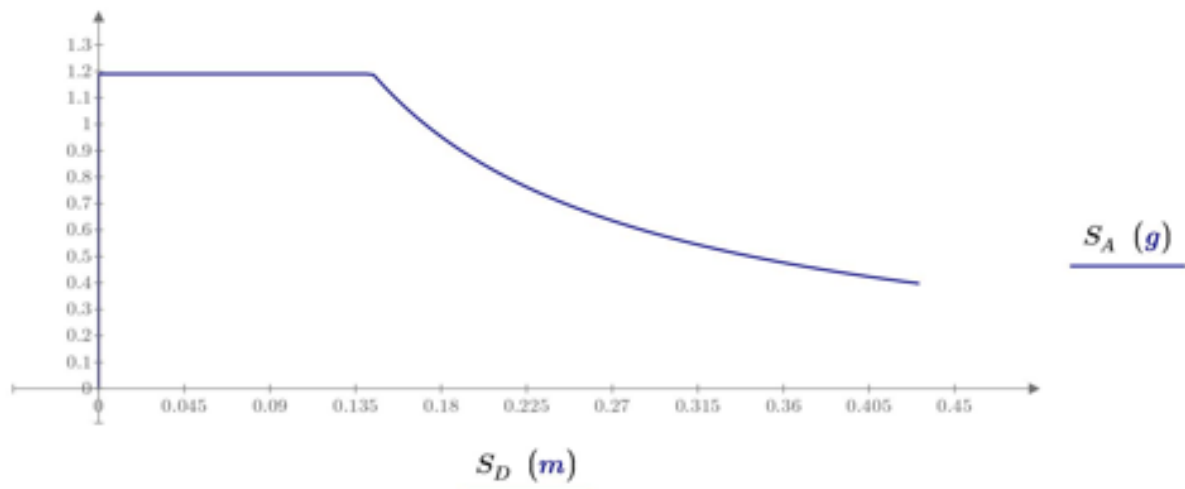
$$Z := 0.4 \text{ g} \quad T_c := 0.55 \cdot s \cdot F_s \cdot \left(\frac{F_d}{F_a} \right) = 0.698 \text{ s} \quad T_o := 0.1 \cdot s \cdot F_s \cdot \left(\frac{F_d}{F_a} \right) = 0.127 \text{ s}$$

$$T := \left\| \begin{array}{l} \text{for } i \in 1..210 \\ T_i \leftarrow (i \cdot 0.01 - 0.01) \text{ s} \\ T \end{array} \right\| \quad S_A := \left\| \begin{array}{l} \text{for } i \in 1..210 \\ \left\| \begin{array}{l} \text{if } T_i < T_c \\ S_{A_i} \leftarrow \eta \cdot Z \cdot F_a \\ \text{if } T_i > T_c \\ S_{A_i} \leftarrow \eta \cdot Z \cdot F_a \cdot \left(\frac{T_c}{T_i} \right)^r \end{array} \right\| \\ S_A \end{array} \right\|$$

$$S_D := \left\| \begin{array}{l} \text{for } i \in 1..210 \\ S_{D_i} \leftarrow \frac{T_i^2}{4 \cdot \pi^2} \cdot S_{A_i} \\ S_D \end{array} \right\|$$



Espectro de Respuesta Elástico Sismo de Diseño -Direccion X-X



Espectro de Respuesta Elástico Sismo de Diseño ADRS(inicial)-Direccion X-X

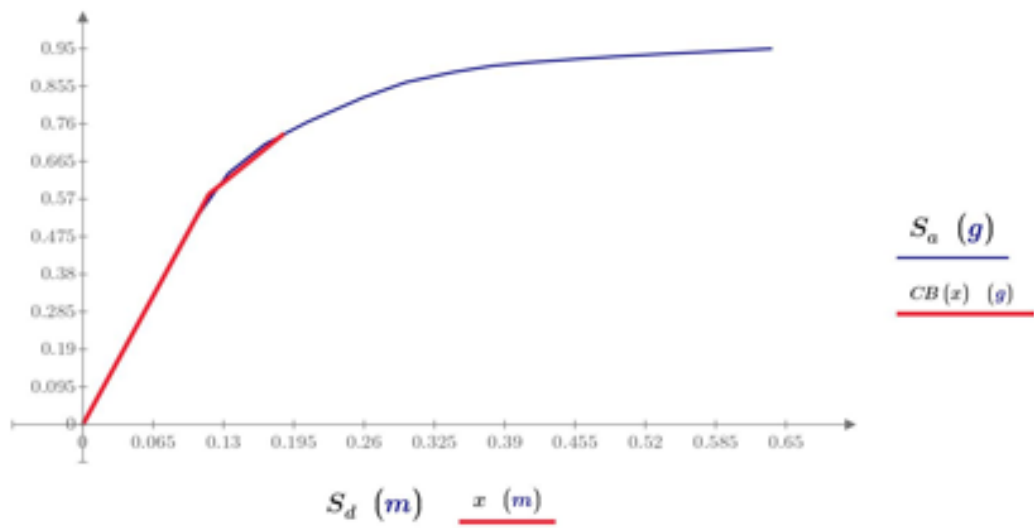
2.1 Representación Bilineal del Espectro de Capacidad

Rigidez inicial $K_i := \frac{S_{a_2} - S_{a_1}}{S_{d_2} - S_{d_1}} = 4.994 \frac{g}{m}$

Punto de prueba $d_{pi} := 0.186 \text{ m}$ $a_{pi} := 0.735 \text{ g}$

Punto de fluencia $d_y := 0.1165 \text{ m}$ $a_y := K_i \cdot d_y = 0.582 \text{ g}$

Curva Bilineal $x := 0 \text{ m}, 0.001 \text{ m} .. d_{pi}$ $CB(x) := \left[\text{if} \left(x \leq d_y, K_i \cdot x, \left(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y} \right) \cdot (x - d_y) + a_y \right) \right]$



Verificación de áreas iguales $n := 10$

$$A_{CB} := \int_0^{d_{pi}} CB(x) dx = 0.0796 \text{ g} \cdot \text{m}$$

$$A_{Esp} := \sum_{i=1}^{n-1} \frac{(S_{a_{i+1}} + S_{a_i})}{2} \cdot (S_{d_{i+1}} - S_{d_i}) + \frac{(a_{pi} + S_{a_n})}{2} \cdot (d_{pi} - S_{d_n}) = 0.0795 \text{ g} \cdot \text{m}$$

$$\text{Error} := \frac{A_{CB} - A_{Esp}}{A_{Esp}} \cdot 100 = 0.188$$

2.2. Reducción de la demanda por efectos no lineales

Rigidez post elástica $\alpha := \frac{\left(\frac{a_{pl} - a_y}{d_{pl} - d_y}\right)}{\left(\frac{a_y}{d_y}\right)} = 0.441$ Ductilidad $\mu := \frac{d_{pl}}{d_y} = 1.597$

Periodo efectivo $T_o := 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{d_y}{a_y}} = 0.898 \text{ s}$

$$T_{eff} := \begin{cases} \text{if } 1 < \mu < 4 \\ \left\| \left\| T_{eff} \leftarrow (0.2 \cdot (\mu - 1)^2 - 0.038 \cdot (\mu - 1)^2 + 1) \cdot T_o \right. \right. \\ \text{if } 4 < \mu < 6.5 \\ \left\| T_{eff} \leftarrow (0.28 + 0.13 \cdot (\mu - 1) + 1) \cdot T_o \right. \\ \text{if } \mu > 6.5 \\ \left\| T_{eff} \leftarrow \left(0.89 \cdot \left(\sqrt{\frac{(\mu - 1)}{1 + 0.05 \cdot (\mu - 2)}} - 1 \right) + 1 \right) \cdot T_o \right. \\ T_{eff} \end{cases} \quad T_{eff} = 0.95 \text{ s}$$

Amortiguamiento efectivo $\beta_o := 5$

$$\beta_{eff} := \begin{cases} \text{if } 1 < \mu < 4 \\ \left\| \left\| \beta_{eff} \leftarrow 4.9 \cdot (\mu - 1)^2 - 1.1 \cdot (\mu - 1)^3 + \beta_o \right. \right. \\ \text{if } 4 < \mu < 6.5 \\ \left\| \beta_{eff} \leftarrow 14 + 0.32 \cdot (\mu - 1) + \beta_o \right. \\ \text{if } \mu > 6.5 \\ \left\| \beta_{eff} \leftarrow 19 \cdot \left(\frac{0.64 \cdot (\mu - 1) - 1}{0.64 \cdot (\mu - 1)^2} \right) \cdot \left(\frac{T_{eff}}{T_o} \right)^2 + \beta_o \right. \\ \beta_{eff} \end{cases} \quad \beta_{eff} = 6.51$$

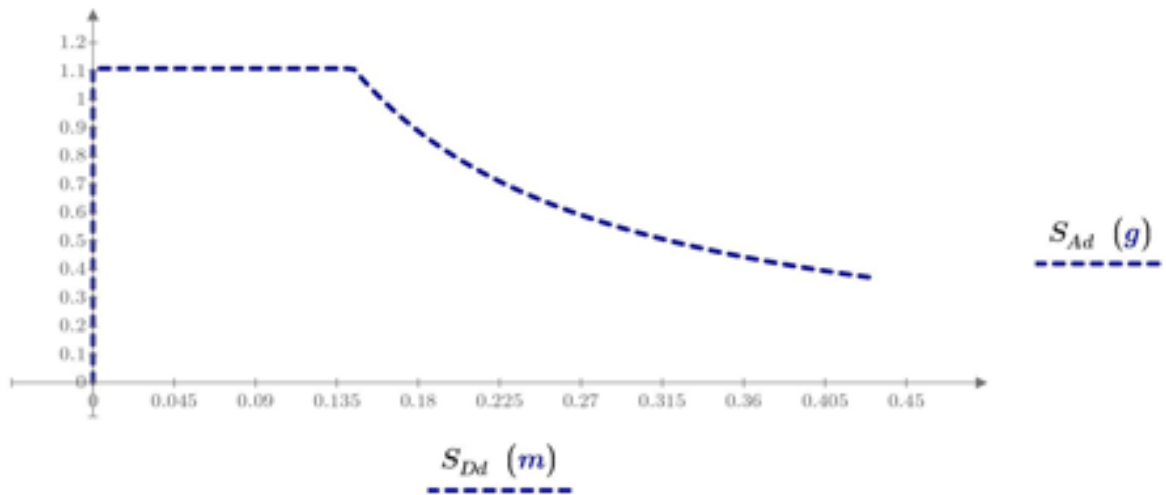
Factor de Reducción Espectral $B := \frac{4}{5.6 - \ln(\beta_{eff})} = 1.073$

Coefficiente de Modificación M $M := \left(\frac{T_{eff}}{T_o} \right)^2 \cdot \left(\frac{1 + \alpha \cdot (\mu - 1)}{\mu} \right) = 0.885$

2.3. Espectro de demanda reducido por efectos no lineales

$$T := \begin{cases} \text{for } i \in 1 \dots 210 \\ \left\| \left\| T_i \leftarrow (i \cdot 0.01 - 0.01) \text{ s} \right. \right. \\ T \end{cases}$$

$$S_{Ad} := \begin{cases} \text{for } i \in 1 \dots 210 \\ \left\| \left\| \left\| \text{if } T_i < T_c \right. \right. \right. \\ \left\| \left\| \left\| S_{Ad_i} \leftarrow \frac{\eta \cdot Z \cdot F_a}{B} \right. \right. \right. \\ \left\| \left\| \left\| \text{if } T_i > T_c \right. \right. \right. \\ \left\| \left\| \left\| S_{Ad_i} \leftarrow \frac{\eta \cdot Z \cdot F_a \cdot \left(\frac{T_c}{T_i} \right)^r}{B} \right. \right. \right. \\ S_{Ad} \end{cases}$$



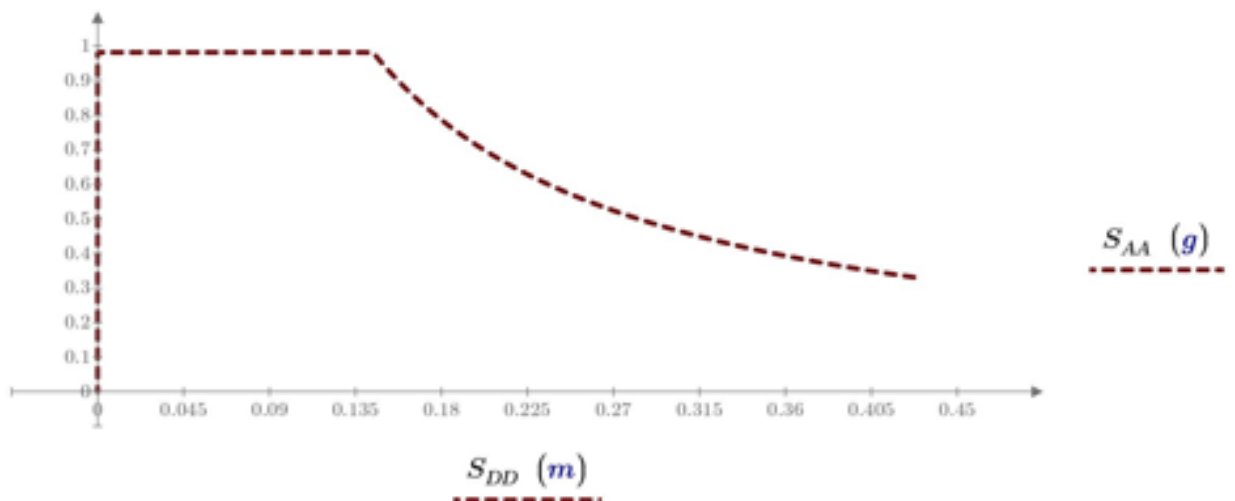
Espectro de Respuesta Elástico Sismo de Diseño (ADRS (β_{eff})) -Direccion X-X

2.4. Espectro de demanda modificado a partir del espectro reducido por efectos no lineales

$$T := \begin{cases} \text{for } i \in 1 \dots 210 \\ T_i \leftarrow (i \cdot 0.01 - 0.01) s \\ T \end{cases}$$

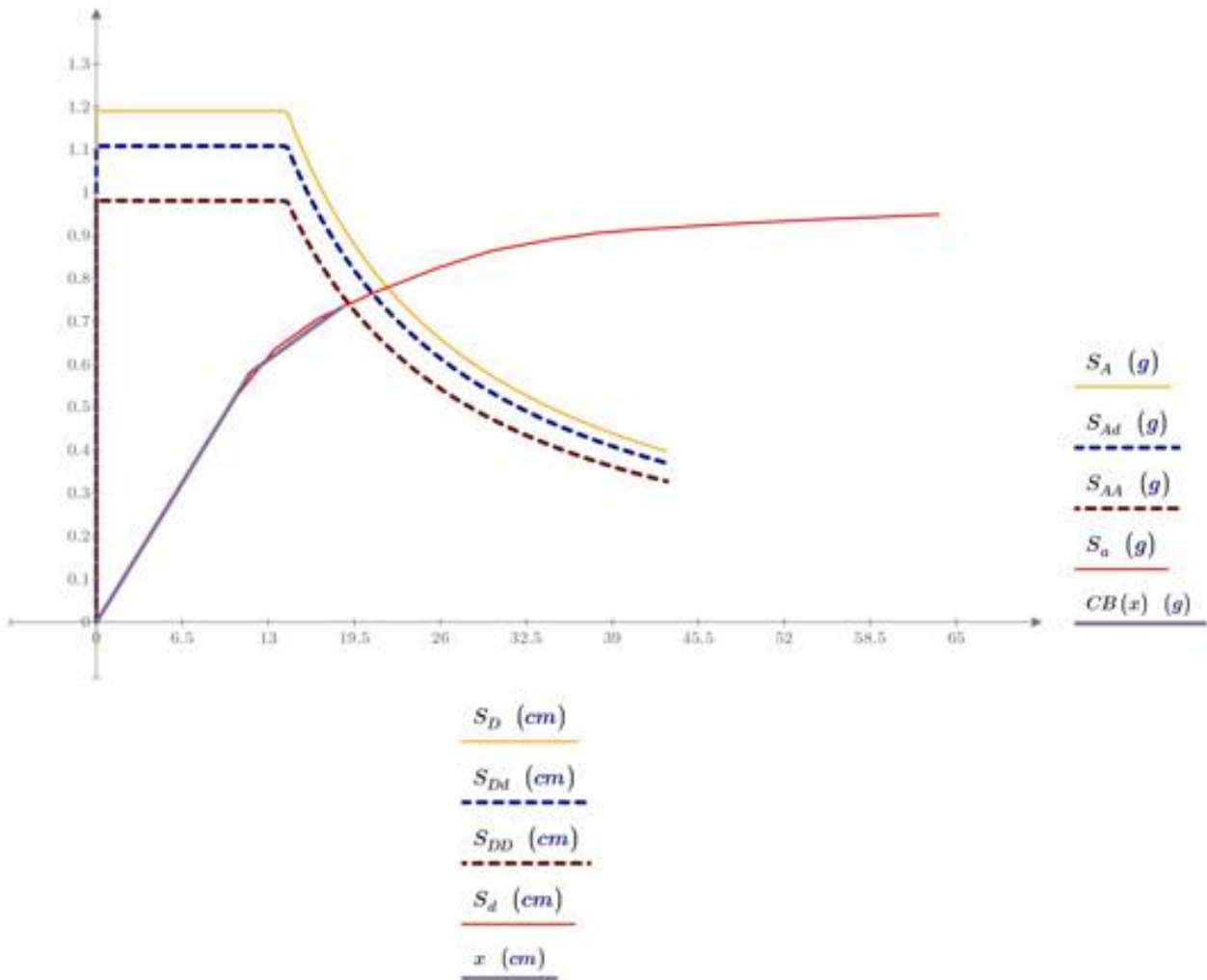
$$S_{AA} := \begin{cases} \text{for } i \in 1 \dots 210 \\ \text{if } T_i < T_c \\ S_{AA_i} \leftarrow \frac{\eta \cdot Z \cdot F_a \cdot M}{B} \\ \text{if } T_i > T_c \\ S_{AA_i} \leftarrow \frac{\eta \cdot Z \cdot F_a \cdot \left(\frac{T_c}{T_i}\right)^r}{B} \cdot M \\ S_{AA} \end{cases}$$

$$S_{DD} := \begin{cases} \text{for } i \in 1 \dots 210 \\ S_{DD_i} \leftarrow \frac{T_i^2}{4 \cdot \pi^2} \cdot S_{AA_i} \\ S_{DD} \end{cases}$$



Espectro de Respuesta Elástico Sismo de Diseño (MADRS) -Direccion X-X

3. Punto de Desempeño



Punto de desempeño para el nivel de demanda sísmica de diseño en la dirección X-X

El punto de desempeño de prueba a_{pi}, d_{pi} es aceptable si: $0.95 d_{pi} \leq d_i \leq 1.05 d_{pi}$

$$d_{pi} = 0.186 \text{ m}$$

$$a_{pi} = 0.735 \text{ g}$$

$$d_i := 0.185 \text{ m}$$

Error := if ($0.95 d_{pi} \leq d_i \leq 1.05 d_{pi}$, "OK", "Nuevo punto de prueba")

Error = "OK"

4. Resultados

$$T_o = 0.898 \text{ s}$$

$$\alpha = 0.441$$

$$a_p := a_{pi} = 0.735 \text{ g}$$

$$T_{eff} = 0.95 \text{ s}$$

$$\mu = 1.597$$

$$d_p := d_{pi} = 0.186 \text{ m}$$

$$\beta_{eff} = 6.51$$

Punto de desempeño

$$\Delta_d := d_p \cdot PF1 \cdot \phi = 0.248 \text{ m}$$

$$V_d := a_{pi} \cdot \alpha 1 \cdot \frac{W}{g} = 494.66 \text{ tonnef}$$

5. En la dirección Y-Y se hizo el mismo procedimiento

ANEXO E.2. MÉTODO DE LOS COEFICIENTES
EDIFICIO 3 PISOS CON COLUMNAS
CRUCIFORMES DIRECCIÓN X-X

1. Sismo de Diseño

1.1 Espectro de respuesta elástico $Z = 0.4 g$ $T_c = 0.698 s$ $T_o = 0.127 s$

$$S_A(T) := \text{if} \left(T < T_c, \eta \cdot Z \cdot F_a, \eta \cdot Z \cdot F_a \cdot \left(\frac{T_c}{T} \right)^r \right)$$

1.2 Representación Bilineal de la Curva de Capacidad

Rigidez inicial $K_i := \frac{V_2 - V_1}{\Delta_2 - \Delta_1} = 3041.898 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$

Desplazamiento objetivo $\Delta_p := 0.124 m$ $V_p := 330.108 \text{ tonnef}$

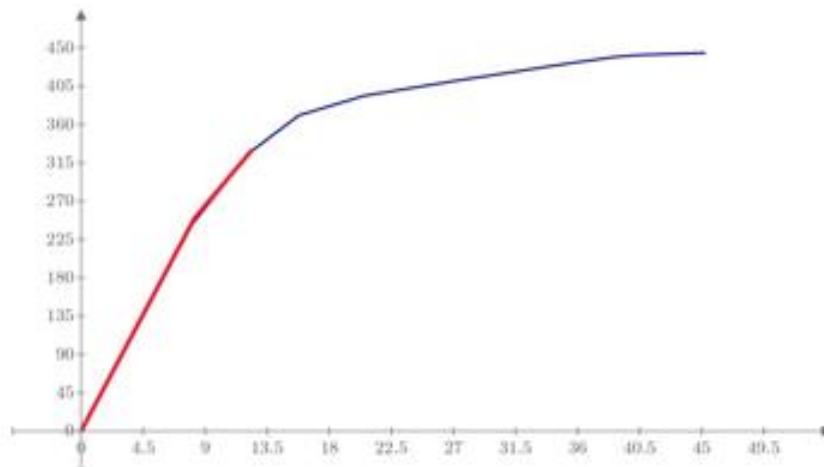
Cortante basal fluencia $V_y := 250.110 \text{ tonnef}$

Rigidez efectiva $0.6 \cdot V_y = 150.066 \text{ tonnef}$

$$\Delta_{0.6V_y} := \frac{\Delta_2 - \Delta_1}{V_2 - V_1} \cdot (0.6 \cdot V_y - V_1) + \Delta_1 = 0.049 m \quad K_c := \frac{0.6 \cdot V_y}{\Delta_{0.6V_y}} = 3038.763 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

Punto de fluencia $\Delta_y := \frac{V_y}{K_c} = 0.082 m$ $V_y = 250.11 \text{ tonnef}$

Curva Bilineal $x := 0 m, 0.001 m \dots \Delta_p$ $CB1(x) := \left\| \text{if} \left(x \leq \Delta_y, K_c \cdot x, \left(\frac{V_p - V_y}{\Delta_p - \Delta_y} \right) \cdot (x - \Delta_y) + V_y \right) \right\|$



$$\frac{V \text{ (tonnef)}}{CB1(x) \text{ (tonnef)}}$$

Verificación de áreas iguales $n := 7$

$$A_{CB} := \int_0^{\Delta_p} CB1(x) dx = 22.3885 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$A_{Esp} := \sum_{i=1}^{n-1} \frac{(V_{i+1} + V_i)}{2} \cdot (\Delta_{i+1} - \Delta_i) + \frac{(V_p + V_n)}{2} \cdot (\Delta_p - \Delta_n) = 22.3867 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$Error := \frac{A_{CB} - A_{Esp}}{A_{Esp}} \cdot 100 = 0.008$$

1.3 Desplazamiento objetivo

Rigidez lateral elástica inicial	$K_i = 3041.898 \frac{\text{tonnef}}{m}$
Rigidez lateral efectiva	$K_e = 3038.763 \frac{\text{tonnef}}{m}$
Periodo elastico fundamental	$T_i := T_o = 0.557 \text{ s}$
Periodo fundamental efectivo	$T_e := T_i \cdot \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} = 0.557 \text{ s}$
Aceleracion espectral	$S_A := S_A(T_e) = 1.19 \text{ g}$

C_o: factor de modificación que relaciona el desplazamiento de SDOP a un MDOF

$$PF1 = 5.557 \quad \phi = 0.241 \quad C_o := PF1 \cdot \phi = 1.337$$

C₁: factor de modificación que relaciona el desplazamiento máximo inelástico con el elástico

Factor de sitio $\alpha := 60$ Factor de masa efectiva $C_m := 0.9$

Table 7-4. Values for Effective Mass Factor C_m

No. of Stories	Concrete Moment Frame	Concrete Shear Wall	Concrete Pier-Spandrel	Steel Moment Frame	Steel Concentrically Braced Frame	Steel Eccentrically Braced Frame	Other
1-2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 or more	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

NOTE: C_m shall be taken as 1.0 if the fundamental period, T , in the direction of response under consideration is greater than 1.0 s.

$$\mu_{strength} := \frac{S_A}{\frac{V_y}{W}} \cdot C_m \cdot g^{-1} = 1.615 \quad C_1 := 1 + \frac{\mu_{strength} - 1}{\alpha \cdot T_e^2 \cdot s^{-2}} = 1.033$$

C₂: factor modificación que representa la degradación de rigidez y deterioro de resistencia

$$C_2 := \begin{cases} \text{if } T_e > 0.7 \text{ s} \\ \quad C_2 \leftarrow 1 \\ \text{else} \\ \quad C_2 \leftarrow 1 + \frac{1}{800} \cdot \left(\frac{\mu_{strength} - 1}{T_e} \right)^2 \end{cases} = 1.002$$

2. Desplazamiento objetivo $\delta_t := C_o \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot S_A \cdot \frac{T_e^2}{4 \cdot \pi^2} = 0.127 \text{ m}$

$$Error := \text{if } (\delta_t > 0.95 \cdot \Delta_p \wedge \delta_t < 1.05 \cdot \Delta_p, \text{"OK"}, \text{"Nuevo } \Delta_p \text{ "}) = \text{"OK"}$$

3. Resultados

$$\delta_t = 0.127 \text{ m} \quad V_p = 330.108 \text{ tonnef}$$

En la dirección Y-Y se realizo el mismo procedimiento

EDIFICIO 6 PISOS CON COLUMNAS CRUCIFORMES DIRECCIÓN X-X

1. Sismo de Diseño

1.1 Espectro de respuesta elástico $Z = 0.4 g$ $T_c = 0.698 s$ $T_o = 0.127 s$

$$S_A(T) := \text{if} \left(T < T_c, \eta \cdot Z \cdot F_a, \eta \cdot Z \cdot F_a \cdot \left(\frac{T_c}{T} \right)^r \right)$$

1.2 Representacion Bilineal de la Curva de Capacidad

Rigidez inicial $K_i := \frac{V_2 - V_1}{\Delta_2 - \Delta_1} = 2530.562 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$

Desplazamiento objetivo $\Delta_p := 0.251 \text{ m}$ $V_p := 485.787 \text{ tonnef}$

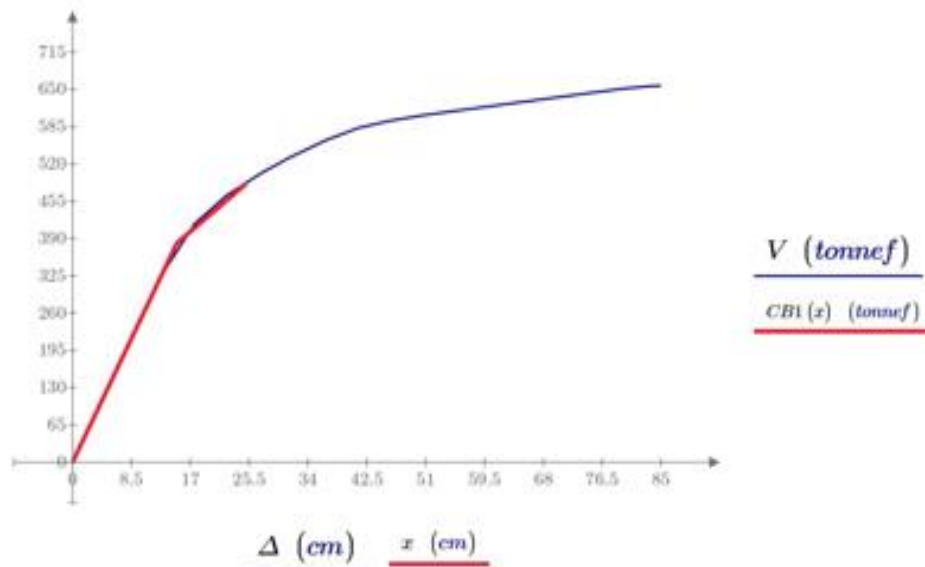
Cortante basal de fluencia $V_y := 381.888 \text{ tonnef}$

Rigidez efectiva $0.6 \cdot V_y = 229.133 \text{ tonnef}$

$$\Delta_{0.6V_y} := \frac{\Delta_2 - \Delta_1}{V_2 - V_1} \cdot (0.6 \cdot V_y - V_1) + \Delta_1 = 0.09 \text{ m} \quad K_e := \frac{0.6 \cdot V_y}{\Delta_{0.6V_y}} = 2535.126 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

Punto de fluencia $\Delta_y := \frac{V_y}{K_e} = 0.151 \text{ m}$ $V_y = 381.888 \text{ tonnef}$

Curva Bilineal $x := 0 \text{ m}, 0.001 \text{ m} .. \Delta_p$ $CB1(x) := \left| \text{if} \left(x \leq \Delta_y, K_e \cdot x, \left(\frac{V_p - V_y}{\Delta_p - \Delta_y} \right) \cdot (x - \Delta_y) + V_y \right) \right|$



Verificacion de areas iguales $n := 11$

$$A_{CB} := \int_0^{\Delta_p} CB1(x) dx = 72.3039 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$A_{Esp} := \sum_{i=1}^{n-1} \frac{(V_{i+1} + V_i)}{2} \cdot (\Delta_{i+1} - \Delta_i) + \frac{(V_p + V_n)}{2} \cdot (\Delta_p - \Delta_n) = 72.3026 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$Error := \frac{A_{CB} - A_{Esp}}{A_{Esp}} \cdot 100 = 0.002$$

1.3 Desplazamiento objetivo

Rigidez lateral elástica inicial	$K_i = 2530.562 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$
Rigidez lateral efectiva	$K_e = 2535.126 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$
Periodo elástico fundamental	$T_i := T_o = 0.893 \text{ s}$
Periodo fundamental efectivo	$T_e := T_i \cdot \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} = 0.892 \text{ s}$
Aceleración espectral	$S_A := S_A(T_e) = 0.932 \text{ g}$

C_o: factor de modificación que relaciona el desplazamiento de SDOP a un MDOF

$$PF1 = 256.206 \quad \phi = 0.005 \quad C_o := PF1 \cdot \phi = 1.344$$

C₁: factor modificación que relaciona el desplazamiento máximo inelástico con el elástico

Factor de sitio $\alpha := 60$ Factor de masa efectiva $C_m := 0.9$

Table 7-4. Values for Effective Mass Factor C_m

No. of Stories	Concrete Moment Frame	Concrete Shear Wall	Concrete Pier-Spandrel	Steel Moment Frame	Steel Concentrically Braced Frame	Steel Eccentrically Braced Frame	Other
1-2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 or more	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

NOTE: C_m shall be taken as 1.0 if the fundamental period, T , in the direction of response under consideration is greater than 1.0 s.

$$\mu_{strength} := \frac{S_A}{\frac{V_y}{W}} \cdot C_m \cdot g^{-1} = 1.861 \quad C_1 := 1 + \frac{\mu_{strength} - 1}{\alpha \cdot T_e^2 \cdot s^{-2}} = 1.018$$

C₂: factor modificación que representa la degradación de rigidez y deterioro de resistencia

$$C_2 := \begin{cases} \text{if } T_e > 0.7 \text{ s} \\ C_2 \leftarrow 1 \\ \text{else} \\ C_2 \leftarrow 1 + \frac{1}{800} \cdot \left(\frac{\mu_{strength} - 1}{T_e} \right)^2 \end{cases} = 1$$

2. Desplazamiento objetivo $\delta_t := C_o \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot S_A \cdot \frac{T_e^2}{4 \cdot \pi^2} = 0.252 \text{ m}$

$$Error := \text{if } (\delta_t > 0.95 \cdot \Delta_p \wedge \delta_t < 1.05 \cdot \Delta_p, \text{ "OK" }, \text{ "Nuevo } \Delta_p \text{ "}) = \text{ "OK" }$$

3. Resultados $\delta_t = 0.252 \text{ m}$ $V_p = 485.787 \text{ tonnef}$

En la dirección Y-Y se realizó el mismo procedimiento

EDIFICIO 3 PISOS CON COLUMNAS TUBULARES DIRECCIÓN X-X

1. Sismo de Diseño

1.1 Espectro de respuesta elástico $Z = 0.4 g$ $T_c = 0.698 s$ $T_0 = 0.127 s$

$$S_A(T) := \text{if} \left(T < T_c, \eta \cdot Z \cdot F_a, \eta \cdot Z \cdot F_a \cdot \left(\frac{T_c}{T} \right)^r \right)$$

1.2 Representacion Bilineal de la Curva de Capacidad

Rigidez inicial $K_1 := \frac{V_2 - V_1}{\Delta_2 - \Delta_1} = 2978.764 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$

Desplazamiento objetivo $\Delta_p := 0.128 m$ $V_p := 335.018 \text{ tonnef}$

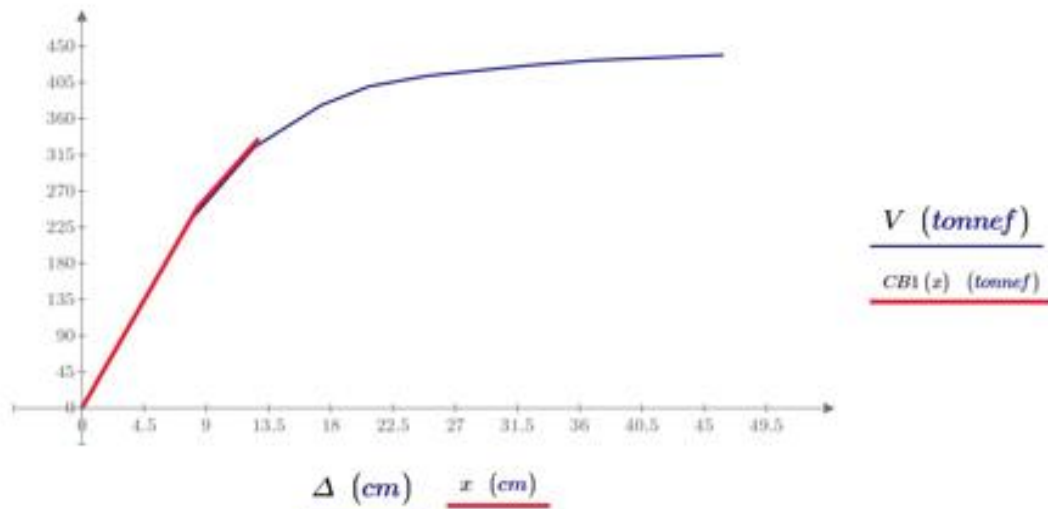
Cortante basal fluencia $V_y := 249.103 \text{ tonnef}$

Rigidez efectiva $0.6 \cdot V_y = 149.462 \text{ tonnef}$

$$\Delta_{0.6V_y} := \frac{\Delta_2 - \Delta_1}{V_2 - V_1} \cdot (0.6 \cdot V_y - V_1) + \Delta_1 = 0.05 m \quad K_c := \frac{0.6 \cdot V_y}{\Delta_{0.6V_y}} = 2978.828 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

Punto de fluencia $\Delta_y := \frac{V_y}{K_c} = 0.084 m$ $V_y = 249.103 \text{ tonnef}$

Curva Bilineal $x := 0 m, 0.001 m \dots \Delta_p$ $CB1(x) := \left| \text{if} \left(x \leq \Delta_y, K_c \cdot x, \left(\frac{V_p - V_y}{\Delta_p - \Delta_y} \right) \cdot (x - \Delta_y) + V_y \right) \right|$



Verificacion de areas iguales $n := 7$

$$A_{CB} := \int_0^{\Delta_p} CB1(x) dx = 23.3757 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$A_{Esp} := \sum_{i=1}^{n-1} \frac{(V_{i+1} + V_i)}{2} \cdot (\Delta_{i+1} - \Delta_i) + \frac{(V_p + V_n)}{2} \cdot (\Delta_p - \Delta_n) = 23.3706 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$Error := \frac{A_{CB} - A_{Esp}}{A_{Esp}} \cdot 100 = 0.022$$

1.3 Desplazamiento objetivo

Rigidez lateral elástica inicial $K_i = 2978.764 \frac{\text{tonnef}}{m}$

Rigidez lateral efectiva $K_e = 2978.828 \frac{\text{tonnef}}{m}$

Periodo elastico fundamental $T_i := T_o = 0.561 \text{ s}$

Periodo fundamental efectivo $T_e := T_i \cdot \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} = 0.561 \text{ s}$

Aceleracion espectral $S_A := S_A(T_e) = 1.19 \text{ g}$

Co: factor de modificación que relaciona el desplazamiento de SDOP a un MDOF

$$PF1 = 5.699 \quad \phi = 0.235 \quad C_o := PF1 \cdot \phi = 1.342$$

C1: factor modificación que relaciona el desplazamiento maximo inelástico con el elástico

Factor de sitio $a := 60$ Factor de masa efectiva $C_m := 0.9$

Table 7-4. Values for Effective Mass Factor C_m

No. of Stories	Concrete Moment Frame	Concrete Shear Wall	Concrete Pier-Spannel	Steel Moment Frame	Steel Concentrically Braced Frame	Steel Eccentrically Braced Frame	Other
1-2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 or more	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

NOTE: C_m shall be taken as 1.0 if the fundamental period, T , in the direction of response under consideration is greater than 1.0 s.

$$\mu_{strength} := \frac{S_A}{\frac{V_y}{W}} \cdot C_m \cdot g^{-1} = 1.614 \quad C_1 := 1 + \frac{\mu_{strength} - 1}{a \cdot T_e^2 \cdot s^{-2}} = 1.033$$

C2: factor modificación que representa la degradación de rigidez y deterioro de resistencia

$$C_2 := \begin{cases} \text{if } T_e > 0.7 \text{ s} \\ C_2 \leftarrow 1 \\ \text{else} \\ C_2 \leftarrow 1 + \frac{1}{800} \cdot \left(\frac{\mu_{strength} - 1}{T_e} \right)^2 \end{cases} = 1.001$$

2. Desplazamiento objetivo $\delta_i := C_o \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot S_A \cdot \frac{T_e^2}{4 \cdot \pi^2} = 0.129 \text{ m}$

$$Error := \text{if } (\delta_i > 0.95 \cdot \Delta_p \wedge \delta_i < 1.05 \cdot \Delta_p, \text{"OK"}, \text{"Nuevo } \Delta_p \text{ "}) = \text{"OK"}$$

3. Resultados $\delta_i = 0.129 \text{ m}$ $V_p = 335.018 \text{ tonnef}$

En la dirección Y-Y se realizo el mismo procedimiento

EDIFICIO 6 PISOS CON COLUMNAS TUBULARES DIRECCIÓN X-X

1. Sismo de Diseño

1.1 Espectro de respuesta elástico $Z = 0.4 g$ $T_c = 0.698 s$ $T_o = 0.127 s$

$$S_A(T) := \text{if} \left(T < T_c, \eta \cdot Z \cdot F_a, \eta \cdot Z \cdot F_a \cdot \left(\frac{T_c}{T} \right)^r \right)$$

1.2 Representación Bilineal de la Curva de Capacidad

Rigidez inicial $K_1 := \frac{V_2 - V_1}{\Delta_2 - \Delta_1} = 2520.391 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$

Desplazamiento objetivo $\Delta_p := 0.251 \text{ m}$ $V_p := 494.985 \text{ tonnef}$

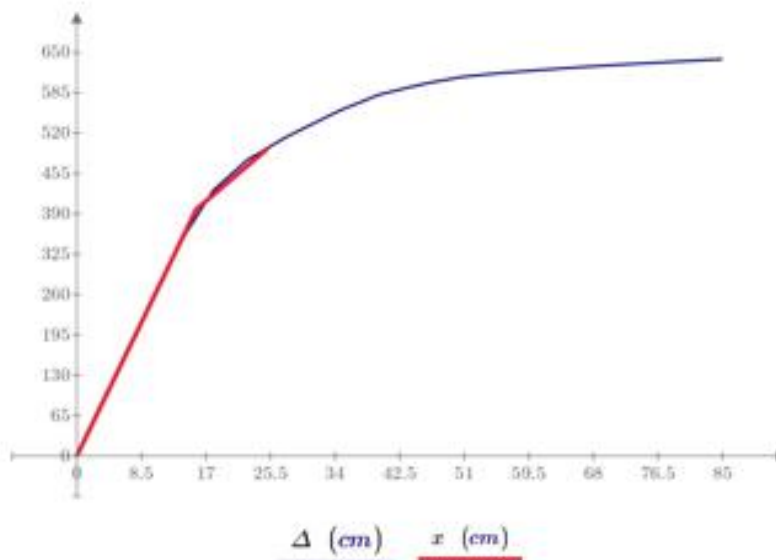
Cortante basal de fluencia $V_y := 397.088 \text{ tonnef}$

Rigidez efectiva $0.6 \cdot V_y = 238.253 \text{ tonnef}$

$$\Delta_{0.6V_y} := \frac{\Delta_2 - \Delta_1}{V_2 - V_1} \cdot (0.6 \cdot V_y - V_1) + \Delta_1 = 0.094 \text{ m} \quad K_c := \frac{0.6 \cdot V_y}{\Delta_{0.6V_y}} = 2526.377 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

Punto de fluencia $\Delta_y := \frac{V_y}{K_c} = 0.157 \text{ m}$ $V_y = 397.088 \text{ tonnef}$

Curva Bilineal $x := 0 \text{ m}, 0.001 \text{ m} \dots \Delta_p$ $CBI(x) := \left\| \text{if} \left(x \leq \Delta_y, K_c \cdot x, \left(\frac{V_p - V_y}{\Delta_p - \Delta_y} \right) \cdot (x - \Delta_y) + V_y \right) \right\|$



Verificación de áreas iguales $n := 10$

$$A_{CB} := \int_0^{\Delta_p} CBI(x) dx = 73.0551 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$A_{Esp} := \sum_{i=1}^{n-1} \frac{(V_{i+1} + V_i)}{2} \cdot (\Delta_{i+1} - \Delta_i) + \frac{(V_p + V_n)}{2} \cdot (\Delta_p - \Delta_n) = 72.9369 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$Error := \frac{A_{CB} - A_{Esp}}{A_{Esp}} \cdot 100 = 0.162$$

1.3 Desplazamiento objetivo

Rigidez lateral elástica inicial $K_i = 2520.391 \frac{\text{tonnef}}{m}$

Rigidez lateral efectiva $K_e = 2526.377 \frac{\text{tonnef}}{m}$

Periodo elastico fundamental $T_i := T_o = 0.898 \text{ s}$

Periodo fundamental efectivo $T_e := T_i \cdot \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} = 0.897 \text{ s}$

Aceleracion espectral $S_A := S_A(T_e) = 0.927 \text{ g}$

Co: factor de modificación que relaciona el desplazamiento de SDOP a un MDOF

$$PF1 = 257.835 \quad \phi = 0.005 \quad C_o := PF1 \cdot \phi = 1.334$$

C1: factor modificación que relaciona el desplazamiento maximo inelástico con el elástico

Factor de sitio $\alpha := 60$ Factor de masa efectiva $C_m := 0.9$

Table 7-4. Values for Effective Mass Factor C_m

No. of Stories	Concrete Moment Frame	Concrete Shear Wall	Concrete Pier-Spandrel	Steel Moment Frame	Steel Concentrically Braced Frame	Steel Eccentrically Braced Frame	Other
1-2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 or more	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

NOTE: C_m shall be taken as 1.0 if the fundamental period, T , in the direction of response under consideration is greater than 1.0 s.

$$\mu_{strength} := \frac{S_A}{V_y} \cdot C_m \cdot g^{-1} = 1.752 \quad C_1 := 1 + \frac{\mu_{strength} - 1}{\alpha \cdot T_e^2 \cdot s^{-2}} = 1.016$$

C2: factor modificación que representa la degradacion de rigidez y deterioro de resistencia

$$C_2 := \begin{cases} \text{if } T_e > 0.7 \text{ s} \\ \quad C_2 \leftarrow 1 \\ \text{else} \\ \quad C_2 \leftarrow 1 + \frac{1}{800} \cdot \left(\frac{\mu_{strength} - 1}{T_e} \right)^2 \end{cases} = 1$$

2. Desplazamiento objetivo $\delta_t := C_o \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot S_A \cdot \frac{T_e^2}{4 \cdot \pi^2} = 0.251 \text{ m}$

$$Error := \text{if } (\delta_t > 0.95 \cdot \Delta_p \wedge \delta_t < 1.05 \cdot \Delta_p, \text{"OK"}, \text{"Nuevo } \Delta_p \text{ "}) = \text{"OK"}$$

3. Resultados

$$\delta_t = 0.251 \text{ m}$$

$$V_p = 494.985 \text{ tonnef}$$

En la dirección Y-Y se realizo el mismo procedimiento