

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL

Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra

**“ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y RESPUESTA SÍSMICA
DEL EDIFICIO TORRE 4 DEL ESTADIO CAPWELL -
ESTUDIO DE MÉTODOS DE PROTECCIÓN SÍSMICA
PARA LA ESTRUCTURA.”**

PROYECTO INTEGRADOR

Previa a la obtención del título de:

INGENIERO CIVIL

Presentado por:

RODDY ALEJANDRO HERRERA INGA.

GÉNESIS ZOILA FIGUEROA PALACIOS

GUAYAQUIL – ECUADOR

AÑO - 2016

AGRADECIMIENTO

A los pilares fundamentales que me guían por el camino del bien, mi primer sustento y motivación diaria, Dios y mi familia.

A mis amigos, apoyo incondicional en cada momento de la vida, y a todos aquellos que han colaborado en mi formación personal y profesional.

Roddy Alejandro Herrera Inga

AGRADECIMIENTO

A Dios, fuente de mi alegría y amor por todas las cosas, a mi familia y amigos que me han acompañado en este caminar.

A todos los profesores responsables de mi formación académica.

Génesis Zoila Figueroa Palacios

DEDICATORIA

A todos aquellos que deseamos el progreso de nuestra nación, respetando al prójimo y en busca de medios que aseguren la calidad de vida de nuestras futuras generaciones.

Roddy Alejandro Herrera Inga

DEDICATORIA

A todas las personas que se esfuerzan cada día, que desempeñan con amor lo más intrascendente de las acciones diarias con una sonrisa en los labios, dando así testimonio de la alegría profunda que viene de Dios.

Génesis Zoila Figueroa Palacios.

TRIBUNAL DE EVALUACIÓN

Ing. Miguel Chávez M., M.Sc. Ph.D
DIRECTOR DE PROYECTO

Ing. Alby Aguilar P., M.Sc.
COORDINADORA DE INGENIERÍA CIVIL

DECLARACIÓN EXPRESA

“La responsabilidad del contenido de este Trabajo de Titulación, nos corresponde exclusivamente, y el patrimonio intelectual de la misma a la ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL”

(Reglamento de Graduación de la ESPOL)

Roddy Alejandro Herrera Inga

Génesis Zoila Figueroa Palacios

RESUMEN

En el presente trabajo se evaluará el desempeño sísmico de la denominada "Torre 4" del Estadio George Capwell, ubicada en las calles General Gómez y Pío Montufar, actualmente en proceso de construcción. Adicionalmente se presentan alternativas para control y protección sísmica de la estructura mediante la implementación de métodos que actualmente son desarrollados en distintos países del mundo con alto riesgo sísmico como lo es Ecuador.

En base a los planos entregados por la empresa contratista, se genera el modelo de la estructura mediante el software ETABS v15.2.0, del análisis se obtiene el periodo de la estructura y sus desplazamientos máximos producto de las combinaciones que incluyen el efecto del sismo según lo estipulado en la NEC2015.

Se considera el uso de un sistema sísmico basal denominado HDRB y disipadores pasivos tanto hysteréticos como viscoelásticos para lograr un mejor comportamiento de la estructura frente a estas cargas, se realiza su modelamiento y se obtienen los resultados para cada alternativa propuesta.

Finalmente se establece el uso de disipadores pasivos histeréticos mediante un análisis de multicriterios, mostrando ser el más viable en cuanto a los requerimientos esenciales de la estructura en cuestión. Se realiza su diseño preliminar y análisis de costos para la construcción de dicho sistema.

ÍNDICE GENERAL

RESUMEN	VIII
ÍNDICE GENERAL	X
ABREVIATURAS	XIII
SIMBOLOGÍA.....	XIV
ÍNDICE DE FIGURAS	XVI
ÍNDICE DE TABLAS	XIX
CAPÍTULO 1	23
1. GENERALIDADES	23
1.1. INTRODUCCIÓN.....	23
1.2. ANTECEDENTES.....	25
1.3. JUSTIFICACIÓN	27
1.4. UBICACIÓN.....	28
1.5. OBJETIVOS: GENERAL Y ESPECÍFICOS.....	29
1.5.1. Objetivo general	29
1.5.2. Objetivos específicos	29
CAPÍTULO 2	31
2. INFORMACIÓN BASE	31
2.1. INFORMACIÓN DISPONIBLE.....	31
2.1.1. Códigos y referencias bibliográficas específicas de diseño.....	31
2.1.2. Parámetros de diseño de la estructura.....	32
2.2. CONDICIÓN SÍSMICA NACIONAL Y NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN NEC SE-DS	34
2.2.1. Espectro elástico de diseño	35
2.2.2. Espectro inelástico de diseño	43
2.2.3 COEFICIENTE DE IMPORTANCIA I: ESTRUCTURAS DE OCUPACIÓN ESPECIAL Y ESENCIAL	47
2.3. ESTUDIO DE SUELO Y CIMENTACIÓN DE LA TORRE 4.....	51
2.3.1. Estudio de suelo en zona de implantación	51
2.3.2. Descripción de la cimentación	53
2.4. SISTEMAS DE PROTECCIÓN SÍSMICA PARA EDIFICACIONES	54
2.4.1. Sistema de Control Activo.....	59
2.4.2. Sistema Pasivo de disipación de energía	60
2.4.3. Sistema de aislación sísmica base.....	62
CAPÍTULO 3	65
3. ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA	65

3.1.	CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE LA ESTRUCTURA	65
3.1.1.	Materiales y Secciones de la estructura metálica	65
3.2.	MODELO DEL SISTEMA	71
3.2.1.	Definición de la configuración geométrica de la estructura	73
3.2.2.	Asignación de cargas impuestas – Carga muerta y carga viva.....	89
3.2.3.	Combinación para el diseño por resistencia última.....	93
3.2.4.	Asignación de brazos rígidos.....	96
3.2.5.	Asignación de diafragmas rígidos.....	97
3.3.	RESPUESTA SÍSMICA DE LA ESTRUCTURA. FUERZAS INDUCIDAS Y DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS GENERADOS	104
3.3.1.	Configuración de las opciones de análisis	105
3.3.2.	Análisis de la estructura	106
3.3.3.	Resultados del análisis modal de la estructura	107
3.3.4.	Verificación de las derivas de piso	107
CAPÍTULO 4		116
4.	PLANTEAMIENTO DE ALTERNATIVAS DE PROTECCIÓN SÍSMICA PARA LA ESTRUCTURA.....	116
4.1.	MÉTODO DE PROTECCIÓN SÍSMICA: MUROS DE CORTE DE HORMIGÓN ARMADO. 116	
4.2.	MÉTODO DE PROTECCIÓN SÍSMICA: AISLADORES SÍSMICO BASE.....	118
4.2.1.	Cálculo del período de vibración aproximado de la estructura (T)	119
4.2.2.	Diseño del aislador elastomérico de alto amortiguamiento HDBR	120
4.2.3.	Proceso de modelado del aislador elastomérico en ETABS	135
4.2.4.	Resultados obtenidos con aisladores sísmicos.....	142
4.3.	MÉTODO DE PROTECCIÓN SÍSMICA: DISIPADORES PASIVOS	145
4.3.1.	Método de protección sísmica: disipadores pasivos histeréticos	145
4.3.2.	Método de Protección sísmica: disipadores pasivos viscoelásticos..	163
CAPÍTULO 5		179
5.	DISCUSIÓN DE ALTERNATIVAS DE PROTECCIÓN SÍSMICA PLANTEADAS Y SELECCIÓN DE MÉTODO.....	179
5.1.	ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE MÉTODOS PLANTEADOS.....	179
5.2.	VENTAJAS	186
5.2.1.	Ventajas Disipadores de aislamiento sísmico basal	186
5.2.2.	Ventajas disipadores pasivos histeréticos.....	188
5.2.3.	Ventajas disipadores pasivos viscoelásticos.....	189
5.3.	RESTRICCIONES	190
5.3.1.	Restricciones en el análisis de implementación del método de aislamiento sísmico de base.	190
5.3.2.	Restricciones en el análisis de implementación de disipadores pasivos histeréticos.....	191
5.3.3.	Restricciones en el análisis de implementación de disipadores pasivos viscoelásticos.....	192

5.3.4.	Restricciones en el análisis de implementación de sistemas activos.	
	193	
5.3.5.	Restricciones en el análisis de implementación de muro de corte.	194
5.4.	ANÁLISIS MULTICRITERIO – MÉTODO DEL SCORING.....	195
CAPÍTULO 6		197
6.	ALTERNATIVA DE PROTECCIÓN SÍSMICA SELECCIONADA.....	197
6.1.	DETALLES TÉCNICOS	197
6.2.	DISEÑO DEL SISTEMA DISIPADOR PASIVO HISTERÉTICO	199
6.2.1.	Elementos a tensión.....	200
6.2.2.	Diseño de elementos a compresión	207
6.2.3.	Diseño de conexiones.....	212
6.2.4.	Diseño de los miembros diagonales.....	218
6.3.	DETALLAMIENTO DE CONEXIONES Y ELEMENTOS.....	222
6.3.1.	Elementos de la conexión.....	222
6.3.2.	Disposición de pernos de conexión	224
6.4.	COSTOS.....	226
6.4.1.	Costos de los dispositivos.....	227
6.4.2.	Costos del proyecto	231
6.4.3.	Costo de instalación: costos directos y gastos generales	232
6.5.	INSTALACIÓN	233
6.6.	ASPECTO AMBIENTAL	234
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		237
CONCLUSIONES		237
RECOMENDACIONES		239
BIBLIOGRAFÍA		241
ANEXOS		244

ABREVIATURAS

ACI	: American Concrete Institute
AISC	: American Institute of Steel Construction
ASB	: Aislador sísmico de Base
ASTM	: American Society of Test and Materials
DBD	: Diseño Basado en los Desplazamientos producidos
DBF	: Diseño Basado en las Fuerzas producidas
DPH	: Disipador Pasivo Histerético
DPV	: Disipador Pasivo Viscoelástico
ETABS	: Extended Three-Dimensional Analysis of Building Systems
FEMA	: Agencia Federal para el Manejo de Emergencias
NCh	: Norma Chilena de Construcción
NEC	: Norma Ecuatoriana de la Construcción
NEC_SE_DS	: NEC. Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente

SIMBOLOGÍA

Sa	: aceleración espectral como porcentaje de la gravedad
Hr	: altura del elastómero para el aislador
C	: amortiguamiento efectivo para sistema de aislación
β	: amortiguamiento para sistema de aislación
As	: área efectiva a cortante del elastómero
Pcr	: carga axial crítica
Pe	: carga de pandeo de Euler
Cs	: coeficiente de respuesta sísmica según NEC
$\gamma_{m\acute{a}x}$: deformación angular máxima/ deformación de corte máx admisible
γ_s	: deformación angular a corte
γ_c	: deformación angular a compresión
γ_b	: deformación angular a flexión
Dd	: desplazamiento de diseño del aislador
Dy	: desplazamiento de fluencia del aislador
Dm	: desplazamiento máximo del aislador
Wd	: energía disipada por el aislador
F'c	: esfuerzo de compresión
tr	: espesor de una capa de elastómero del aislador
ts	: espesor de una lámina de acero del aislador
Φ_e	: factor de configuración estructural en elevación
Φ_p	: factor de configuración estructural en planta
S	: factor de forma
R	: factor de reducción de resistencia según NEC
ω	: frecuencia angular
P	: fuerza axial en elementos estructurales
V	: fuerza cortante
Q	: fuerza de deformación nula para el aislador
Fy	: fuerza de fluencia del aislador
I	: Inercia
Ec	: módulo de compresión compuesto (elastómero y acero) del aislador

k	: módulo de elasticidad volumétrica para el aislador
Ga	: módulo de rigidez a cortante para el elastómero del aislador
Z	: módulo plástico
M	: momento flector
n	: número de capas de elastómero del aislador
T	: periodo de vibración de la estructura
η	: relación de amplificación espectral
Keff	: rigidez efectiva
Kh	: rigidez horizontal del aislador
K1	: rigidez inicial del aislador
K2	: rigidez post-fluencia del aislador
Kv	: rigidez vertical del aislador
π	: valor de pi (3.14159)

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Vista superior del estadio Capwell	¡Error! Marcador no definido.
Figura 1.2 Vista arquitectónica de la Torre 4.....	29
Figura 2.1 Espectro sísmico elástico de aceleraciones	36
Figura 2.2 Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z.....	36
Figura 2.3 Espectro elástico de diseño.....	43
Figura 2.4 Irregularidad en planta por retroceso excesivo en esquinas	46
Figura 2.5 Irregularidad en elevación por piso flexible.....	47
Figura 2.6 Comparación entre espectros elástico e inelástico para $R=8$	49
Figura 2.7 Comparación entre espectros elástico e inelástico para $R=4.5$	51
Figura 2.8 Modelo del sistema de un grado de libertad	56
Figura 2.9 Técnica de control activo de disipación de energía.....	60
Figura 2.10 Técnica de control pasivo con disipadores de energía.....	62
Figura 2.11 Técnica de aislamiento sísmico en la base	63
Figura 3.1 Detalle de conexión sísmica viga-columna.....	67
Figura 3.2 Detalle de soldadura viga-columna del patín superior.....	67
Figura 3.3 Detalle de soldadura viga-columna del patín inferior.....	67
Figura 3.4 Detalle de conexión sísmica viga – columna	68
Figura 3.5 Detalle del sistema Steeldeck para losa	71
Figura 3.6 Pantalla principal ETABS	72
Figura 3.7 Selección del tipo de modelo predeterminado.....	73
Figura 3.8 Definición de características físicas del edificio.....	74
Figura 3.9 Ventana para modificar características de los ejes establecidos.....	74
Figura 3.10 Características de la grilla predeterminada	75
Figura 3.11 Esquema de planta y ubicación de columnas de la Torre 4.....	75
Figura 3.12 Esquema de pórticos de la Torre 4	76
Figura 3.13 Ajuste de alturas de entrepiso.....	77
Figura 3.14 Definición de materiales a usar	78
Figura 3.15 Características del acero A36	79
Figura 3.16 Características del hormigón de relleno de columnas.....	79
Figura 3.17 Definición de secciones de elementos a usar.....	80
Figura 3.18 Sección tubular hueca de acero para elementos diagonales.....	81
Figura 3.19 Sección compuesta para elementos verticales de la estructura	81
Figura 3.20 Perfil I para uso como elemento viga.....	82
Figura 3.21 Selección del tipo de apoyos para los nodos del piso base.....	83

Figura 3.22	Ventana de tipos de apoyo estructural, Apoyos empotrados	83
Figura 3.23	Propiedades de losa maciza para escaleras de acceso	84
Figura 3.24	Propiedades de losa maciza para escaleras 1	85
Figura 3.25	Propiedades de losa maciza para escaleras 2	85
Figura 3.26	Propiedades de losa con Steel pannel.....	86
Figura 3.27	Esquema de las características físicas de losas con Steel deck	87
Figura 3.28	Definición de la función de espectro de respuesta	88
Figura 3.29	Espectro de respuesta inelástico para Guayaquil	89
Figura 3.30	Definición de patrones de carga.....	90
Figura 3.31	Definición de casos de carga	91
Figura 3.32	Definición de casos de carga	92
Figura 3.33	Definición de combinaciones de carga	95
Figura 3.34	Definición de combinación de cargas muertas y sísmicas	95
Figura 3.35	Cuadro de asignación de brazos rígidos.....	96
Figura 3.36	Definición de diafragmas rígidos	97
Figura 3.37	Creación de cada diafragma y ajuste de su rigidez	97
Figura 3.38	Cuadro de asignación de diafragmas rígidos en cada nivel.....	98
Figura 3.39	Asignación del diafragma rígido Piso 2.....	99
Figura 3.40	Vista en planta y elevación nivel 4.39m	99
Figura 3.41	Vista en planta y elevación nivel 7.63m	100
Figura 3.42	Vista en planta y elevación nivel 10.87m	100
Figura 3.43	Vista en planta y elevación nivel 13.72m	101
Figura 3.44	Vista en planta y elevación nivel 16.60m	101
Figura 3.45	Vista en planta y elevación nivel 19.30m	102
Figura 3.46	Vista en planta y elevación nivel 23.98m	102
Figura 3.47	Vista en planta y elevación nivel 27.73m	103
Figura 3.48	Vista en planta y elevación nivel 31.50m	103
Figura 3.49	Cuadro de revisión de los elementos del modelo	106
Figura 3.50	Cuadro de opción de casos de cargas para ejecutar el análisis	107
Figura 3.51	Deriva Máxima por Sismo en la dirección X	113
Figura 3.52	Deriva Máxima por Sismo en la dirección Y	115
Figura 4.1	Aislador tipo HDRB.....	119
Figura 4.2	Aislador elastomérico comercial.....	135
Figura 4.3	Definición de propiedades del aislador en ETABS	138
Figura 4.4	Ajuste de propiedades en la dirección U1.....	138
Figura 4.5	Ajuste de propiedades en la dirección U2.....	139
Figura 4.6	Ajuste de propiedades en la base	140
Figura 4.7	Asignación de aisladores a los puntos base.....	141
Figura 4.8	Esquema de la instalación de aisladores HDRB	141
Figura 4.9	Cuadro conceptual de disipación de energía y selección de disipador pasivo para análisis.....	147
Figura 4.10	Ventana para definición del perfil utilizado para riostras	149

Figura 4.11	Ventana para definición de características de las diagonales.....	149
Figura 4.12	Configuración de diagonales para colocación disipadores pasivos. Configuraciones de riostra: (a) en X, (b) diagonales, (c) en V y (d) en V invertida .	150
Figura 4.13	Disposición de riostras invertidas en V en el modelo	151
Figura 4.14	Funcionamiento del disipador de energía de fluido viscoso.....	164
Figura 4.15	Ventana para definir o añadir links que simulan los disipadores	167
Figura 4.16	Ventana para definición de tipo de disipador y propiedades.....	168
Figura 4.17	Definición de parámetros de disipador viscoelástico	169
Figura 4.18	Localización de disipadores pasivos viscoelásticos DPV.....	170
Figura 6.1	Detalle de colocación de disipadores pasivos histeréticos.....	198
Figura 6.2	Detalle de elementos empleados para conexión tipo 1	222
Figura 6.3	Detalle de elementos empleados para conexión tipo 2	223
Figura 6.4	Detalle de disposición de pernos para conexión tipo 1	225
Figura 6.5	Detalle de disposición de pernos para conexión tipo 2	226

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla I Valores de factor Z en función de la zona sísmica adoptada	36
Tabla II Clasificación de los perfiles de suelo	37
Tabla III Tipo de suelo y factores de sitio F_a	38
Tabla IV Tipo de suelo y factores de sitio F_d	39
Tabla V Tipo de suelo y factores de sitio F_s	39
Tabla VI Valores de S_a para su periodo T correspondiente.....	42
Tabla VII Factor de importancia según tipo de uso y destino de la estructura	47
Tabla VIII Valores de C_s para su periodo T correspondiente con $R=8$	48
Tabla IX Valores de C_s para su periodo T correspondiente con $R=4.5$	50
Tabla X Características del suelo en zona de implantación – Perforación #05.....	52
Tabla XI Características del suelo en zona de implantación – Perforación #07.....	53
Tabla XII Características de los Materiales de Construcción para Torre 4.....	66
Tabla XIII Proceso de Soldadura en elementos de acero estructural para la Torre 4	66
Tabla XIV Dimensiones y materiales de vigas metálicas del sistema.	69
Tabla XV Dimensiones y materiales de columnas metálicas del sistema.	69
Tabla XVI Cargas muertas consideradas para el análisis.....	90
Tabla XVII Valores de deriva de piso máximos, expresados como fracción de la altura de piso.....	108
Tabla XVIII Coeficientes de irregularidad en planta.	111
Tabla XIX Coeficientes de irregularidad en elevación.....	112
Tabla XX Valor de derivas para cada planta, producidas por el sismo en la dirección X.	114
Tabla XXI Valor de derivas para cada planta, producidas por el sismo en la dirección Y.	115
Tabla XXII Niveles de desempeño estructural y daños..... ¡Error! Marcador no definido.	
Tabla XXIII Parámetros para el cálculo del periodo de la estructura	119
Tabla XXIV Información de base correspondiente a la estructura analizada	122
Tabla XXV Datos particulares para el diseño de aisladores	122
Tabla XXVI Comparación entre norma chilena y ecuatoriana para tipo de suelo ..	123
Tabla XXVII Determinación de coeficiente de desplazamiento.....	123
Tabla XXVIII Determinación de factor Z.....	124
Tabla XXIX Determinación de factor MM.....	124
Tabla XXX Determinación de factores B_d y B_m	124
Tabla XXXI Cuadro de resumen para aislador tipo HDRB.....	134
Tabla XXXII Desplazamientos de la estructura debido a sismo en X	142
Tabla XXXIII Desplazamientos de la estructura debido a sismo en Y	142
Tabla XXXIV Periodos y participación modal caso HDRB	143
Tabla XXXV Análisis de derivas para cada piso de la estructura	144

Tabla XXXVI Valores de desplazamientos con riostras concéntricas tipo V invertida – Sismo en la dirección X	152
Tabla XXXVII Valores de desplazamientos con riostras concéntricas tipo V invertida – Sismo en la dirección Y	152
Tabla XXXVIII Valores de Fuerza axial, fuerza cortante, torsión y momento en la estructura original y estructura con disipadores histeréticos – Sismo en la dirección X	156
Tabla XXXIX Solicitaciones de columna C3 piso – Sismo en la dirección X	157
Tabla XL Datos de columna C3 piso 6	158
Tabla XLI Cálculo de resistencias nominales de columna C3 piso 6	161
Tabla XLII Datos de columna C7-2 piso 1	162
Tabla XLIII Cálculo de resistencias nominales de columna C7-2 piso 1	162
Tabla XLIV Coordenadas de centro de masa y centro de rigidez de la estructura con elementos disipadores pasivos viscoelásticos.....	171
Tabla XLV Valores de desplazamientos con disipadores pasivos viscoso – Sismo en la dirección X.....	171
Tabla XLVI Valores de desplazamientos con disipadores pasivos viscoso – Sismo en la dirección Y.....	172
Tabla XLVII Valores de Fuerza axial, fuerza cortante, torsión y momento en la estructura original y estructura con disipadores viscoelásticos – Sismo en la dirección X.....	176
Tabla XLVIII Comprobación de capacidad portante de columnas de la estructura con disipadores viscoelásticos	177
Tabla XLIX Comparación de porcentajes de reducción de desplazamientos con métodos planteados – Sismo en X.....	181
Tabla L Comparación de derivas máximas de entrepiso según métodos planteados – Sismo en X.....	182
Tabla LI Comparación de porcentajes de reducción de desplazamientos con métodos planteados – Sismo en Y	183
Tabla LII Comparación de derivas máximas de entrepiso según métodos planteados – Sismo en Y	184
Tabla LIII Matriz de scoring para análisis multicriterio y selección entre las alternativas propuestas.....	249
Tabla LIV Tabla de sollicitación de elementos para el diseño	200
Tabla LV Propiedades del acero A36 para diseño de conexiones y elemento	202
Tabla LVI Valores de factor de rezago de cortante para cálculo de área neta.....	203
Tabla LVII Valores del factor de longitud efectiva K.....	210
Tabla LVIII Valores de Parámetro de esbeltez máxima λ_p para elementos compactos	212
Tabla LIX Valores asumidos para conexiones de contacto	214
Tabla LX Revisión de estados límites para pernos de conexiones de contacto.....	215
Tabla LXI Valores asumidos para disposición de conexión de contacto	215
Tabla LXII Revisión de estados límites para conexión de contacto.....	216
Tabla LXIII Valores de tracción mínima en pernos de ajuste T_b	217
Tabla LXIV Revisión de estados límites para pernos de conexiones de deslizamiento crítico.....	218
Tabla LXV Valores requeridos para selección de perfil	219
Tabla LXVI Propiedades geométricas del perfil seleccionado	219

Tabla LXVII Parámetros de esbeltez de alas y almas de la sección	220
Tabla LXVIII Análisis de la carga crítica a compresión del elemento	221
Tabla LXIX Valores de distancia mínima al borde de pernos de conexión	225
Tabla LXX Determinación de pesos para disipadores histeréticos	228
Tabla LXXI Resumen de Costos de Construcción de la “Torre 4”	231
Tabla LXXII Impactos Ambientales de actividades para construcción de elementos disipadores.	235

CAPÍTULO 1

1. GENERALIDADES

1.1. Introducción.

Durante su vida útil, las estructuras son sometidas a diversas sollicitaciones de servicio, aquellas provenientes de las cargas propias del uso del edificio y otras de fenómenos naturales. Dentro de este último tipo se encuentran las cargas provenientes por sismos, en donde la energía liberada en la fuente se propaga a través del suelo en forma de ondas.

Esta energía se transmite a las estructuras y se manifiesta como movimiento, aceleración y deformación de los componentes del sistema estructural y no estructural, obteniendo como resultado fisuras o daños graves por la liberación de dicha energía.

El 16 de abril de 2016, El Ecuador experimentó un evento que será tomado como precedente en la historia del crecimiento y desarrollo de la nación, un terremoto de 7.8 grados en la escala de Richter, el cual tuvo su epicentro entre las parroquias Pedernales y Cojimíes, en la provincia de Manabí colindante con la provincia de Esmeraldas, esto ocasionó el colapso o daño de muchas estructuras en varios

sectores, lo que conllevó a graves pérdidas económicas y un impacto social en la región.

Este tipo de eventos naturales han dejado en manifiesto la alta vulnerabilidad sísmica de las estructuras, por esta razón resulta necesario promover en Ecuador el uso de tecnologías, probadas a nivel nacional e internacional y reconocidas por la comunidad profesional, orientadas a mejorar la respuesta sísmica de las estructuras, más allá de los requisitos mínimos de la normativa nacional vigente.

El uso de sistemas de protección sísmica en las estructuras de Ecuador es un tema que se ha ido desarrollando progresivamente e implica una gran inversión económica, es por ello que muchas edificaciones carecen de este tipo de sistemas.

En el presente trabajo se pretende plantear tres tipos de soluciones que proporcionen a la estructura una protección sísmica mediante el estudio de los métodos desarrollados como lo son los muros de corte, aisladores sísmicos de base, disipadores pasivos de energía, en una estructura metálica con el objetivo de determinar su desempeño sísmico ante un evento natural como el acaecido en el mes de abril del año en curso.

La estructura a analizar corresponde a la Torre Cuatro del Estadio George Capwell, Torre esquinera ubicada en las calles General Gómez y Pío Montúfar, actualmente en proceso de construcción. Es una estructura de 32 metros de alto que funcionará como accesos para las personas que se dirigen a los graderíos y que contendrán suites para la observación de los eventos deportivos.

Cómo afectará el tipo de suelo sobre el cual está apoyada la edificación en correlación con las tres propuestas que se plantearán como sistema sismorresistente, la interacción entre los elementos estructurales y la propuesta final de protección sísmica establecida mediante el análisis de su efectividad, costos, mantenimiento y vida útil, es lo que se pretende detallar en este proyecto.

1.2. Antecedentes.

El proyecto de remodelación del estadio George Capwell presentado en el año 2015, incluye dentro de su propósito, la ampliación de las edificaciones y con ello la construcción de cuatro torres esquineras, las cuales servirán como enlaces para ascender y dirigirse hacia los edificios de graderías mediante escaleras o un sistema de ascensores.

Para la torre cuatro específicamente, se definió una cimentación con pilotes de hormigón armado de 50 x 50 centímetros y de 30.00 metros de longitud por las características de suelos que se encontraron luego de la realización de ensayos, lo que indicó la estratigrafía del suelo y se puede destacar el contenido de arcilla vercosa junto con arena arcillosa de coloración gris vercosa hasta los 28.75 metros de profundidad, lo que establece la necesidad de la cimentación profunda con pilotes que penetren un metro el estrato resistente.

Adicionalmente, se definió una cimentación superficial compuesta por cabezales en los extremos superiores de los pilotes unidos entre sí mediante vigas de cimentación

de hormigón armado con una resistencia a la compresión de 350 kg/cm², lo que evita que se produzcan asentamientos diferenciales en toda la estructura.

La estructura de la Torre cuatro, de 32 metros de altura, está formada por perfiles metálicos de acero A36 ensamblados mediante soldadura, los perfiles metálicos son tubos rectangulares huecos que posteriormente serán rellenados de hormigón cuya resistencia a la compresión es 280 kg/cm². Cuenta también con una losa de hormigón formada por un steel panel de 12 centímetros de altura en total.

Cabe indicar, que las solicitaciones sísmicas son en función del tamaño del edificio, su configuración, materiales y sus características elasto-geométricas, cimentación y tipo del suelo circundante, lo que permite determinar las características dinámicas de la estructura y su comportamiento frente al dinamismo presentado en un temblor, lo cual dependerá también de la distancia al epicentro, profundidad focal y magnitud del sismo.

Frente a estas condiciones, se presentan las técnicas de control de respuesta desarrolladas con el propósito de reducir y controlar el daño estructural asociado principalmente a sismos.

Estas técnicas complementan las técnicas tradicionales de diseño al introducir elementos estructurales adicionales que deben disipar la mayor parte de la energía de vibración introducida por los sismos. Estos elementos adicionales se colocan estratégicamente en la estructura principal para que se dé el mayor

aprovechamiento de su capacidad de disipación de energía y para que se localice el daño estructural.

De esta manera, después de un evento sísmico fuerte, estos elementos fácilmente se reemplazan sin poner en riesgo la estabilidad y la funcionalidad de la edificación.

1.3. Justificación

El Ecuador tiene una larga historia de actividad sísmica, como muestra de ello, el terremoto ocurrido el 16 de abril del presente año, que provocó el daño o destrucción de un gran número de edificios en el centro de la ciudad de Guayaquil, las características del suelo encontradas en esta zona, presentan un suelo blando en gran parte de su composición; como bien se conoce, las características dinámicas de excitación varían en función a esto. En suelos blandos las oscilaciones son de menor frecuencia, esto es, su periodo es relativamente más largo, lo que constituye un mayor daño en la estructura.

La Torre cuatro del Estadio George Capwell considerada para este análisis, como ya se indicó, funcionará como accesos para las personas que se dirigen a los graderíos y que contendrán suites para la observación de los eventos deportivos, lo que implica la necesidad de un alto desempeño sísmico frente a un evento como este, ya que servirá como ruta de evacuación y alojará a los asistentes.

Al realizar el análisis de la respuesta del sistema frente al sismo de diseño, se obtienen los desplazamientos, esfuerzos producidos, velocidades o aceleraciones y

a partir de esto, deducir el efecto que se producirá en la estructura, con ello se logra diseñar los métodos de protección sísmica para el sistema de manera que garantice su favorable desempeño.

1.4. Ubicación

El Estadio George Capwell presenta las siguientes coordenadas geográficas:

Latitud: 2°12'24.53"S

Longitud: 79°53'37.97"O

Rodeado por las calles Pío Montúfar, Avenida Quito, General José A. Gómez y General José San Martín, en el centro sur de Guayaquil, en la provincia del Guayas, Ecuador.



Figura 1.1 Vista superior del estadio Capwell
Fuente: Google Maps 2016.

De manera particular, la Torre esquinera cuatro, está ubicada en las calles General Gómez y Pío Montúfar.



Figura 1.2 Vista arquitectónica de la Torre 4
Fuente: Departamento arquitectónico de la obra de remodelación.

1.5. Objetivos: general y específicos

1.5.1. Objetivo general

- Estudiar y analizar el desempeño estructural de la Torre metálica 4 del Estadio Capwell frente a los esfuerzos generados por el sismo de diseño y plantear alternativas de técnicas de control de respuesta sísmica en la edificación con el propósito de reducir y controlar el daño estructural producidos por estos eventos.

1.5.2. Objetivos específicos

- Modelar y analizar el comportamiento de la estructura metálica frente al sismo de diseño con el Software ETABS v15.2. Para su verificación del desempeño sísmico en cumplimiento de las disposiciones de la NEC-SE-DS.

- Revisar los criterios de análisis y diseño de métodos para protección sísmica de estructuras de manera que se planteen tres alternativas que logren reducir sustancialmente la energía que debe ser disipada por la estructura disminuyendo los daños en los componentes estructurales y no estructurales del sistema.
- Seleccionar una técnica de control de respuesta sísmica para implementar en la edificación en cuestión relacionada con factores como efectividad, relación costo-beneficio, vida útil y procesos de mantenimiento del sistema.

CAPÍTULO 2

2. INFORMACIÓN BASE

2.1. Información disponible.

2.1.1. Códigos y referencias bibliográficas específicas de diseño

El análisis y diseño de los elementos de la estructura de la Torre 4, tiene como principal documento de apoyo las últimas ediciones de los siguientes códigos y documentos técnicos:

- Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC-2015.
- ACI Standard 318-14, Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary.
- ANSI/AISC 360-10 Specification for Structural Steel Buildings.
- ANSI/AISC 341-10 Seismic Provisions for Structural Steel Buildings.
- ASCE 7-10, A Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures.
- AWS D1.1/D1.1M:2010 Structural Welding Code.

- AWS D1.8 Seismic Supplement. American Welding Society.

2.1.2. Parámetros de diseño de la estructura

El diseño sismo-resistente de la estructura se realiza para disponer de una rigidez adecuada y limitar las deformaciones, a través de las siguientes fases:

- Hipótesis Generales, Estados de Carga y Métodos de Diseño a utilizar.
- Prediseño estructural.
- Análisis estructural y determinación de las fuerzas internas actuantes tipo Cargas axiales, Momentos flectores, Cortantes y Torsores mediante el uso del software ETABS V.15
- Evaluación de las deformaciones horizontales y verticales de la estructura

Las consideraciones de diseño estructural más importantes son:

- Factor de Respuesta de Reducción Sísmica R
- Pórticos Intermedios Resistentes a Momento.
- Conexiones Sísmicas.

Placa Base-Columna

Viga-Columna.

Uniones de Tramos de Columnas.

- Secciones de Vigas y Columnas con relaciones ancho-espesor compactas.
- Cargas Vivas: 480 kg/m².
- Requisitos de deriva inelástica inferiores al 2%. (NEC-15 DS)
- Cortantes basales dinámicos deben ser superiores al 0,85 (estructura irregular) del cortante basal estático calculado.

Este edificio debido a su función, a la disposición arquitectónica de sus columnas (doble altura en su parte baja) y a las irregularidades tanto en planta como elevación presente genera valores de rotaciones y desplazamientos superiores a los edificios tradicionales de similar tamaño y área, por lo cual se vuelve imperativo cumplir con los requisitos mínimos estipulados en el código.

Una vez efectuado los análisis y los modelos correspondientes, se puede concluir que el peso de la estructura de acero de este edificio adecuadamente diseñada está en el orden de los 85kg/m².

Valores inferiores indicarían que no se están cumpliendo con requisitos mínimos de resistencia, deriva de piso (deformaciones laterales), cortantes basales requeridos y podrían comprometer la estabilidad de la estructura.

2.2. Condición sísmica nacional y norma ecuatoriana de la construcción NEC SE-DS

El Ecuador es una región de alto impacto sísmico al encontrarse en el cinturón de fuego del Pacífico, zona donde convergen las placas Nazca y Continental mediante el fenómeno de subducción y consecuentemente deriva en la liberación de energía a través de los denominados terremotos.

Ante los eventos acontecidos en el país, es imprescindible establecer los niveles de riesgo sísmico a los que una determinada localidad estará sometida con el objetivo de reducir los daños y evitar la pérdida de vidas humanas.

El riesgo potencial en una localidad depende de la sismicidad regional, de la manera en cómo se atenúan los desplazamientos y las características del suelo del sitio. Desde el punto de vista de ingeniería sismo-resistente, el riesgo existente se podrá expresar a través de parámetros de diseño esperados de suceder con un cierto nivel de probabilidad de excedencia (Palacio Gonzales, Blum Gutiérrez, Maruri Díaz, Ayón, & Rodríguez, 1988).

En Guayaquil, muchas estructuras se vieron afectadas debido al sismo acontecido el pasado 16 de abril del año en curso, problemas en el sistema no estructural como

grietas en las paredes de mampostería de los edificios son los que se observan en su mayoría al recorrer varias zonas de la ciudad y en particular donde existe falta de mantenimiento o antigüedad en las edificaciones. Mientras que pocos edificios se vieron afectados estructuralmente, a tal punto de tener que derrumbarlos por un alto deterioro en columnas y vigas. Cabe destacar que, según el IGM, en Guayaquil se sintió la tercera parte del sismo acaecido en la provincia de Manabí.

2.2.1. Espectro elástico de diseño

En el siguiente numeral se va a proceder a determinar los parámetros necesarios para poder calcular y graficar el espectro de diseño para un sismo que posee un tiempo de retorno de 475 años, lo que representa un 10% de probabilidad de excedencia en 50 años. Este procedimiento está estipulado en la norma ecuatoriana de la construcción NEC 2015, la cual a su vez se apoya de la norma americana ASCE 7-10.

En cuanto a las componentes horizontales se puede destacar que el espectro de respuesta elástico de aceleraciones S_a , es expresado como fragmentos de la aceleración de la gravedad para el nivel del sismo de diseño, además debe ser consistente con el factor de zona sísmica Z , el tipo de suelo en el que se apoyará la estructura y el valor de los coeficientes de amplificación de suelo. En la figura 2.1 se puede observar un esquema del sismo de diseño formado en el eje de sus ordenadas por las fracciones de la aceleración gravedad, mientras que en el eje de sus abscisas se registrarán los periodos que servirán para el análisis de la estructura.

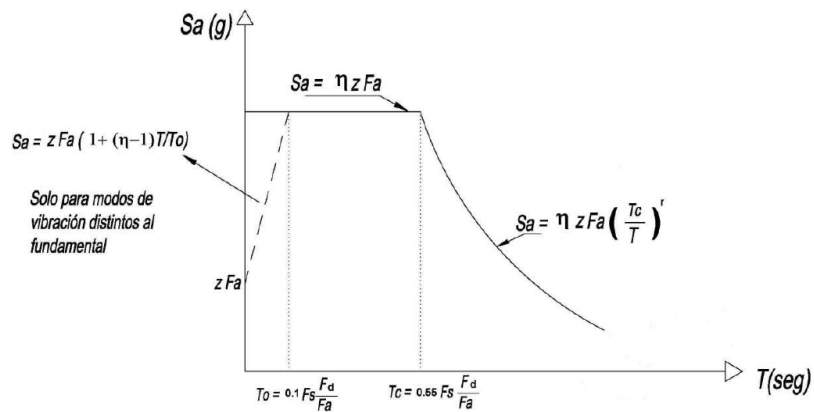


Figura 2.1 Espectro sísmico elástico de aceleraciones
Fuente: Obtenido de NEC_SE_DS, 2015

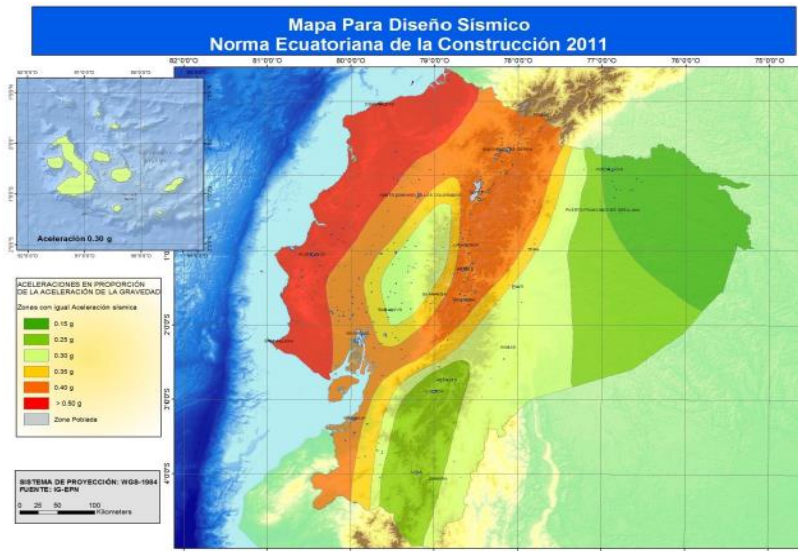


Figura 2.2 Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z
Fuente: Obtenido de NEC_SE_DS, 2015

Tabla I Valores de factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Fuente: Obtenido de NEC_SE_DS, 2015

Como primer punto se definirá el valor de Z , el cual representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad. En la figura 2.2 se puede observar que zonas como Guayaquil están pintadas de color naranja, lo que corresponde un valor de Z de $0.4g$, es decir, se habla de una zona sísmica V cuya caracterización del peligro sísmico es alta según la Tabla II.

Tabla II 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 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 m/s $> V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ kPa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	360 m/s $> V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ 100 kPa $> S_u \geq 50$ kPa
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50$ 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 ($H > 3$ m 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 ($H > 30$ m)	
	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.		

Fuente: Obtenido de NEC_SE_DS, 2015

Según el estudio de suelos realizado en el sector, se puede observar en la tabla III que para una velocidad de onda mayor a 180 m/s y menor a 360 m/s, el tipo de suelo que caracteriza a la zona es un perfil tipo D. Con este tipo de perfil se trabajará para la determinación de los parámetros para realizar el espectro. Se debe destacar que el tipo de estructura a utilizar consiste en Pórticos intermedios especiales sismo-resistentes.

Con el tipo de suelo D y con la caracterización de zona sísmica V se procede a determinar los parámetros F_a , F_d y F_s .

Tabla III Tipo de suelo y factores de sitio F_a

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 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					

Fuente: Obtenido de NEC_SE_DS, 2015

Tabla IV Tipo de suelo y factores de sitio Fd

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					

Fuente: Obtenido de NEC_SE_DS, 2015

Tabla V Tipo de suelo y factores de sitio Fs

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					

Fuente: Obtenido de NEC_SE_DS, 2015

Los valores obtenidos son:

Coefficientes de amplificación dinámica del perfil Fa: 1.20

Coeficientes de amplificación dinámica del perfil Fd: 1.19

Coeficientes de amplificación dinámica del perfil Fs: 1.28

La NEC además propone un valor de relación de amplificación espectral (η) que es característico para ciertas regiones del Ecuador, es decir, se refiere a la fracción S_a/Z para terreno en donde solo exista roca, el cual permitirá tener una mejor estimación de las componentes horizontales del espectro de diseño. Según la NEC 2015 para provincias de la Costa (excepto Esmeraldas) el valor de η es igual a 1.80 y es el que se usará para los cálculos respectivos del espectro de diseño.

El siguiente paso corresponde a la determinación de los periodos límites de vibración T_o y T_c , para lo cual es necesario emplear las siguientes ecuaciones:

$$Ec. 1: T_o = 0.10 F_s * \frac{F_d}{F_a}$$

$$Ec. 2: T_c = 0.55 F_s * \frac{F_d}{F_a}$$

Los valores de F_s , F_d y F_a ya son conocidos, por lo tanto, los resultados obtenidos son:

$T_o = 0,127$ seg. Mientras que $T_c = 0,698$ seg.

Como se pudo visualizar en el gráfico 2.1, el espectro de diseño está formado por 3 regiones: una recta ascendente, una recta horizontal para un valor constante de S_a y por último una curva descendente, la cual conlleva una relación inversamente proporcional entre el periodo T y el valor de S_a .

Para estimar estos valores es necesario definir algebraicamente las regiones y sus respectivas funciones.

Región 1.- $T \leq T_0$

$$Ec. 3: S_a = Z * F_a [1 + (\eta - 1) * \frac{T}{T_0}]$$

Región 2.- $T_0 < T \leq T_c$

$$Ec. 4: S_a = \eta * Z * F_a$$

Región 3.- $T > T_c$

$$Ec. 5: S_a = \eta * Z * F_a * (\frac{T_c}{T})^r$$

Donde r es un factor que depende de la ubicación geográfica del proyecto.

$r=1$ para todos los tipos de suelo, exceptuando el suelo tipo E.

$r=1.5$ para suelo tipo E.

Finalmente se realizan los cálculos respectivos y se tabulan los resultados.

Tabla VI Valores de S_a para su periodo T correspondiente.

REGION 1: $T \leq T_0$ **REGION 2:** $T_0 < T \leq T_c$ **REGION 3:** $T > T_c$

ESPECTRO ELÁSTICO		ESPECTRO ELÁSTICO		ESPECTRO ELÁSTICO	
T	S _a	T	S _a	T	S _a
0	0,48	0,13	0,864	0,7	0,862
0,01	0,5102521	0,14	0,864	0,8	0,754
0,02	0,5405042	0,15	0,864	0,85	0,710
0,03	0,5707563	0,2	0,864	0,9	0,670
0,04	0,6010084	0,25	0,864	1	0,603
0,05	0,6312605	0,3	0,864	1,5	0,402
0,06	0,66151261	0,35	0,864	2	0,302
0,07	0,69176471	0,4	0,864	2,5	0,241
0,08	0,72201681	0,45	0,864	3	0,201
0,09	0,75226891	0,5	0,864	3,5	0,172
0,1	0,78252101	0,55	0,864		
0,11	0,81277311	0,6	0,864		
0,12	0,84302521	0,65	0,864		
0,13	0,864	0,698	0,864		

Fuente: Autores.

Por lo que el espectro elástico queda definido de la siguiente manera:

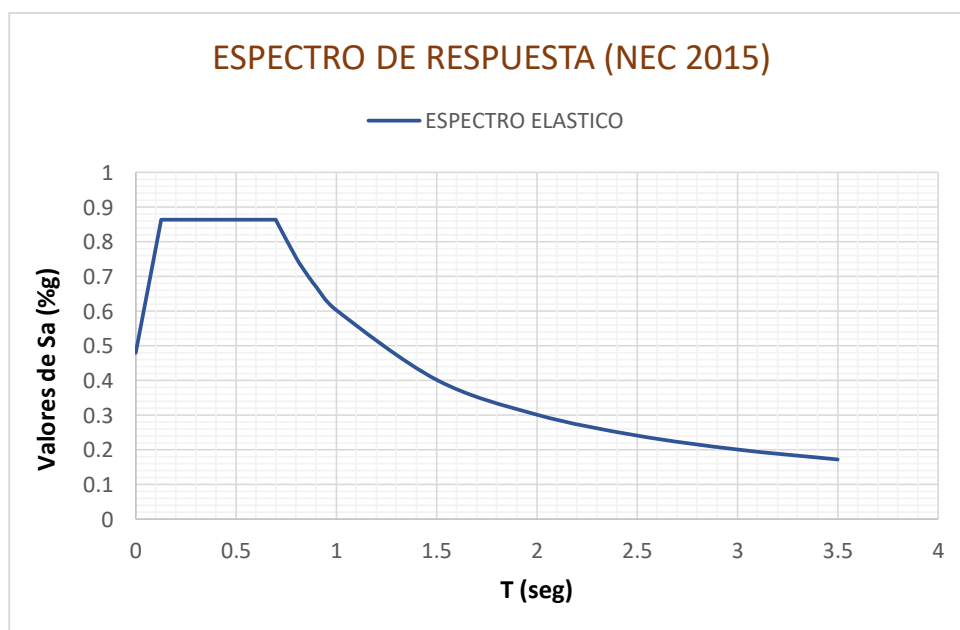


Figura 2.3 Espectro elástico de diseño
Fuente: Autores

2.2.2. Espectro inelástico de diseño

Al realizar el modelamiento de una estructura es necesario someter tal esquema a un espectro del sismo de diseño con el objetivo de determinar si los elementos estructurales estimados entran en el rango de ductilidad necesaria para soportar las fuerzas sísmicas e impedir su colapso.

El espectro elástico posee la característica de que proporcionará una gran resistencia a los elementos estructurales por lo que sus dimensiones serán lo suficientemente grandes para soportar las mayores deformaciones y evitar su desmoronamiento. Por ello surgió la idea de un espectro inelástico, el cual permitirá

la deformación de los elementos estructurales a tal punto de que no sufran daños graves, es decir, una mayor ductilidad con la optimización de que dichos elementos tendrán menores dimensiones que las que resulten de un análisis con un espectro elástico. Esto desde el punto de vista económico para el proyecto es muy conveniente, ya que implica menos gasto en material, mano de obra, transporte, etc. Consecuentemente el tiempo de ejecución de la obra es menor.

Para construir el espectro inelástico de diseño, se dividen las ordenadas del espectro elástico para un coeficiente de modificación de respuesta "R" según ASCE 7-10 ó coeficiente de reducción de resistencia sísmica según NEC 2015. Adicionalmente se deben multiplicar las ordenadas por un factor de importancia, el cual varía dependiendo del uso posterior del edificio. Por último, se debe dividir tal resultado para dos factores de configuración estructural ϕ_p y ϕ_e , en planta y en elevación respectivamente.

Estos factores se encuentran en las tablas 13 y 14 de la sección 5.2.3 de la NEC_SE_DS 2015.

$$Ec. 6: C_s = S_a * \frac{I}{R * \phi_p * \phi_e}$$

El factor de reducción de resistencia R depende de algunas variables como: el tipo de estructura, tipo de suelo, periodo de vibración considerado, factores de ductilidad, factores de sobre-resistencia, redundancia y amortiguamiento de una estructura en condiciones límite, dicho factor se lo ha simplificado a un parámetro

constante dependiente únicamente de la tipología estructural. Por lo tanto, para un sistema de pórticos especiales sismo resistentes de acero se toma R igual a 8, según la norma ecuatoriana de la construcción.

Sin embargo, para este tipo de pórticos la norma ASCE 7-10 estipula un valor más cercano a la realidad, el cual no es muy conservador porque implica la acogida de gran parte de la magnitud de la carga por sismo para el análisis estructural, este coeficiente es igual a 4.5 según la tabla 12.2-1 del código mencionado.

Ambos valores difieren notablemente para ser un mismo sistema de trabajo, esto se debe a que la NEC no considera la totalidad de criterios para los distintos tipos de sistemas, caso contrario, los generaliza por poseer “características similares”. Hecho que no idealiza la norma norteamericana pues ellos poseen un detalle más minucioso y específico para cada sistema que hayan estudiado y analizado, por experiencia en trabajos previos o por estudios de laboratorio.

Al reducir en gran magnitud el espectro elástico que se considere para el diseño de una estructura metálica en el Ecuador, no se tomarán en cuenta errores por la soldadura de los flejes para la formación de los perfiles metálicos, o aquellos que resulten del ensamblaje e instalación en obra, ya que en Ecuador no se cumple a cabalidad un control de calidad para estructuras metálicas en todas las obras existentes. Esto afectará en cierto grado a la resistencia de los elementos ante las fuerzas sísmicas, por lo que se recomienda tomar un valor de R que considere estos defectos mencionados y que la estructura sea dúctil sin llegar al colapso.

En el presente trabajo se realizarán dos análisis inelásticos de la estructura, tomando en cuenta un factor de reducción $R=4.5$ y $R=8$, los cuales se compararán posteriormente con el objetivo de observar la efectividad de los mismos en cuanto a la resistencia alcanzada de los elementos metálicos de la torre 4 del Estadio Capwell.

Por último se deben considerar los factores de irregularidad según la NEC_SE_DS 2015, en donde en la tabla 13 se puede observar que la configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Esto se comprueba cuando ambas dimensiones de las entrantes son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.

Mientras que en la tabla 14 del mismo código, se puede percatar que para la Torre 4 del Estadio Capwell, existe una irregularidad en elevación denominada Piso Flexible, puesto que la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior.

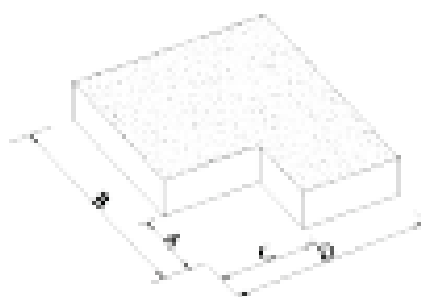


Figura 2.4 Irregularidad en planta por retroceso excesivo en esquinas
Fuente: Obtenido de NEC_SE_DS, 2015

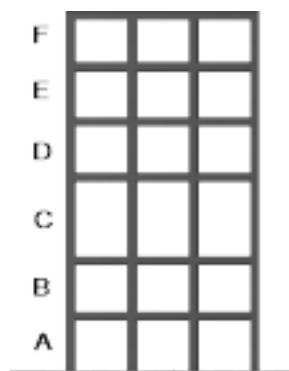


Figura 2.5 Irregularidad en elevación por piso flexible
Fuente: Obtenido de NEC_SE_DS, 2015

2.2.3 Coeficiente de Importancia I: Estructuras de ocupación especial y esencial.

Tabla VII Factor de importancia según tipo de uso y destino de la estructura

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

Fuente: Obtenido de NEC_SE_DS, 2015

Como se puede observar en la tabla VII, para centros deportivos que alberguen más de 300 personas, e incluso edificaciones que alberguen más de cinco mil personas

se consideran como estructuras de ocupación especial, por lo tanto, el factor de importancia que se le imparte es de 1.3.

En resumen, se tienen los siguientes factores:

Coeficiente de reducción de respuesta estructural 4.5 - 8

Categoría: Estructura de ocupación especial

Coeficiente de importancia (I): 1.3

Tipo de Irregularidad en planta: Retrocesos excesivos en las esquinas

Coeficiente de configuración 0.9

estructural en planta (Φ_p):

Tipo de Irregularidad en elevación: Piso flexible

Coeficiente de configuración 0.9

estructural en elevación (Φ_e):

Por lo tanto, aplicando la ecuación 6 para los valores de las ordenadas calculadas en el espectro elástico y para un $R = 8$ se tiene que:

Tabla VIII Valores de C_s para su periodo T correspondiente con $R=8$

ESPECTRO INELÁSTICO		
T	Sa	Cs
0	0,4800	0,0963
0,02	0,5405	0,1084
0,04	0,6010	0,1206
0,06	0,6615	0,1327
0,1	0,7825	0,1570
0,12	0,8430	0,1691

ESPECTRO INELÁSTICO		
T	Sa	Cs
0,1269	0,8640	0,1733
0,13	0,8640	0,1733
0,2	0,8640	0,1733
0,4	0,8640	0,1733
0,6	0,8640	0,1733
0,6981	0,8640	0,1733
0,7	0,8617	0,1729
1	0,6032	0,1210
2	0,3016	0,0605
3	0,2011	0,0403
3,5	0,1723	0,0346

Fuente: Autores

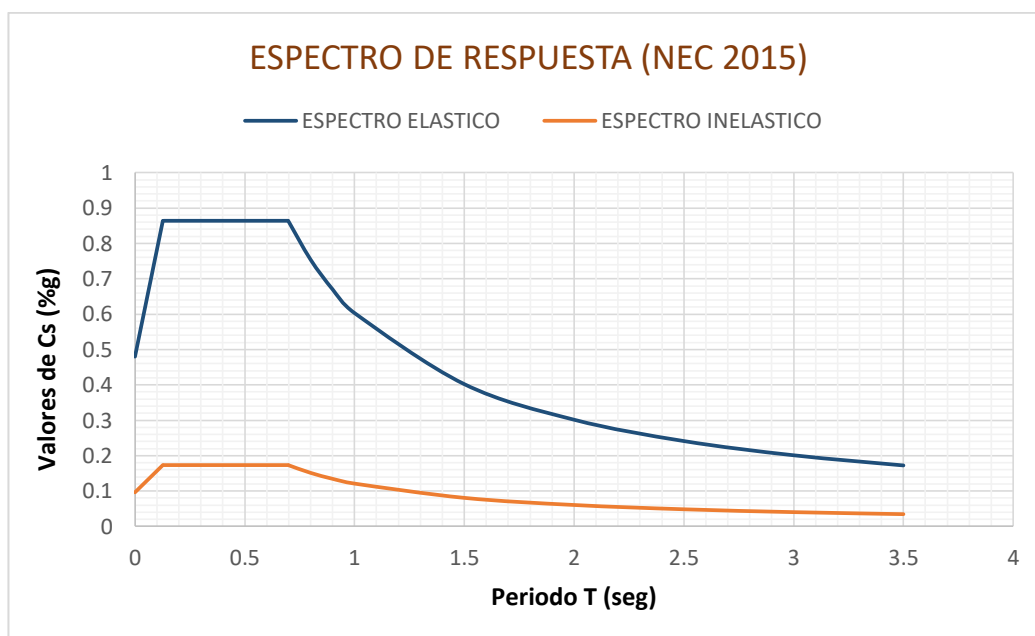


Figura 2.6 Comparación entre espectros elástico e inelástico para R=8

Fuente: Autores

Mientras que aplicando la ecuación 6 para los valores de las ordenadas calculadas en el espectro elástico y para un $R = 4.5$ se tiene que:

Tabla IX Valores de C_s para su periodo T correspondiente con $R=4.5$

ESPECTRO INELÁSTICO		
T	Sa	Cs
0	0,4800	0,1712
0,02	0,5405	0,1928
0,04	0,6010	0,2144
0,06	0,6615	0,2359
0,1	0,7825	0,2791
0,12	0,8430	0,3007
0,1269	0,8640	0,3081
0,13	0,8640	0,3081
0,2	0,8640	0,3081
0,4	0,8640	0,3081
0,6	0,8640	0,3081
0,6981	0,8640	0,3081
0,7	0,8617	0,3073
1	0,6032	0,2151
2	0,3016	0,1076
3	0,2011	0,0717
3,5	0,1723	0,0615

Fuente: Autores

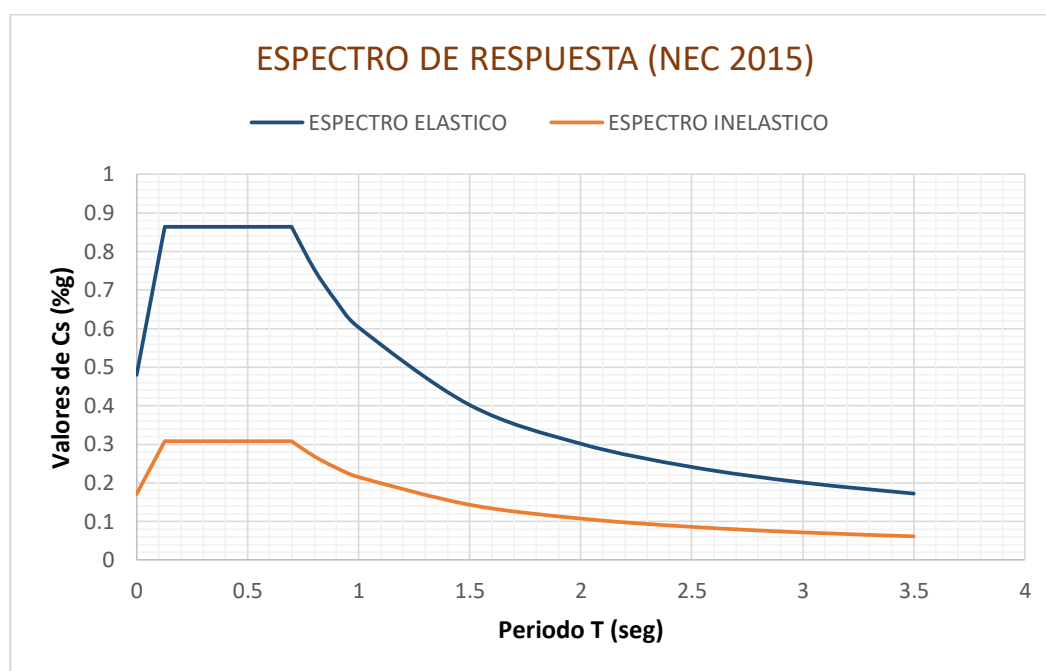


Figura 2.7 Comparación entre espectros elástico e inelástico para $R=4.5$
Fuente: Autores

2.3. Estudio de suelo y cimentación de la Torre 4

2.3.1. Estudio de suelo en zona de implantación

Según el estudio de suelo elaborado por la Consultora LAMSCO en diciembre del 2014, donde se realizaron 18 perforaciones cuyas profundidades variaban entre 23.30 y 30.80 metros, de manera específica las perforaciones 05 y 07 ejecutadas en la intersección de las calles General Gómez y Pío Montúfar, lugar de implantación de la estructura en cuestión, se detalla lo siguiente:

Tabla X Características del suelo en zona de implantación – Perforación #05.

Perforación #05					
Profundidad	Tipo de Suelo	Coloración	Porcentaje de Humedad	Pasante del tamiz #200	Número de Golpes Ensayo SPT
0.00 1.30	Grava arenosa arcillosa	Gris oscura	14.49% - 22.57%	4.19% - 17.38%	3-1-1-2 a 1-2-1-1
1.30 2.40	Arcilla	Verdosa Amarillenta	52.13%	95.02%	—
2.40 3.90	Arcilla	Verdosa Amarillenta	96.34%	—	—
3.90 12.90	Arcilla	Gris verdosa	99.35% - 104.14%	93.71% - 95.30%	—
12.90 17.35	Arena arcillosa	Gris verdosa	49.75% - 50.93%	43.55% - 38.55%	3-4-4 a 3-4-6
17.35 20.35	Arcilla	Gris verdosa	74.39% - 81.08%	81.66% - 87.75%	3-3-3 a 2-3-3
20.35 23.35	Arcilla turbosa Arcilla gris	Oscura con material vegetal	75.94% - 91.29%	83.03% - 92.38%	2-2-3
23.35 24.85	Turba	Material vegetal en descomposición	92.76%	54.86%	3-3-4
24.85 26.35	Limo arcilloso	Verdoso	26.22%	54.86%	8-17-30
26.35 30.55	Arena fina limosa	Gris	32.11% - 20.63%	36.42% - 15.28%	14-33-50/4" a 47-50-50/4"

Fuente: Estudio de suelo. Consultora LAMSCO.

Tabla XI Características del suelo en zona de implantación – Perforación #07.

Perforación #07					
Profundidad	Tipo de Suelo	Coloración	Porcentaje de Humedad	Pasante del tamiz #200	Número de Golpes Ensayo SPT
0.00 1.30	Grava arenosa arcillosa	Café clara	8.55%	8.29%	4-4-5-6
1.30 2.40	Arcilla gris	Verdosa oscura	56.01%	96.36%	—
2.40 3.90	Arcilla	Amarilla verdosa	85.81%	98.63%	—
3.90 15.85	Arcilla	Gris verdosa	100.23% - 67.89%	96.08% - 80.92%	—
15.85 18.85	Arena arcillosa	Gris	77.05% - 63.17%	73.37% - 70.40%	3-8-10 a 4-4-4
18.85 20.35	Arcilla	Gris verdosa	74.65%	88.02%	3-2-3
20.35 21.85	Arcilla turbosa Arcilla gris	Oscura con material vegetal	89.22%	98.49%	2-3-3
21.85 23.35	Turba	Material vegetal en descomposición	79.94%	69.18%	3-4-4
23.35 27.85	Limo arcilloso arenoso	Verdoso	29.37% - 27.98%	57.40% - 52.95%	6-8-8 a 10-19-19
27.85 30.80	Limo arcilloso arenoso	Gris	27.22% - 28.63%	28.80% - 29.24%	25-35-50/5" a 50-50/5"

Fuente: Estudio de suelo. Consultora LAMSCO.

Bajo estos resultados obtenidos, se establece la necesidad de una cimentación con pilotes rectangulares de hormigón armado que penetren una distancia mayor o igual a 1m el estrato resistente en la zona de implantación.

2.3.2. Descripción de la cimentación

La cimentación está conformada por pilotes de 26 a 28 m de altura y de sección transversal de 0.25 m² de hormigón pretensado, unidos mediante vigas

cabezales centradoras de carga en los puntos que es necesario. Se utilizó hormigón cuya resistencia a la compresión es de 350kg/cm^2 y acero de refuerzo de 4200Kg/cm^2 en cuanto su resistencia a la fluencia.

Se fundió un contrapiso de hormigón armado de 14 cm de alto sobre un relleno compactado al 95% de su valor proctor modificado. Adicionalmente, se fundieron vigas riostras para atado de los cabezales descritos, de manera que se logre absorber las posibles acciones horizontales que pueden recibir los cimientos, evitando desplazamientos horizontales relativos entre los elementos descritos.

Sobre los cabezales se fundieron dados rectangulares cuyas dimensiones varían de acuerdo a su posición, estos servirán para anclaje de la placa base de 30 mm de espesor, unida mediante varillas de 12 mm de diámetro, donde se soldará, mediante soldadura de penetración completa, las columnas metálicas rellenas de hormigón colaborante de la estructura.

2.4. Sistemas de protección sísmica para edificaciones

El control de las estructuras sujetas a excitaciones sísmicas representa una tarea desafiante para la ingeniería civil, el enfoque de diseño está basado en la combinación de resistencia, rigidez y capacidad de disipación de energía en el rango inelástico de la estructura, tomando como condición su ductilidad. Estos sistemas de control no poseen un comportamiento dinámico independiente de la estructura, sino que se activan con la interacción que tengan con ella para mitigar y controlar la respuesta de la edificación ante un evento sísmico.

Edward L. Wilson, profesor emérito de Ingeniería Estructural de la universidad de California, define que la energía disipada por estos sistemas, se la calcula mediante un modelo matemático basado en la mecánica newtoniana, de manera específica en su segunda ley, la ecuación dinámica de equilibrio, ya que toda estructura responde dinámicamente ante la acción de cargas o deformaciones incitando fuerzas inerciales iguales a su masa por aceleración.

Cuando una estructura se somete a cargas dinámicas o deformaciones rápidas, como lo es en caso de un sismo, las fuerzas inerciales generadas no son despreciables por lo que se considera el análisis dinámico del sistema.

En el capítulo 12 del texto “Three Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures A Physical Approach with Emphasis on Earthquake Engineering” se presenta un modelo basado en una masa concentrada m que es soportada por un elemento de rigidez k , con un coeficiente de amortiguamiento viscoso c propio del sistema.

La carga sísmica se caracteriza por un desplazamiento en el terreno $x_g(t)$. La respuesta del sistema consiste en determinar el desplazamiento de la masa en cualquier instante con respecto a su posición inicial general, $x_t(t)$, lo que se calcula en función del desplazamiento en el terreno y el desplazamiento de la masa con respecto a su base, como se observa en la figura 1. De donde:

$$x_t(t) = x_g(t) + x(t)$$

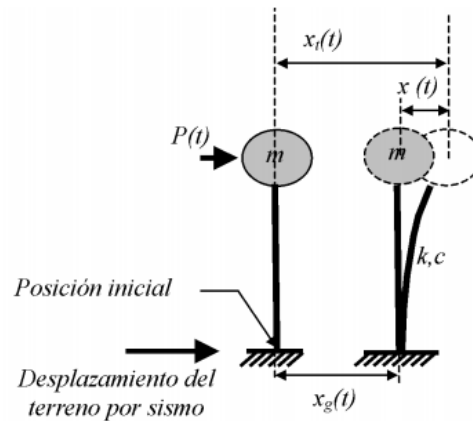


Figura 2.8 Modelo del sistema de un grado de libertad
Fuente: Oviedo, J.A., Duque, M.P. (2009). Situación de las Técnicas de Control de Respuesta Sísmica en Colombia. Revista EIA, Medellín-Colombia

Para las condiciones descritas, la ecuación de equilibrio dinámico se escribe como:

$$m \ddot{x} + c \dot{x} + kx = -m \ddot{x}_g$$

Donde:

$m\ddot{x}$ representa la fuerza inercial de la masa de la estructura

$c\dot{x}$ es el amortiguamiento inherente del sistema

kx es la fuerza elástica del sistema

Para el análisis del comportamiento y respuesta de la estructura, se deberá utilizar el concepto de energía, por lo que se multiplica cada término de la ecuación por el desplazamiento dx , expresado como xdt , para encontrar el trabajo realizado.

Al integrar la ecuación con respecto al tiempo, se obtiene la ecuación de balance de energía desarrollado en el sistema estructural:

$$E_K + E_D + E_S = E_1$$

Donde:

E_K es la energía cinética de la masa m

E_D es la energía disipada por el amortiguamiento inherente de la estructura

E_S es la energía de deformación elástica del sistema

E_1 es la energía impuesta por las cargas dinámicas

P. Fajfar y H. Krawinkler (2005) detallan que en el caso de que el sistema alcance a responder en el rango inelástico de los materiales, el término E_S estará dado por la función $f_s(x)$ que describe la respuesta elástica y la inelástica hysterética en el cálculo de la energía total, generalmente igual a la energía máxima de entrada a excepción de las estructuras de periodo corto y estructuras con el pulso de velocidad muy grande, lo que resultaría en:

$$E_S = E_{S_s} + E_{S_p}$$

Donde:

E_{S_s} es la energía de deformación elástica no disipada

E_{S_p} es la energía disipada por efectos histeréticos de deformación plástica y daño en los elementos estructurales.

Cuando en la estructura se implementan dispositivos especiales disipadores o amortiguadores de energía, se debe introducir un término a la ecuación de balance de energía que permitan describir su aportes para al sistema, se denotará como E_p y se calcula en relación al operador integro-diferenciación representativo de la disipación de energía proporcionada por dispositivos adicionales. (Oviedo & Duque , 2006)

$$E_p = \int \Gamma \bar{x} dx$$

Por lo que, la ecuación de balance de energía quedaría:

$$E_K + E_D + E_{S_s} + E_{S_p} + E_p = E_1$$

Las técnicas de control de respuesta sísmica, tienen como objetivo aumentar la energía E_{S_p} disipada por la histéresis propia de la estructura y E_p energía disipada por los dispositivos adicionales instalados en el sistema, de manera que disminuye la participación de los componentes estructurales en la respuesta inducida y con ello, el nivel de daños en la estructura.

Otra forma de disipación de energía por histéresis de la estructura, consiste en modificar la energía de entrada al sistema E_1 . (Oviedo & Duque , 2006)

Acorde con la Norma Ecuatoriana de la Construcción, Peligro Sísmico Diseño Sismo resistente, los sistemas de control estructural utilizados para el diseño sismo resistente no convencional de estructuras son clasificados en:

- Sistemas de aislamiento sísmico,
- Sistemas de disipación pasiva de energía,
- Sistemas de control activo.

2.4.1. Sistema de Control Activo

En los sistemas de control activo, se utilizan dispositivos que responden según las solicitaciones impuestas por el sismo, activándose por medio de una fuente externa de energía. Entre los dispositivos utilizados en esta técnica se cuenta con:

- Sistemas de efecto de masa
- Sistemas de control pasivo de disipación de energía.

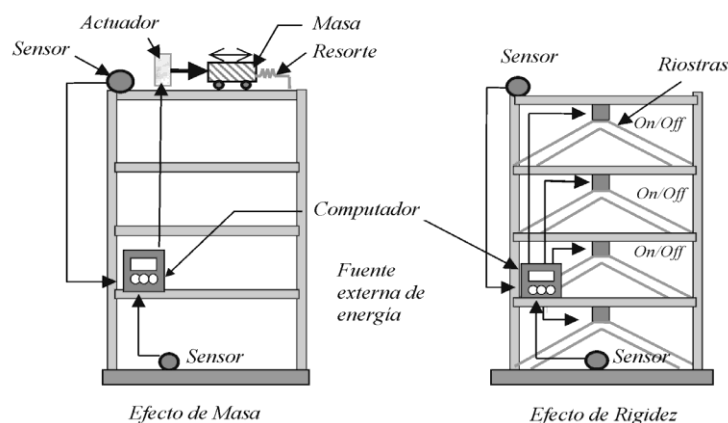


Figura 2.9 Técnica de control activo de disipación de energía
Fuente: Oviedo, J.A., Duque, M.P. (2009). Situación de las Técnicas de Control de Respuesta Sísmica en Colombia. Revista EIA, Medellín-Colombia

Su funcionamiento se basa en recibir información de las respuestas (derivadas, rotaciones), por medio de sensores que se encargan de medir las variables y calculan la fuerza necesaria para accionar los actuadores de control y contrarrestar la acción sísmica. Los actuadores de control presentan una gran desventaja debido a que necesitan de fuentes de energía para su funcionamiento, por lo que no funcionarían en caso de falla en el suministro de energía.

2.4.2. Sistema Pasivo de disipación de energía

Los sistemas de control pasivo se basan en elementos que responden de forma inercial a la acción sísmica y, a diferencia del resto de sistemas, no precisan de aporte energético para su funcionamiento (Mayorga Vela, 2011).

Se clasifican en dos categorías:

- Histeréticos,

- Viscoelásticos

Los dispositivos histeréticos se basan en la plastificación de metales por flexión, torsión, cortante o extrusión y en la fricción entre superficies. Son dispositivos que dependen básicamente del desplazamiento.

Los disipadores viscoelásticos pueden basarse en: sólidos viscoelásticos, fluidos conducidos a través de orificios y fluidos viscoelásticos. Su comportamiento depende fundamentalmente de la velocidad que adquieran los elementos estructurales. (Mayorga Vela, 2011)

Por lo general, se instalan en riostras diagonales dentro de los pórticos de la estructura o como complemento al sistema de aislamiento sísmico en la base, entre la fundación y la plataforma de aislamiento.

Entre los principales dispositivos para el control pasivo se resaltan por su economía y funcionalidad los disipadores metálicos, histeréticos, basados en deformación plástica; especialmente los de acero que, debido a su homogeneidad, se convierten en un tipo de disipador de fácil caracterización mecánica. Algunos de los disipadores metálicos de acero usados en el mundo son las placas a flexión, los amortiguadores torsionales de barras, los anillos amortiguadores de fluencia y las riostras metálicas.

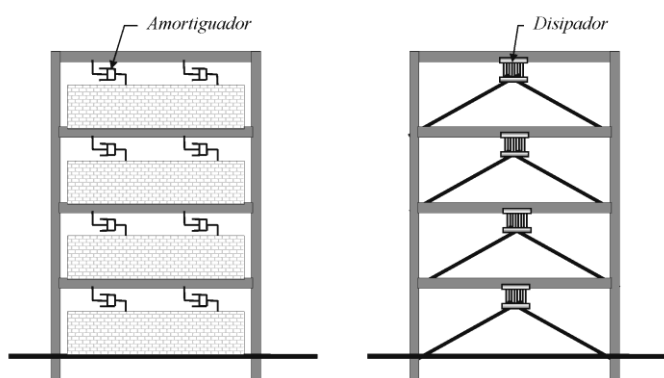


Figura 2.10 Técnica de control pasivo con disipadores de energía
Fuente: Oviedo, J.A., Duque, M.P. (2009). Situación de las Técnicas de Control de Respuesta Sísmica en Colombia. Revista EIA, Medellín-Colombia

En este modelo son evidentes las ventajas del uso de los dispositivos disipadores de energía en edificaciones. Algunas de ellas son: reducción de la demanda sísmica en la estructura principal, concentración del daño en puntos y elementos identificados y fáciles de sustituir después de un evento sísmico significativo y, en algunos casos, aumento de la rigidez de la edificación, lo que trae consigo la protección a los elementos no estructurales como muros y acabados.

2.4.3. Sistema de aislación sísmica base

Este sistema consiste en la instalación de equipos, generalmente en el nivel más bajo del edificio, con el fin de atenuar de forma parcial la energía impuesta por el sismo antes de que esta sea transmitida a la estructura.

Los dispositivos utilizados para el aislamiento sísmico base son:

- Aisladores flexibles
- Aisladores de fricción deslizantes o basculantes
- Amortiguadores o elementos flexibles
- Apoyos deslizantes

El trabajo de esta combinación de los aisladores que trabajan en el rango elástico y los amortiguadores con comportamiento elasto-plástico, reduce el término E_1 de la ecuación antes descrita, haciendo que la energía total para balance por amortiguamiento sea menor.

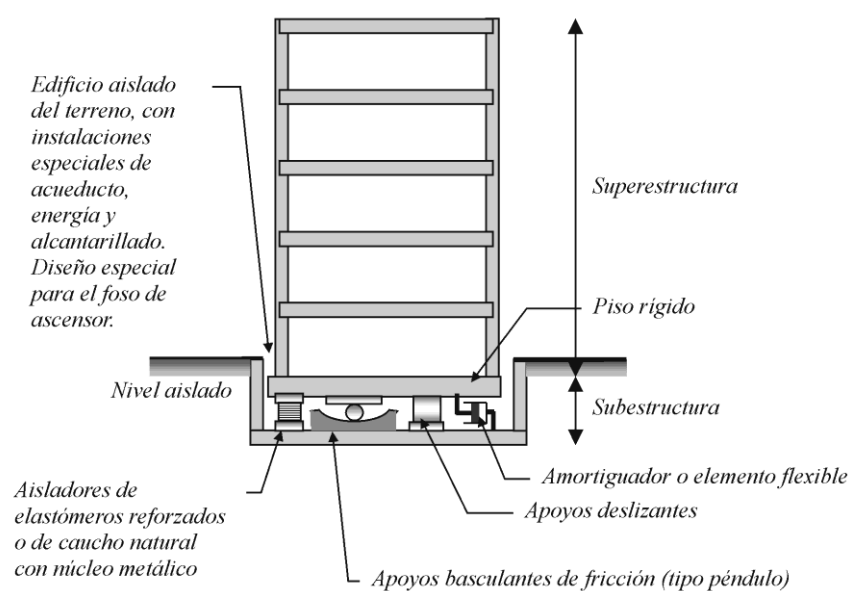


Figura 2.11 Técnica de aislamiento sísmico en la base

Fuente: Oviedo, J.A., Duque, M.P. (2009). Situación de las Técnicas de Control de Respuesta Sísmica en Colombia. Revista EIA, Medellín-Colombia

En el caso de los aisladores flexibles, la reducción de energía ocurre por el aumento del período de vibración de la estructura, alejándolo del período de vibración natural del suelo. Por otro lado, los aisladores de fricción reducen la energía por medio del deslizamiento entre el edificio y la cimentación. Para edificios con períodos largos de vibración el uso de aisladores no es muy recomendado, ya que su presencia no implicaría un cambio drástico en las fuerzas de entrada a la superestructura.

CAPÍTULO 3

3. ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA

Con el objetivo de realizar un correcto análisis estructural se usa el programa ETABS v15 para generar el modelo estructural y determinar las solicitaciones de la estructura sujeta al sismo de diseño, así como las fuerzas cortantes producidas, momentos generados y cálculo de las derivas de piso para comprobación con la Norma Ecuatoriana de la Construcción, Peligro Sísmico Diseño Sismo resistente, y proceder a determinar los elementos de protección sísmica que podrán ser utilizados en ella.

3.1. Características físicas de la estructura

El proyecto de remodelación del Estadio Capwell, Torre 4, consiste en una estructura tipo edificación que será destinada para accesos mediante escaleras hacia los otros edificios y albergarán 2 suites corporativas para la visualización de los eventos deportivos.

3.1.1. Materiales y Secciones de la estructura metálica

La estructura de la edificación define su tipología como pórticos tridimensionales intermedios resistentes a momento en acero estructural. Los

materiales a usarse en la elaboración de los componentes de la torre 4 corresponden a:

Tabla XII Características de los Materiales de Construcción para Torre 4.

Acero estructural:	Planchas de acero ASTM A572, Gr 50 $F_y = 50$ ksi (3523 Kg/cm ²)
	Planchas de acero ASTM A36, Gr 36 $F_y = 36$ ksi (2536.56 Kg/cm ²)
Conexiones:	Soldaduras Procesos: SMAW – GMAW - FCAW - SAW
Hormigón columnas	$F'_c = 280$ kg/cm ² .
Hormigón en losas	$F'_c = 240$ kg/cm ² .

Fuente: Autores

Las columnas serán rellenas con hormigón de $F'_c = 280$ kg/cm², cuyo tamaño máximo del agregado será igual a $\frac{1}{2}$ " y con un revenimiento de 15 cm. Luego de fundidas las columnas, serán curadas con aditivo antisol.

Para los elementos de acero estructural, las uniones placa-columna y viga-columnas serán considerados como soldaduras de demanda crítica.

Tabla XIII Proceso de Soldadura en elementos de acero estructural para la Torre 4

Especificación del Electrodo	Clasificación	Proceso
AWS A5. 1	E70 18-AR	Arco metálico protegido
AWS A5.18	ER 70S-6	Soldadura por arco con alambre sólido y protección gaseosa
AWS A5.20	E71T - 1C	Alambre tubular con núcleo fundente y protección gaseosa
AWS A5.20	E71T - 8	Alambre tubular con núcleo fundente autoprotégido
AWS A5.17	F7A2 - EM12K	Arco sumergido

Fuente: KLAERE Estructuras, RAG-Ingeniería Estructural.
Archivo: CAPWELL -T4-20JUNIO2016.gwg

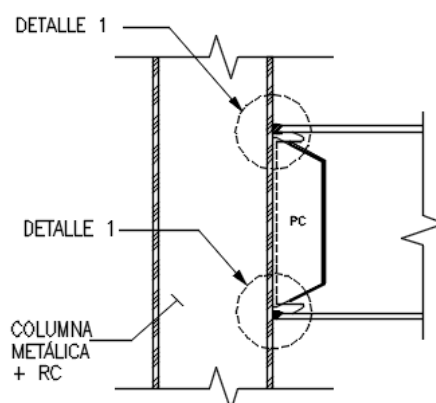


Figura 3.1 Detalle de conexión sísmica viga-columna
Fuente: KLAERE Estructuras, RAG-Ingeniería Estructural.
 Archivo: CAPWELL-CIMENTACIÓN-T4-23MARZO2016.gwg

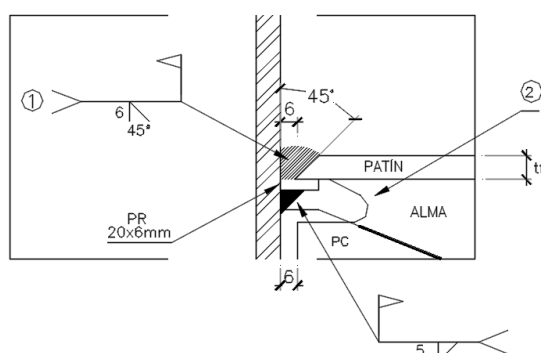


Figura 3.2 Detalle de soldadura viga-columna del patín superior
Fuente: KLAERE Estructuras, RAG-Ingeniería Estructural.
 Archivo: CAPWELL-CIMENTACIÓN-T4-23MARZO2016.gwg

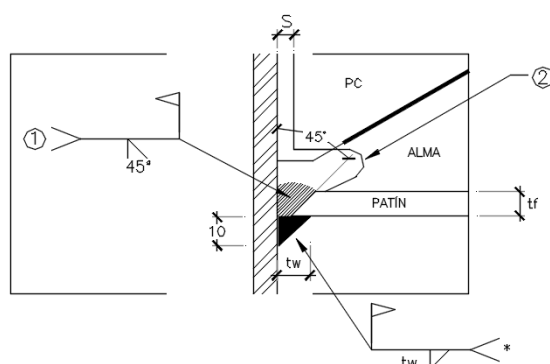


Figura 3.3 Detalle de soldadura viga-columna del patín inferior
Fuente: KLAERE Estructuras, RAG-Ingeniería Estructural.
 Archivo: CAPWELL-CIMENTACIÓN-T4-23MARZO2016.gwg

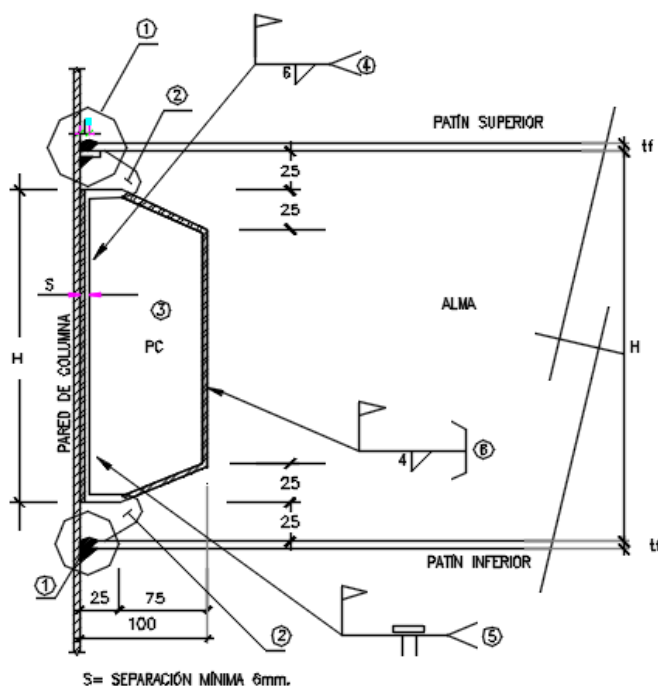


Figura 3.4 Detalle de conexión sísmica viga – columna
Fuente: KLAERE Estructuras, RAG-Ingeniería Estructural.
 Archivo: CAPWELL-CIMENTACIÓN-T4-23MARZO2016.gwg

La FEMA 350 clasifica este tipo de conexión sísmica como conexión precalificada soldada y totalmente restringida, WUF-W Welded Unreinforced Flange - Welded Web (Alas Soldadas no Reforzadas-Alma Soldada), especial para marcos especiales de momento SMF.

En los planos se especifica el uso de soldadura de ranura de penetración completa en los patines superior e inferior. Con ayuda de una platina de respaldo, colocar una soldadura de filete debajo de la platina. También se detalla que el tamaño del filete adyacente a la columna será de un mínimo de 10 mm. Se utilizará una soldadura de ranura de penetración completa a lo alto de la longitud del alma, entre los agujeros de acceso y para la placa de cortante dispuesta a los lados del alma de la viga, se

utilizará una soldadura de penetración parcial a todo lo alto de la unión entre la placa de cortante y la columna y soldadura de filete entre la placa de cortante y el alma de la viga.

Las conexiones viga-columna se asumirán como conexiones casi rígidas que teóricamente no permiten rotación en los extremos de la viga, transfieren el casi 85% del momento de empotramiento y proporcionan continuidad entre los miembros de la estructura (McCormac & Csernak, 2013). Se colocarán placas atiesadoras en las almas de las vigas de manera que se proporcione la resistencia suficiente a la rotación de la misma.

La estructura metálica principal, responsable de estabilizar y transmitir las cargas impuestas a la cimentación, está compuesta por los siguientes elementos:

Tabla XIV Dimensiones y materiales de vigas metálicas del sistema.

Vigas tipo I		Alas Superior - Inferior			Alma		
		tf (mm)	bf (mm)	Fy (Ksi)	tw (mm)	bw (mm)	Fy (Ksi)
Vigas Principales	VP X-Y	8	120	50	4	400	36
	VP1 X-Y	8	140	50	5	450	36
	VP2 X	10	150	50	5	500	36
	VP3 X	12	200	50	6	500	36
	VPL X-Y	8	120	50	4	400	36
Vigas Secundarias	VS	5	100	36	3	300	36
	VB	6	120	36	4	400	36

Fuente: KLAERE Estructuras, RAG-Ingeniería Estructural.
Archivo: CAPWELL -T4-20JUNIO2016.gwg

Tabla XV Dimensiones y materiales de columnas metálicas del sistema.

Columna Sección Cuadrada		Ejes				
		Eje 90	Eje 91	Eje 92	Eje 1A	Eje 88
Fy (Ksi)		50	50	50	50	50
Sección 1	b1 (mm)	400	400	400	400	400

Columna Sección Cuadrada		Ejes				
		Eje 90	Eje 91	Eje 92	Eje 1A	Eje 88
	h1 (mm)	500	450	450	500	400
	e1 (mm)	8	8	8	8	8
	b2 (mm)	400	400	400	400	--
Sección 2	h2 (mm)	400	400	400	400	--
	e2 (mm)	8	8	8	8	--
	b3 (mm)	400	400	400	400	--
Sección 3	h3 (mm)	400	400	400	400	--
	e3 (mm)	8	8	8	8	--
	b4 (mm)	200	200	400	--	--
Sección 4	h4 (mm)	200	200	400	--	--
	e4 (mm)	4	4	8	--	--

Fuente: KLAERE Estructuras, RAG-Ingeniería Estructural.
 Archivo: CAPWELL -T4-20JUNIO2016.gwg

Para la losa de la estructura se utilizó un sistema de losa Steeldeck que aprovecha las características de una lámina de acero junto con el vaciado del concreto, lo que resulta en un sistema de alta resistencia y bajo peso.

El espesor de la lámina utilizada es de 0.76 mm, adicionalmente se colocaron conectores de corte de elementos de perfil U 150x50x3 mm de $F_y=36\text{Ksi}$, para alcance de la resistencia última del sistema, separados 33 cm entre sí y una malla electrosoldada, para control por retracción y temperatura y soportar la totalidad de las cargas actuantes, de diámetro de varilla de 5 mm con separaciones de 150 mm.

Se utilizó una concreto de $F'_c= 240\text{Kg/cm}^2$ y un recubrimiento de 3mm, lo que indica una altura total de la losa de 123 mm.

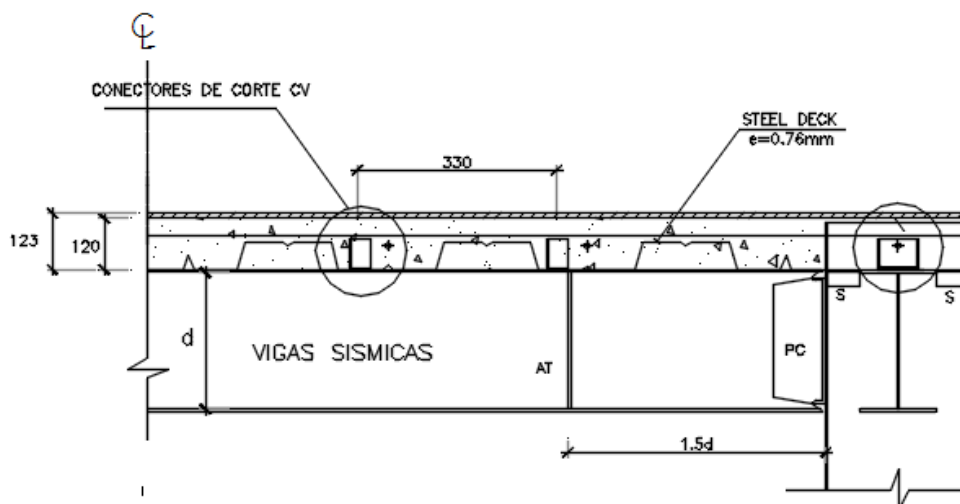


Figura 3.5 Detalle del sistema Steeldeck para losa
Fuente: KLAERE Estructuras, RAG-Ingeniería Estructural.
 Archivo: CAPWELL-CIMENTACIÓN-T4-23MARZO2016.gwg

Las escaleras están compuestas por una losa steeldeck soportada por vigas tubulares de 100x150x4 mm. Para el modelo se crearán áreas que simulen las cargas impuestas por éstas y su participación en el sistema.

3.2. Modelo del Sistema

Los edificios de acero estructurados en base a marcos de momento se deben modelar, analizar y diseñar como elementos ensamblados tridimensionalmente con el propósito de determinar correctamente la resistencia y desplazamientos requeridos.

Para pórticos con conexiones totalmente restringidas (FR), se permite modelar los elementos de eje a eje con el propósito de determinar la rigidez de las vigas y columnas. (Zambrano Leiva , 2008).

En el siguiente apartado se realizará un paso a paso del modelo con el cual se pudieron determinar las características dinámicas de la estructura metálica. Se indicarán procesos de definición de elementos, asignación de materiales y cargas, análisis de la estructura ante la acción de un espectro de diseño inelástico y la interpretación de los resultados obtenidos.

Primero se debe tener una idea clara del interfaz que muestra el programa de diseño, usualmente aparecen 3 ventanas las cuales presentan el explorador del modelo (ventana izquierda), mientras que en la parte central y lateral derecho se tienen dos ventanas las cuales se pueden configurar para presentar los tipos de planos en los que se puede visualizar el modelo.

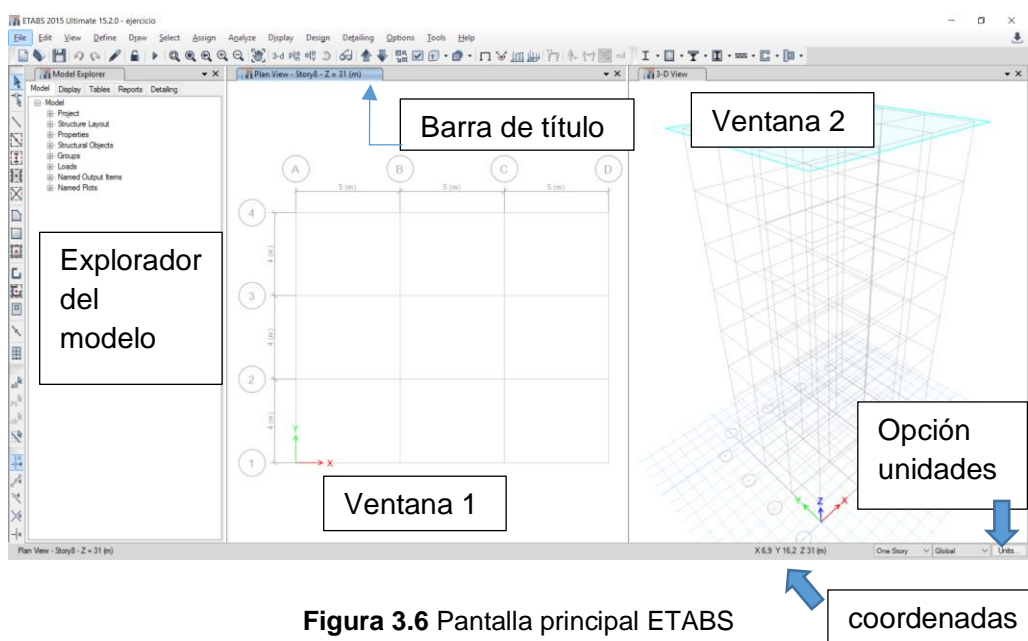


Figura 3.6 Pantalla principal ETABS
Fuente: Etabs 2015 versión 15.2.0.

3.2.1. Definición de la configuración geométrica de la estructura

Se va a definir un nuevo modelo, seleccionando el primer ícono izquierdo de la barra de menú (símbolo: hoja en blanco), se desplegará la siguiente ventana en la cual se puede escoger entre tres opciones para comenzar a definir el modelo. En este caso se escogerá *Use Built-in settings*, debido a que se puede estipular las normas, códigos y reglamentos con los cuales se comenzará a definir el modelo.

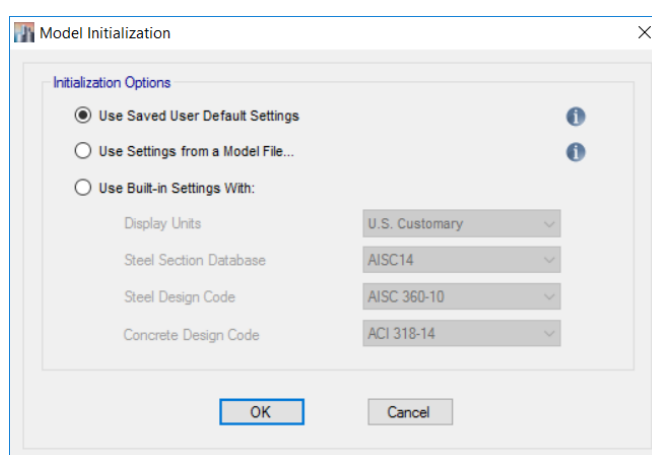


Figura 3.7 Selección del tipo de modelo predeterminado
Fuente: Etabs 2015 versión 15.2.0.

Posteriormente saldrá la ventana inferior, en la cual se definirán el número de ejes y el espaciamiento que servirán como referencia para trazar los elementos de la estructura, del mismo modo se establecerán todas las características físicas del modelo, sean estos: número de pisos, altura de entrepisos, etc.

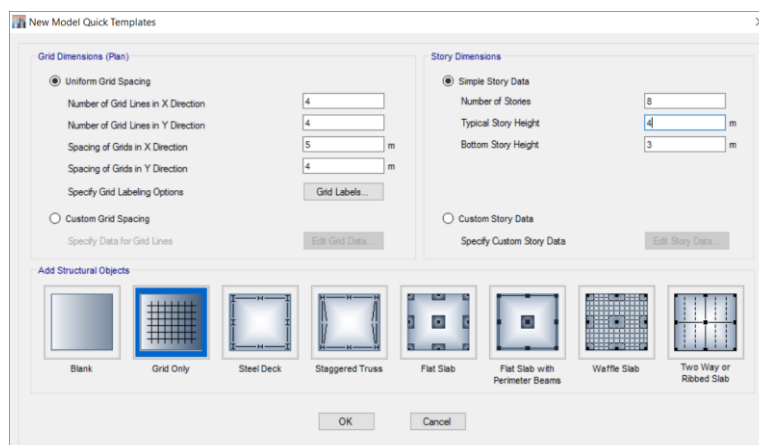


Figura 3.8 Definición de características físicas del edificio
Fuente: Etabs 2015 versión 15.2.0.

Debido a la irregularidad en planta de la estructura a analizar, se deberán hacer algunas correcciones en los ejes definidos anteriormente. Para ello clic derecho en cualquiera de las ventanas que contienen el modelo y escoger la opción *Add/Modify Grids*, se desplegará una nueva ventana en la cual se modificará el sistema de grillas existente.

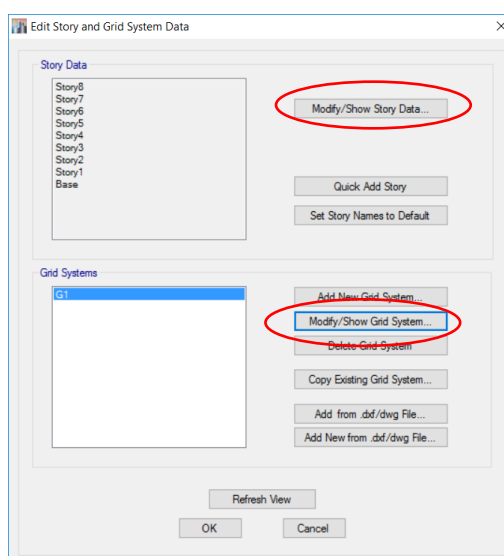


Figura 3.9 Ventana para modificar características de los ejes establecidos
Fuente: Etabs 2015 versión 15.2.0.

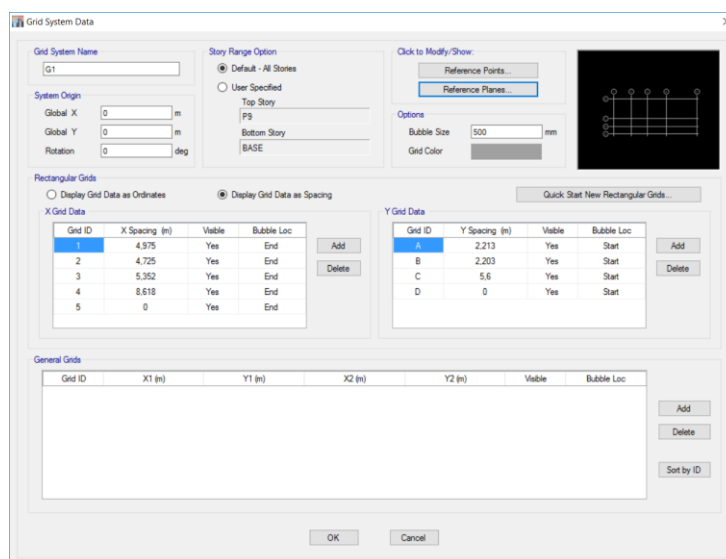


Figura 3.10 Características de la grilla predeterminada
Fuente: Etabs 2015 versión 15.2.0.

El modelo de la estructura está compuesto por 3 ejes en la dirección X, 4 ejes en dirección Y, 10 plantas en la dirección Z como se observa en la figura de planta y elevación del sistema.

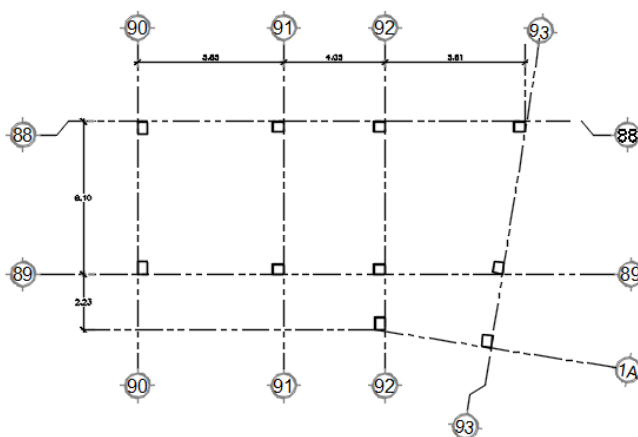


Figura 3.11 Esquema de planta y ubicación de columnas de la Torre 4
Fuente: KLAERE Estructuras, RAG-Ingeniería Estructural.
 Archivo: CAPWELL-CIMENTACIÓN-T4-23MARZO2016.gwg

Una vez definidas las distancias entre ejes de la grilla, se procede a modificar las alturas de entrepiso mediante la opción *Modify/show story data*. Con ayuda de los planos estructurales se ajustan las distancias correspondientes a cada piso y se le asigna un color a cada piso para diferenciarlos.

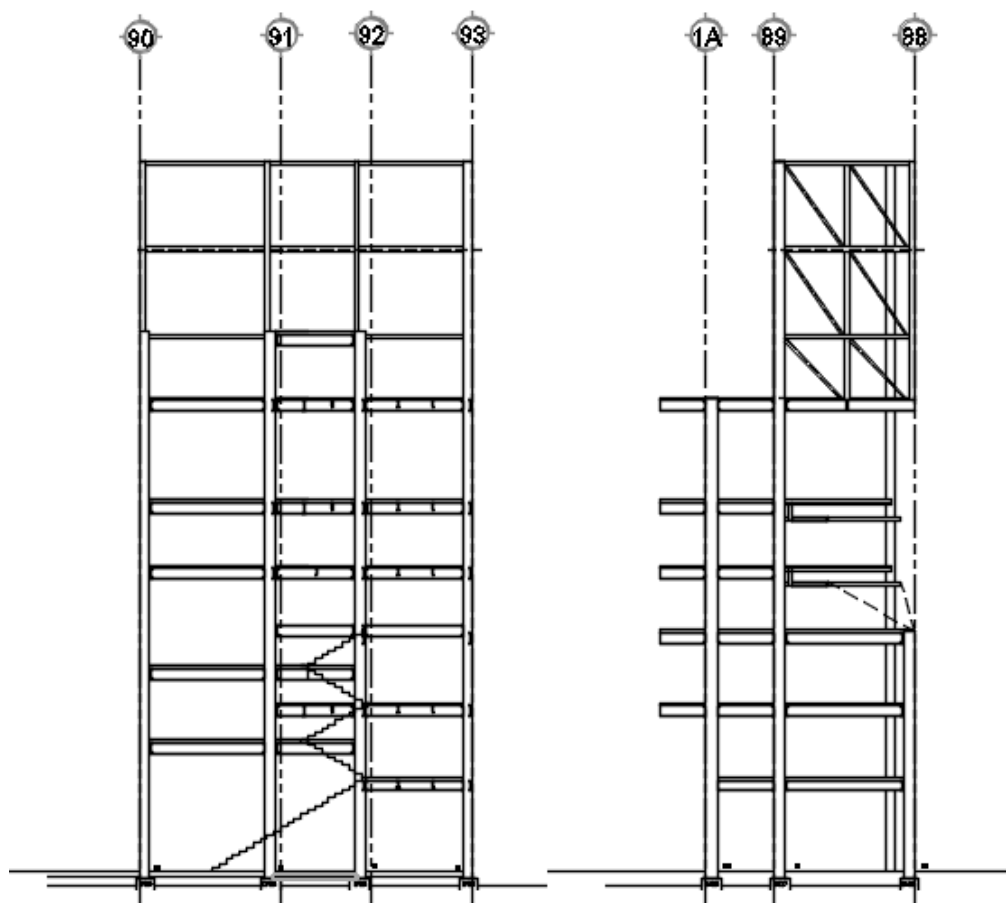


Figura 3.12 Esquema de pórticos de la Torre 4
Fuente: KLAERE Estructuras, RAG-Ingeniería Estructural.
Archivo: CAPWELL -T4-20JUNIO2016.gwg

Story	Height m	Elevation m	Master Story	Similar To	Splice Story	Splice Height m	Story Color m
P9	3.77	31.5	No	P3	No	0	
P8	3.75	27.73	No	P3	No	0	
P7	4.68	23.98	No	P3	No	0	
P6	2.7	19.3	No	P3	No	0	
P5	2.88	16.6	No	P3	No	0	
P4	2.85	13.72	No	P3	No	0	
P3	3.24	10.87	Yes	None	No	0	
P2	3.24	7.63	No	P3	No	0	
P1	4.39	4.39	No	None	No	0	
BASE		0					

Note: Right Click on Grid for Options

Refresh View

OK Cancel

Figura 3.13 Ajuste de alturas de entrespiso
Fuente: Etabs 2015 versión 15.2.0.

El FEMA-350 sugiere realizar un análisis multidireccional para aquellas estructuras que son completamente irregulares en planta y elevación como se observa en los esquemas mostrados de la Torre 4 en cuestión.

Para la elaboración del modelo en el programa ETABS v15.2, se definieron los ejes, materiales y secciones de la estructura acorde con los planos entregados por la empresa RAG Ingeniería Estructural, institución encargada de la revisión de los mismos.

El siguiente paso consiste en la definición de los materiales que se usarán para cada elemento de la estructura, hay que recalcar que los materiales predominantes son acero ASTM A36, ASTM A572 Gr50, hormigón de relleno de columnas de resistencia 280 kg/cm² mientras que para las losas 240 kg/cm².

En la pestaña *Define* se debe seleccionar la opción *Material Properties* con la cual se despliega una ventana para ingresar características de los materiales predefinidos por el programa o personalizar un material a criterio del diseñador. En este caso se denominarán a los materiales como A36-1; A572Gr50; FC240 y 4000psiM. Al seleccionar la opción *Add new material* se pueden definir las características del tipo de materiales con el que se vaya a trabajar.

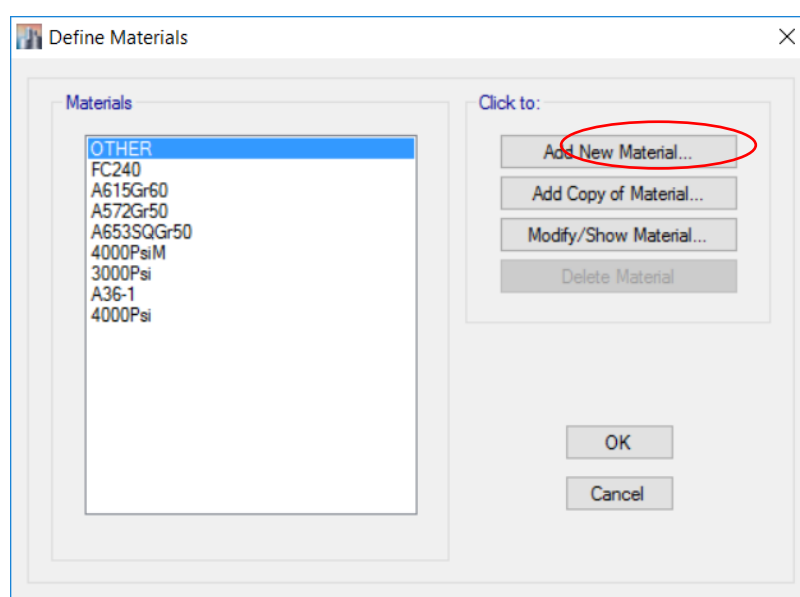


Figura 3.14 Definición de materiales a usar
Fuente: Etabs 2015 versión 15.2.0.

Se ajustan cada una de las propiedades físicas de los materiales a usar, por ejemplo: peso específico, módulo de elasticidad, coeficiente de poisson, coeficiente de expansión térmica y módulo de cortante.

Material Property Data

General Data

Material Name: A36-1

Material Type: Steel

Directional Symmetry Type: Isotropic

Material Display Color: Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 7849.05 kgf/m³

Mass per Unit Volume: 7849.047 kg/m³

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 20389.02 kgf/mm²

Poisson's Ratio, U: 0.3

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000117 1/C

Shear Modulus, G: 7841.93 kgf/mm²

Design Property Data

Modify/Show Material Property Design Data...

Advanced Material Property Data

Nonlinear Material Data... Material Damping Properties... Time Dependent Properties...

OK Cancel

Figura 3.15 Características del acero A36
Fuente: Etabs 2015 versión 15.2.0.

Material Property Data

General Data

Material Name: K000PaM

Material Type: Concrete

Directional Symmetry Type: Isotropic

Material Display Color: Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 2400 kgf/m³

Mass per Unit Volume: 2400 kg/m³

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 2154.29 kgf/mm²

Poisson's Ratio, U: 0.2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000099 1/C

Shear Modulus, G: 897.62 kgf/mm²

Design Property Data

Modify/Show Material Property Design Data...

Advanced Material Property Data

Nonlinear Material Data... Material Damping Properties... Time Dependent Properties...

OK Cancel

Figura 3.16 Características del hormigón de relleno de columnas
Fuente: Etabs 2015 versión 15.2.0.

Una vez establecidos los materiales se procederá a definir las secciones correspondientes a cada elemento estructural según los planos pertinentes. Para ello clic en la pestaña *Define*, opción *section properties*, posteriormente escoger *frame sections* y finalmente *Add new property* para establecer las características de cada sección con las que se vaya a trabajar.

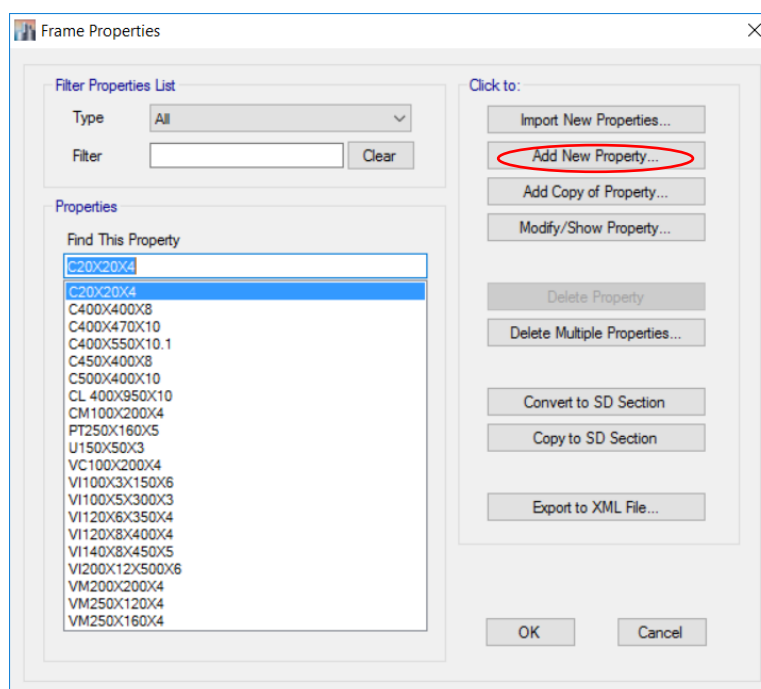


Figura 3.17 Definición de secciones de elementos a usar
Fuente: Etabs 2015 versión 15.2.0.

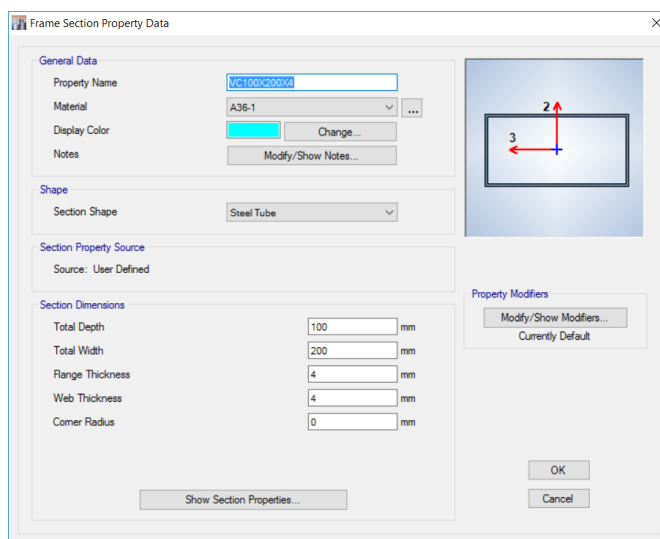


Figura 3.18 Sección tubular hueca de acero para elementos diagonales
Fuente: Etabs 2015 versión 15.2.0.

Como se puede observar existe la posibilidad de ajustar las dimensiones para cada sección, del mismo modo es conveniente asignar los materiales acordes al elemento que se esté diseñando. Se visualizará un esquema de la sección en la esquina superior derecha, la cual irá variando de acuerdo a los cambios realizados.

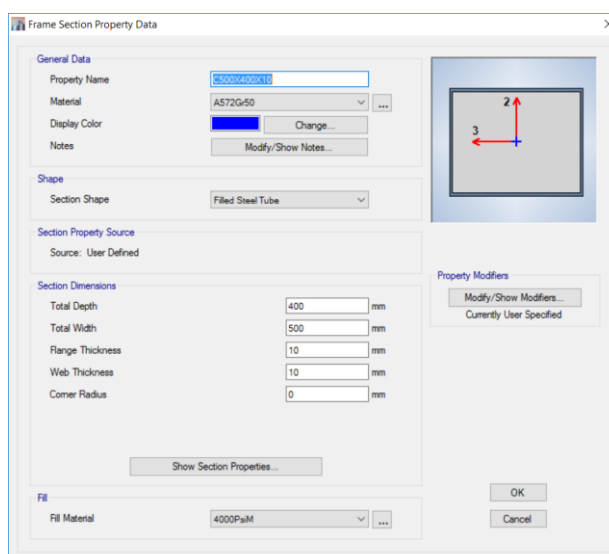


Figura 3.19 Sección compuesta para elementos verticales de la estructura
Fuente: Etabs 2015 versión 15.2.0.

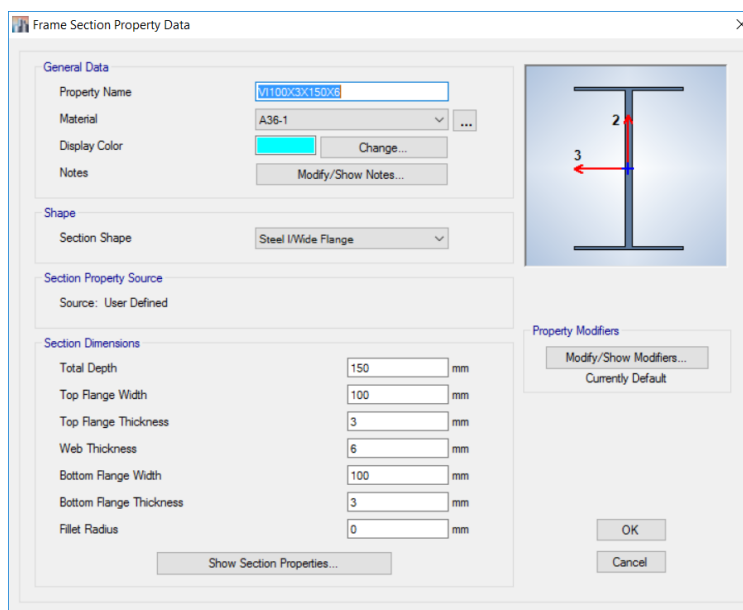


Figura 3.20 Perfil I para uso como elemento viga
Fuente: Etabs 2015 versión 15.2.0.

Un aspecto muy importante a establecer consiste en el tipo de apoyo que se va a considerar para la estructura, el cual va a ser el principal nexo entre los elementos estructurales y el terreno. Generalmente se considera un empotramiento como tipo de apoyo, puesto que esta opción proporciona un impedimento en cuanto a la traslación y rotación en los distintos ejes, que es lo que se busca idealmente en el sistema de soporte de cualquier estructura. Ubicando la ventana en el plano de base se seleccionan todos los nodos existentes, en la pestaña *Assign* opción *Joint* se escoge la opción *Restraints* y por último se da clic en el ítem de Apoyos Empotrados, inmediatamente se restringirán las libertades de traslación y rotación del modelo.



Figura 3.21 Selección del tipo de apoyos para los nodos del piso base
Fuente: Etabs 2015 versión 15.2.0.

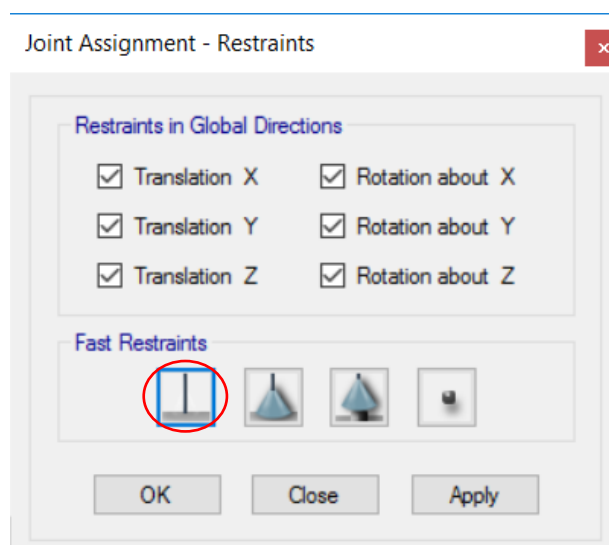


Figura 3.22 Ventana de tipos de apoyo estructural, Apoyos empotrados
Fuente: Etabs 2015 versión 15.2.0.

Establecidos los elementos tipo frame con sus secciones respectivas, es importante definir además los elementos tipo área que van a ser utilizados como losas y áreas para el sistema de escaleras. En la pestaña *Define* escoger *Section Properties* y como primer lugar se elegirá *Slab sections* para las áreas de escaleras que se

idealizan como losas macizas. Mientras que para la losa con Steel panel, se escogerá la opción *Deck sections*.

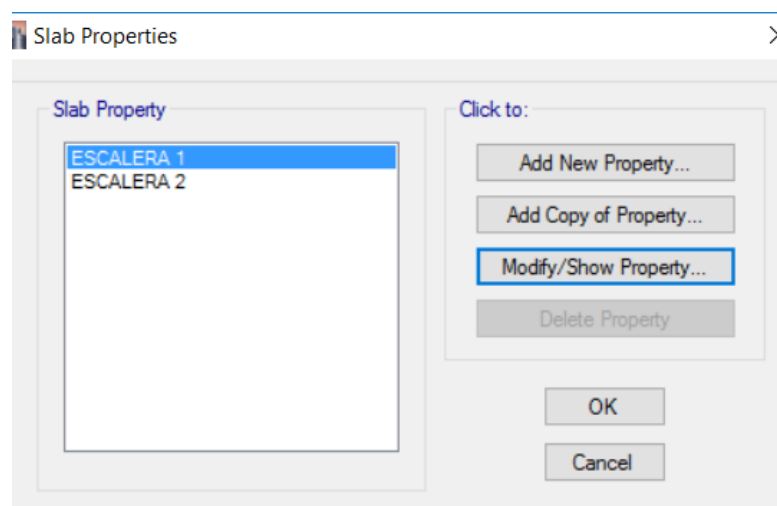


Figura 3.23 Propiedades de losa maciza para escaleras de acceso
Fuente: Etabs 2015 versión 15.2.0.

Se van a definir dos tipos de espesores de losas macizas para escaleras, como primer ítem escaleras 1 será utilizado para los accesos en los primeros pisos, ya que una gran cantidad de personas recorrerán por este medio para dirigirse hacia niveles superiores, lo que se idealiza como una gran cantidad de carga viva y consecuentemente será necesario un espesor mayor de losa. Mientras que para los pisos superiores donde el tráfico de personas es menor se requerirá un espesor de losa menor, por lo tanto, se definirá el ítem escaleras 2.

The screenshot shows the 'Slab Property Data' dialog box for 'ESCALERA 1'. The 'General Data' section includes: Property Name (ESCALERA 1), Slab Material (FC240), Notional Size Data (Modify/Show Notional Size...), Modeling Type (Shell-Thin), Modifiers (Currently Default) (Modify/Show...), Display Color (Change...), and Property Notes (Modify/Show...). The 'Property Data' section includes: Type (Slab) and Thickness (250 mm). The dialog has 'OK' and 'Cancel' buttons at the bottom.

Figura 3.24 Propiedades de losa maciza para escaleras 1
Fuente: Etabs 2015 versión 15.2.0.

The screenshot shows the 'Slab Property Data' dialog box for 'ESCALERA 2'. The 'General Data' section includes: Property Name (ESCALERA 2), Slab Material (FC240), Notional Size Data (Modify/Show Notional Size...), Modeling Type (Shell-Thin), Modifiers (Currently Default) (Modify/Show...), Display Color (Change...), and Property Notes (Modify/Show...). The 'Property Data' section includes: Type (Slab) and Thickness (150 mm). The dialog has 'OK' and 'Cancel' buttons at the bottom.

Figura 3.25 Propiedades de losa maciza para escaleras 2
Fuente: Etabs 2015 versión 15.2.0.

Para ambas losas se usará hormigón de 240 kg/cm² y se escogerá Shell-thin como el tipo de modelo para las losas de escaleras. El elemento thin se usa para modelar elementos de espesor pequeño, generalmente $L/h > 20$, siendo L la longitud en dirección a la flexión del elemento y h la altura. Cuando se usa Shell-thin el programa no contempla en el análisis las deformadas por cortante.

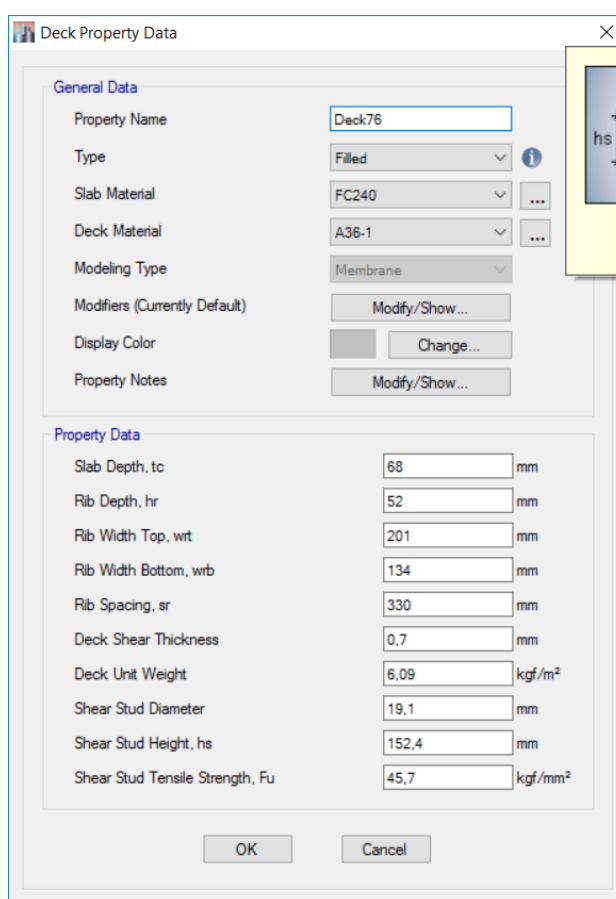


Figura 3.26 Propiedades de losa con Steel pannel
Fuente: Etabs 2015 versión 15.2.0.

Para las losas de los entresijos se usará hormigón de 240 kg/cm² con la particularidad de que compartirá sección con una plancha de Steel deck, solo se

requieren ajustar las medidas en el apartado de *Property data*. El tipo de modelo de esta losa se tomará como membrana puesto que solo se deforma en su plano y no permite deflexiones fuera del mismo, además transmite su carga por ancho tributario de manera rígida. Es ideal para este tipo de composición de losas.

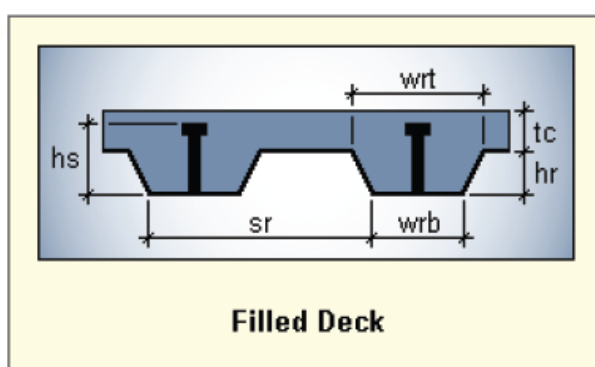


Figura 3.27 Esquema de las características físicas de losas con Steel deck
Fuente: Etabs 2015 versión 15.2.0.

En el capítulo 2 del presente documento se definió y construyó el espectro elástico e inelástico de acuerdo a la NEC con las condiciones del lugar en donde se establecerá la estructura en estudio. Es necesario ingresar aquellos datos al modelo en cuestión con el objetivo de analizar el comportamiento de los elementos estructurales ante un evento sísmico. Para ello se debe recurrir a la pestaña *Define*, luego *Functions*, opción *Response spectrum*, se despliega la ventana que se ilustra en la parte inferior y en el apartado que indica escoger tipo de función para añadir se buscará la opción *From file*, de donde se tendrá que subir el espectro calculado en el capítulo 2 en formato txt.

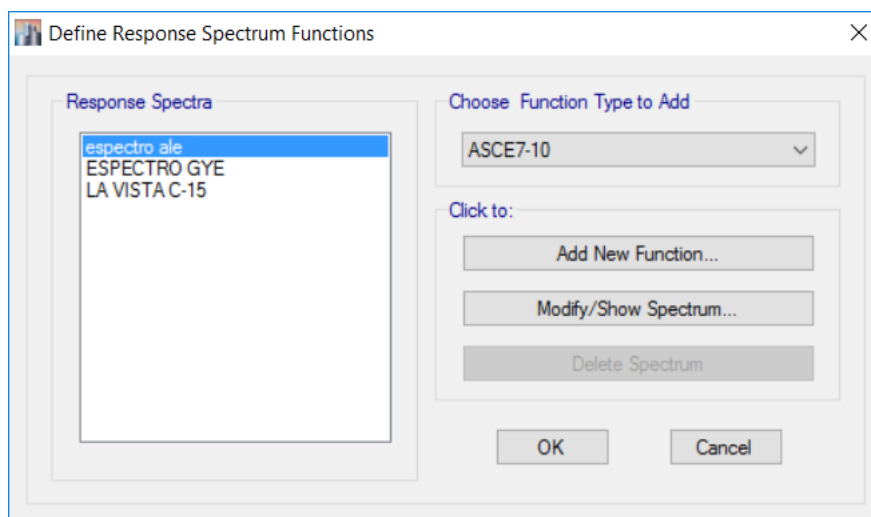


Figura 3.28 Definición de la función de espectro de respuesta
Fuente: Etabs 2015 versión 15.2.0.

Posteriormente se desplegará un gráfico de % de aceleración de gravedad “ S_a ” vs. Periodo T y tabulados se encuentran los valores que se requirieron para llegar a tal función. Otra opción que ya se encuentra disponible en la versión 15.2 de Etabs consiste en buscar la norma ecuatoriana de la construcción 2015 dentro de los códigos preestablecidos del programa y comenzar a anotar los parámetros que se necesitan para llegar al espectro de diseño definido en el capítulo 2, el programa automáticamente arrojará los valores tabulados y graficará el espectro de respuesta inelástico pues se debe definir el factor de respuesta sísmica “ R ” al momento de ingresar los valores bajo esta modalidad.

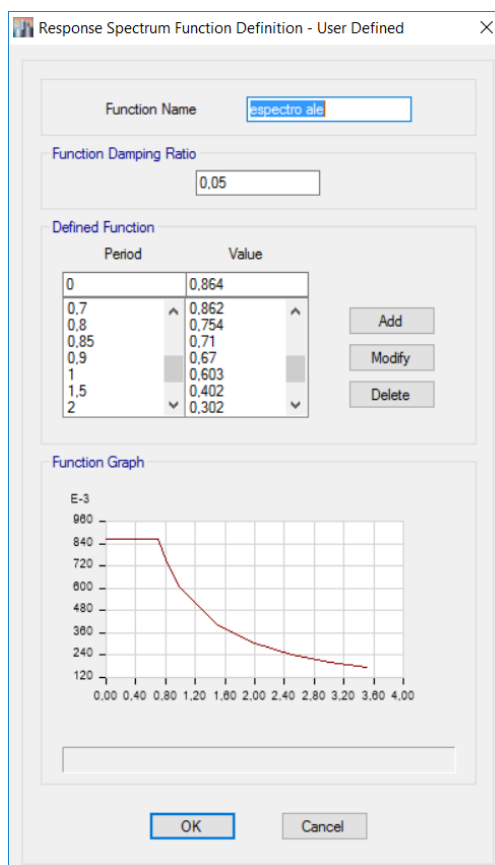


Figura 3.29 Espectro de respuesta inelástico para Guayaquil
Fuente: Etabs 2015 versión 15.2.0.

3.2.2. Asignación de cargas impuestas – Carga muerta y carga viva

La estructura debe ser diseñada para resistir las posibles combinaciones de carga y fuerzas que actúan en ella. Se considerarán las cargas y combinaciones dadas por la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011. Las combinaciones de carga se harán de acuerdo al método de Diseño por Resistencia.

Las cargas gravitacionales consideradas para el análisis son la carga muerta propia del peso de la estructura de acero, y la carga viva considerando el constante paso de personas, se supuso un peso de 480 kg/m².

Para el cálculo de la carga muerta de la estructura, se considera:

Tabla XVI Cargas muertas consideradas para el análisis.

Descripción	Valor (Kg/m ²)
Peso propio de la Estructura	Calculado automático por el programa
Peso del Sistema Steeldeck	Definido por autores. Calculado por el programa
Peso de recubrimiento de piso	60
Peso de las instalaciones y cielo raso	30
Peso de mampostería (tabiques divisorios)	150
Total	240

Fuente: Autores

Se tomará un valor de carga muerta sobreimpuesta de 240 Kg/m². La carga ambiental considerada es la carga sísmica calculada mediante el espectro generado por el sismo de diseño descrito en el Capítulo 2.

En cuanto al proceso de modelado, ahora se va a proceder a definir cada uno de los patrones de carga, para ello se dirige a la pestaña *Define > Load patterns* y se despliega la siguiente ventana la cual toma en cuenta los parámetros Carga muerta, carga viva y carga muerta sobreimpuesta.

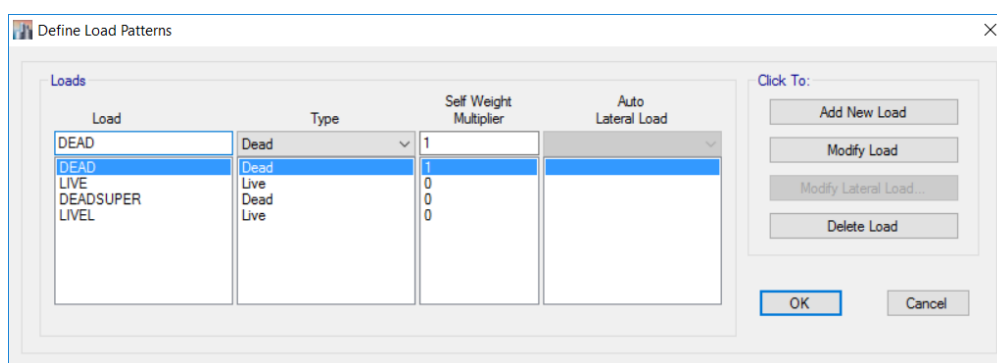


Figura 3.30 Definición de patrones de carga
Fuente: Etabs 2015 versión 15.2.0.

Como se observa en la figura 3.30 Sólo a la carga muerta se le considera un factor igual a uno, con el fin de que el programa al momento del cálculo tome en cuenta el peso propio de los elementos estructurales definidos anteriormente. Al añadir los demás casos de carga se debe corroborar que no tenga factor diferente de cero.

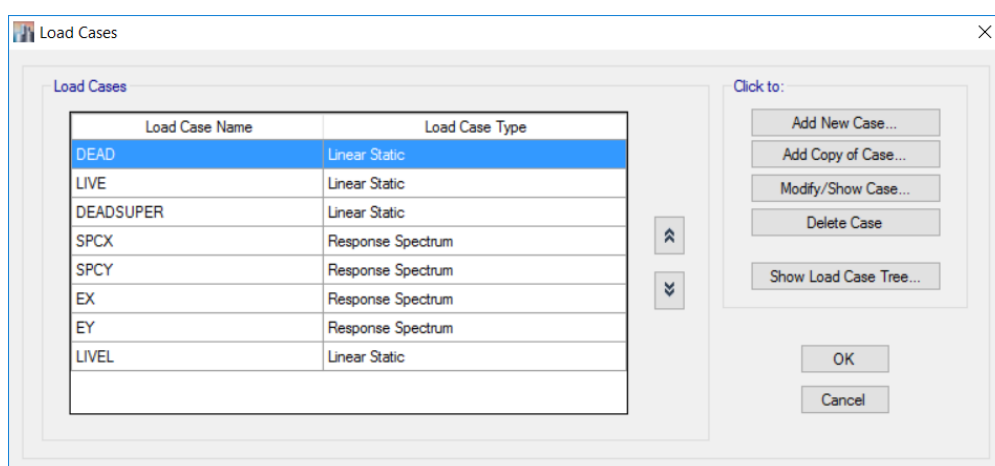


Figura 3.31 Definición de casos de carga
Fuente: Etabs 2015 versión 15.2.0.

En la pestaña *Define* > *Load cases* se pueden diferenciar los casos de carga de acuerdo al análisis que se vaya a establecer, como es regular se van a diferenciar carga muerta, carga viva y carga muerta sobrepuesta cuyo tipo de carga se definirá como Linear static. Por otro lado, para SPCx – SPCy se producirá en el modelo una carga ocasionada por el espectro de diseño que fue ingresado anteriormente, por ello se define el tipo como Response Spectrum.

Load Case Data

General

Load Case Name: SPCXX [Design...]

Load Case Type: Response Spectrum [Notes...]

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (MsSrc1)

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	espectro ale	3685

[Add] [Delete] [Advanced]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: SRSS

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1: []

Rigid Frequency, f2: []

Periodic + Rigid Type: []

Earthquake Duration, td: []

Directional Combination Type: SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor: []

Modal Damping: Constant at 0,05 [Modify/Show...]

Diaphragm Eccentricity: 0,05 for All Diaphragms [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Figura 3.32 Definición de casos de carga

Fuente: Etabs 2015 versión 15.2.0.

En la figura 3.32 se observa la ventana que se despliega al añadir un nuevo caso de carga, en el cual se debe detallar el nombre, tipo y la carga que va a ser utilizada. En este caso para SPCx, se puede notar que el tipo de carga va a estar relacionada con las aceleraciones que corresponden al espectro ingresado en el modelo “*espectro ale*” en la dirección de X o U1. Un aspecto importante a considerar es el factor de escala con el cual se va a trabajar para este tipo de cargas, como se ingresó un espectro elástico se debe ubicar el factor necesario para que el análisis sea inelástico. Según la NEC para llevar de un espectro elástico a uno inelástico se debe utilizar la ecuación 6 del capítulo 2.

$$Ec. 6: C_s = S_a * \frac{I}{R * \phi_p * \phi_e}$$

Siendo $I = 1.3$, $R=4.5$, ϕ_p y $\phi_e =0.9$.

Una vez definidos todos estos parámetros se procede a graficar cada uno de los pórticos que componen la torre metálica, para las vigas y columnas se dibujan elementos tipo frame, este se simboliza como una barra inclinada y se encuentra en la barra vertical izquierda.

3.2.3. Combinación para el diseño por resistencia última.

Según la NEC-SE-CG-Cargas Sísmicas, Las estructuras, componentes y cimentaciones, deberán ser diseñadas de tal manera que la resistencia de diseño iguale o exceda los efectos de las cargas incrementadas, de acuerdo a las siguientes combinaciones:

- 1.4D
- 1.2D + 1.6L + 0.5 (Lr ó S ó R)
- 1.2D + 1.6L (Lr ó S ó R) + (L ó 0.5W)
- 1.2D + 1.0W+ 1.0L+ 0.5 (Lr ó S ó R)
- 1.2D + 1.0E + 1.0L + 0.2S
- 0.9D + 1.0W
- 0.9D + 1.0E

Donde:

D: Carga muerta

L: Carga viva

Lr: Carga viva de cubierta

S: Carga por nieve

R: Carga por lluvia

E: Carga por efectos del sismo

W: Carga por efectos del viento

Los efectos más desfavorables, tanto de viento como de sismo, no necesitan ser considerados simultáneamente define también la Norma Ecuatoriana de la Construcción, por lo que en el análisis del modelo se considerará únicamente los efectos del sismo de diseño.

Una vez definidos los estados de carga se procede a realizar las combinaciones de las mismas según la NEC2015. Las cuales se han definido en el capítulo 3 del presente documento. Para ello en la pestaña *Define > Load combinations > Add new combo*.

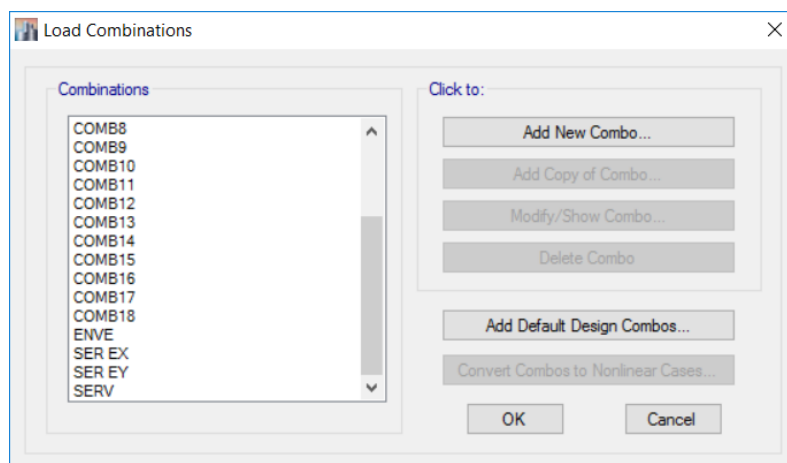


Figura 3.33 Definición de combinaciones de carga
Fuente: Etabs 2015 versión 15.2.0.

Se va a añadir una de las combinaciones de cargas según la NEC2015, en este caso se expondrá como ejemplo la combinación 15 que interactúa cargas muertas con las de respuesta sísmica en dirección X y Y. Sólo se añaden los casos de cargas con el factor de escala correspondiente.

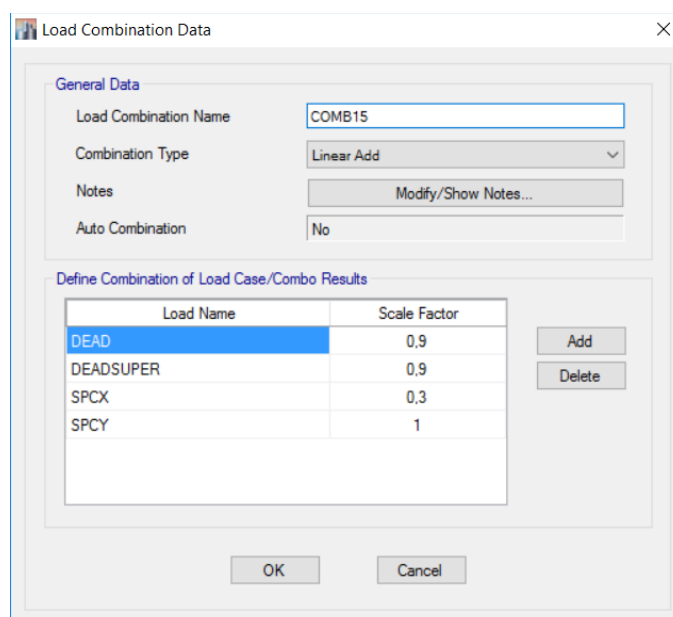


Figura 3.34 Definición de combinación de cargas muertas y sísmicas
Fuente: Etabs 2015 versión 15.2.0.

3.2.4. Asignación de brazos rígidos

El programa utilizado para el análisis permite especificar los factores de zona rígida en los elementos. Este es un factor que define el porcentaje de rigidez en las conexiones según su procedimiento ejecutado, en base a las conexiones sismo resistentes descritas anteriormente, se establece un factor en la opción *Assign - Automatic From Connectivity* y en el recuadro de *Rigid-Zone Factor* se coloca 0.85 especificando un valor de rigidez mayor al semirrígido.

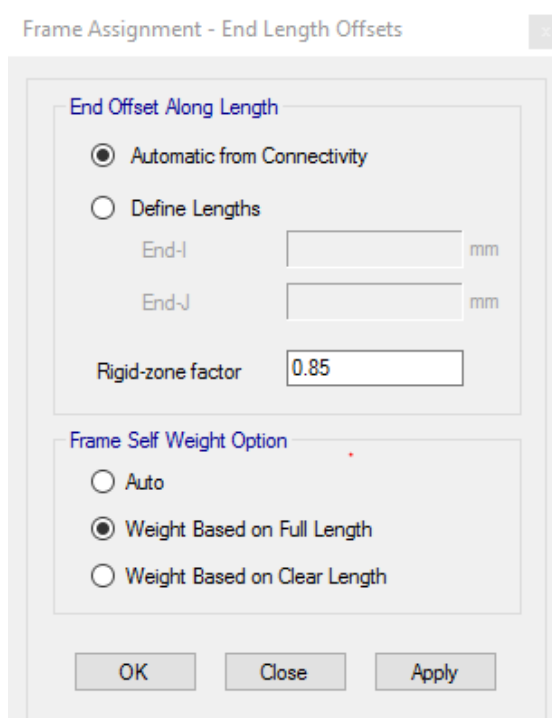


Figura 3.35 Cuadro de asignación de brazos rígidos
Fuente: Etabs 2015 versión 15.2.0. Archivo: TORRE4V6.EDB

3.2.5. Asignación de diafragmas rígidos

Adicionalmente, el modelo permite al usuario establecer los diafragmas rígidos que supone que todos los puntos en un nivel dado tengan los mismos desplazamientos, haciendo que todo el piso se traslade uniformemente. Para ello en la pestaña *Define > Diaphragms > Add new diaphragm* y se crea un diafragma por cada uno de los niveles existentes en el modelo, ajustando cada diafragma como un elemento rígido, como se observa en la figura 3.

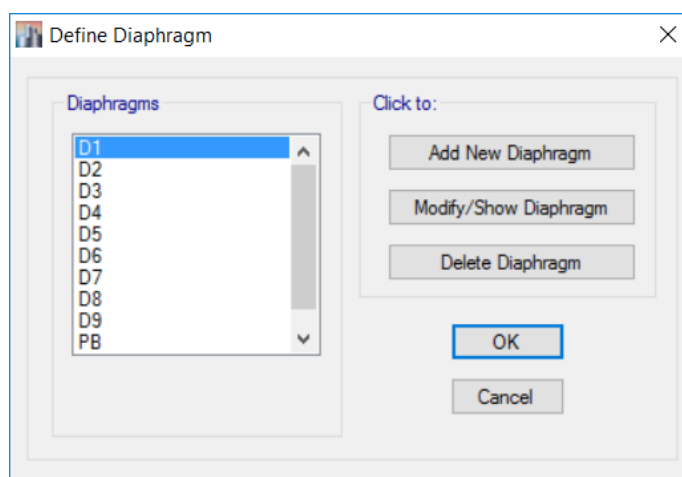


Figura 3.36 Definición de diafragmas rígidos
Fuente: Etabs 2015 versión 15.2.0. Archivo: TORRE4V6.EDB

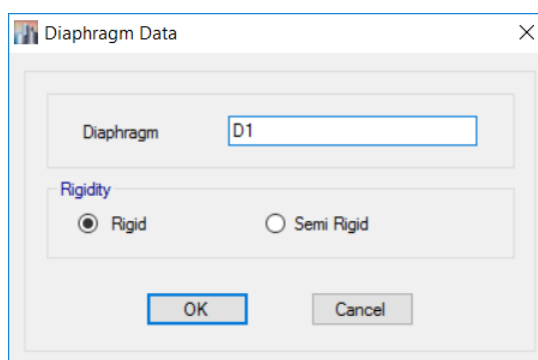


Figura 3.37 Creación de cada diafragma y ajuste de su rigidez
Fuente: Etabs 2015 versión 15.2.0. Archivo: TORRE4V6.EDB

Para asignar los diafragmas basta con seleccionar la planta de cualquier nivel del edificio, luego en la pestaña Assign > Joint > *Diaphragms* y se procede a aplicar el diafragma que le corresponde al piso del edificio en cuestión. Cabe recalcar que se trabajan con los nodos porque se quiere que el desplazamiento uniforme se dé a través de estos puntos.

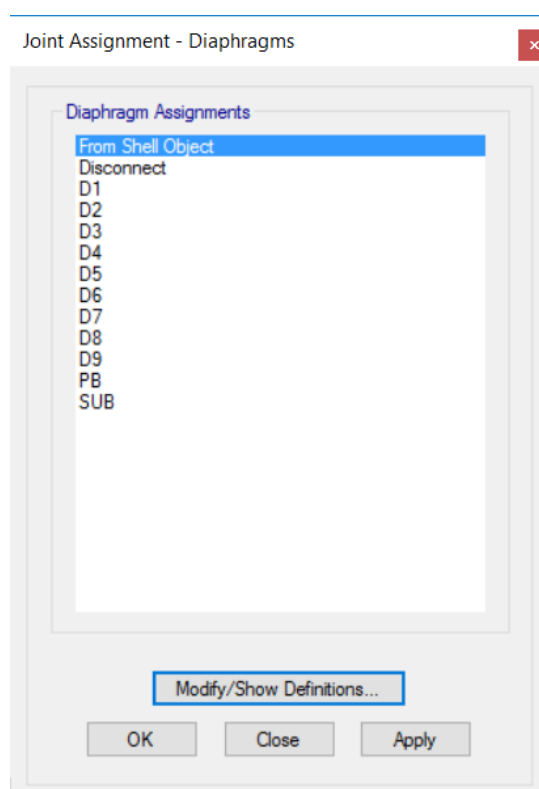


Figura 3.38 Cuadro de asignación de diafragmas rígidos en cada nivel
Fuente: Etabs 2015 versión 15.2.0. Archivo: TORRE4V6.EDB

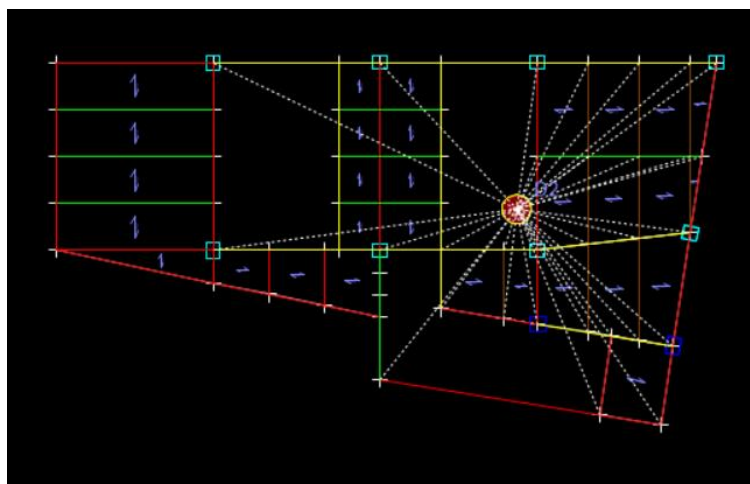


Figura 3.39 Asignación del diafragma rígido Piso 2
Fuente: Etabs 2015 versión 15.2.0. Archivo: TORRE4V6.EDB

Se puede observar en la figura 3.39 que una vez asignados los diafragmas, el programa determina el centro de masa correspondiente a ese piso, información que nos permite tener una idea de sobre qué lado está la mayor cantidad de masa. Finalmente, el modelo estructural queda definido de la siguiente manera.

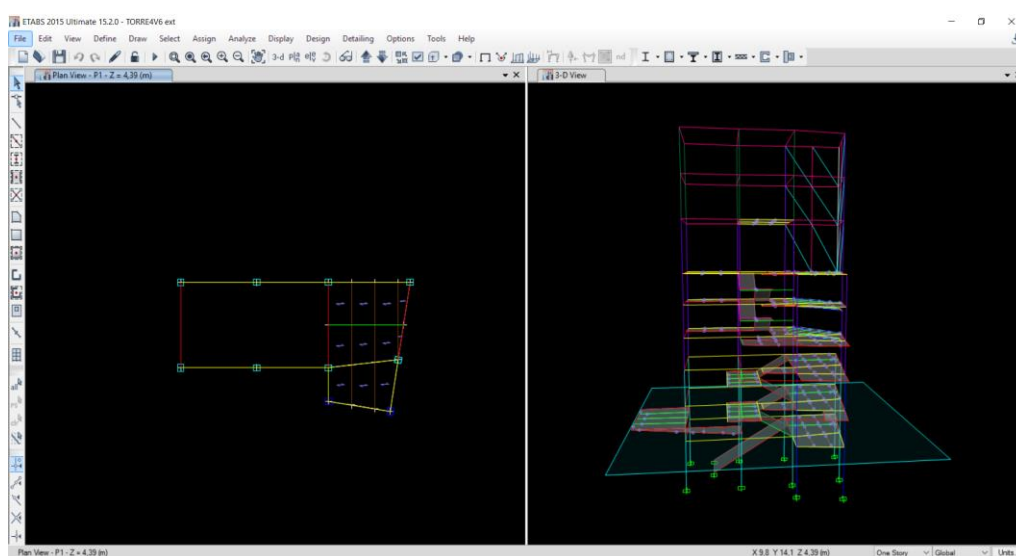


Figura 3.40 Vista en planta y elevación nivel 4.39m
Fuente: Etabs 2015 versión 15.2.0. Archivo: TORRE4V6.EDB

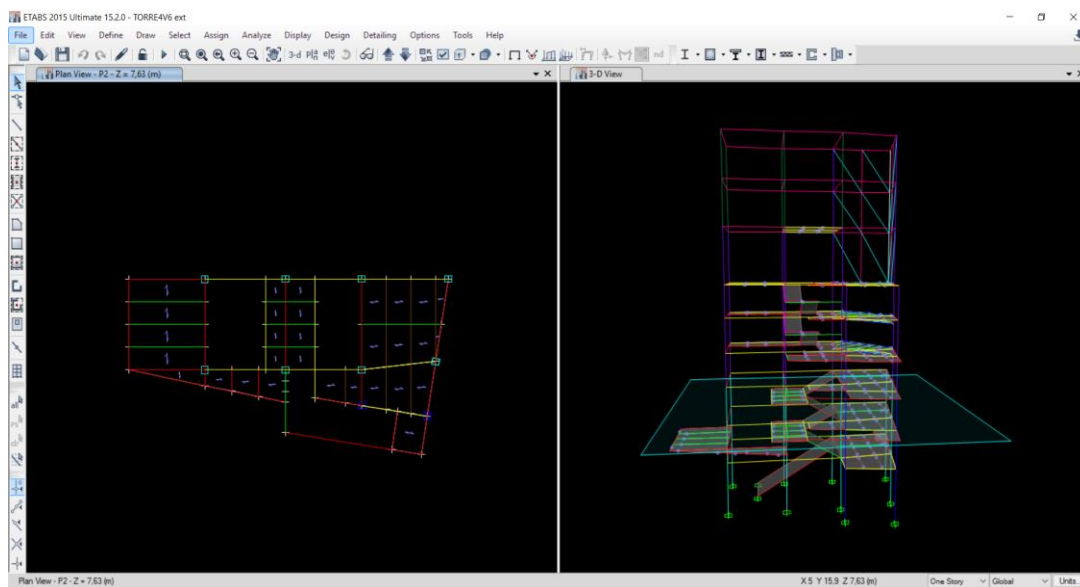


Figura 3.41 Vista en planta y elevación nivel 7.63m
Fuente: Etabs 2015 versión 15.2.0. Archivo: TORRE4V6.EDB

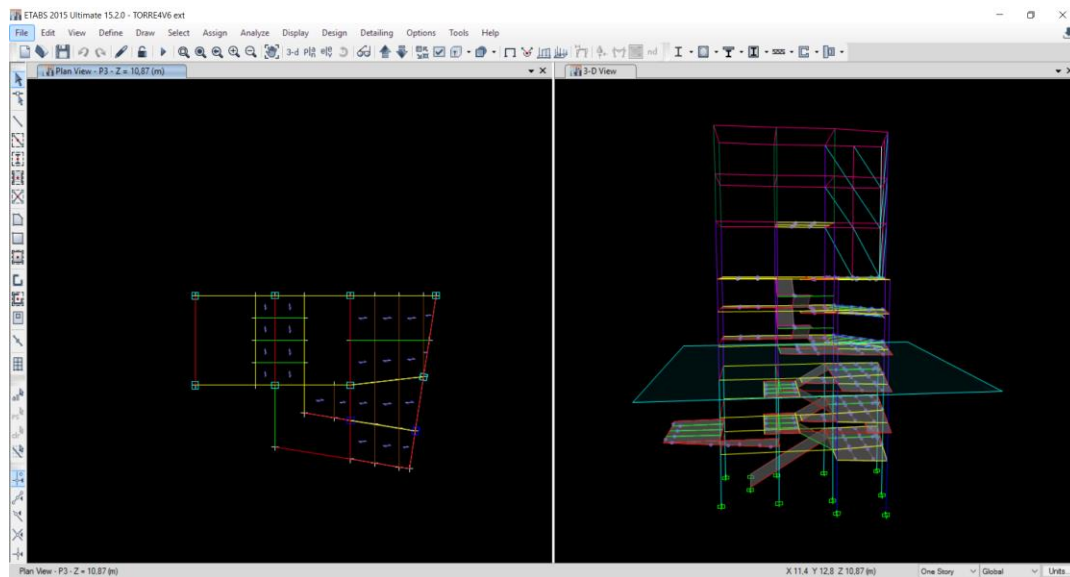


Figura 3.42 Vista en planta y elevación nivel 10.87m
Fuente: Etabs 2015 versión 15.2.0. Archivo: TORRE4V6.EDB

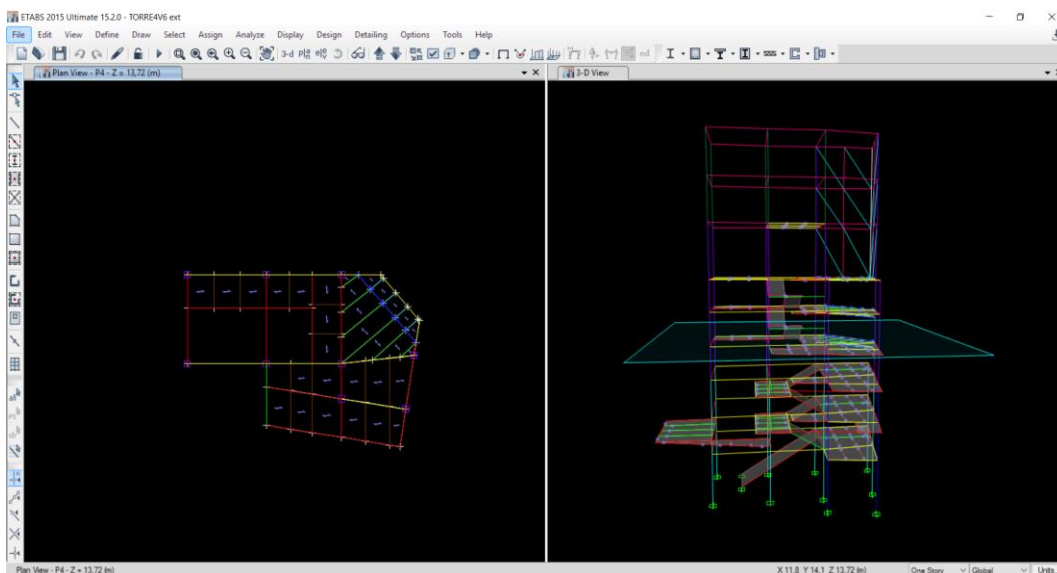


Figura 3.43 Vista en planta y elevación nivel 13.72m
Fuente: Etabs 2015 versión 15.2.0. Archivo: TORRE4V6.EDB

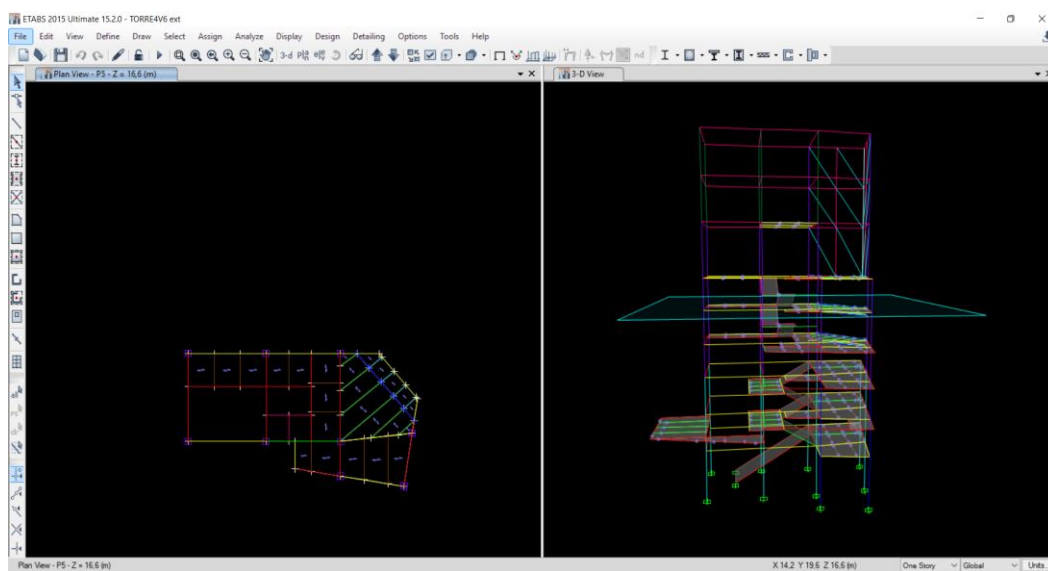


Figura 3.44 Vista en planta y elevación nivel 16.60m
Fuente: Etabs 2015 versión 15.2.0. Archivo: TORRE4V6.EDB

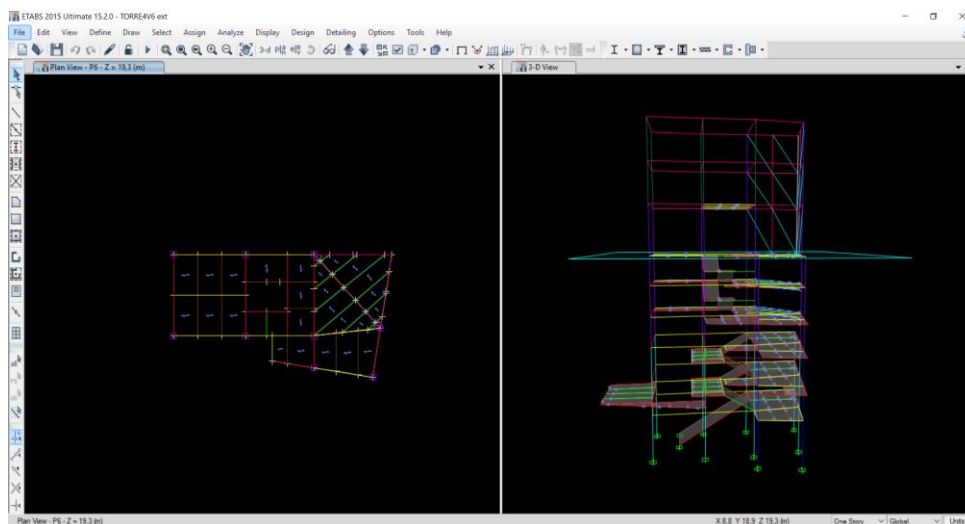


Figura 3.45 Vista en planta y elevación nivel 19.30m
Fuente: Etabs 2015 versión 15.2.0. Archivo: TORRE4V6.EDB

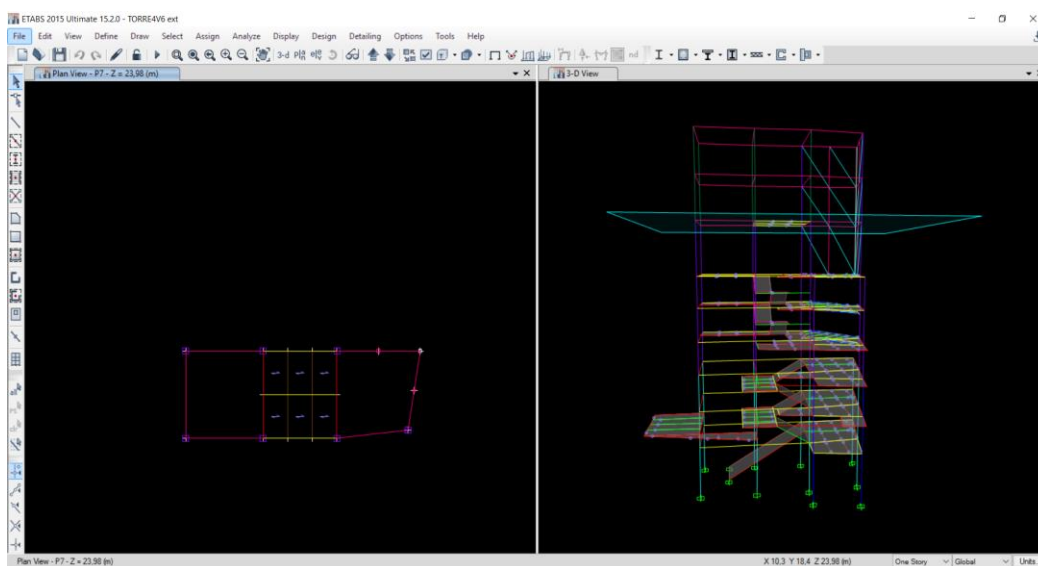


Figura 3.46 Vista en planta y elevación nivel 23.98m
Fuente: Etabs 2015 versión 15.2.0. Archivo: TORRE4V6.EDB

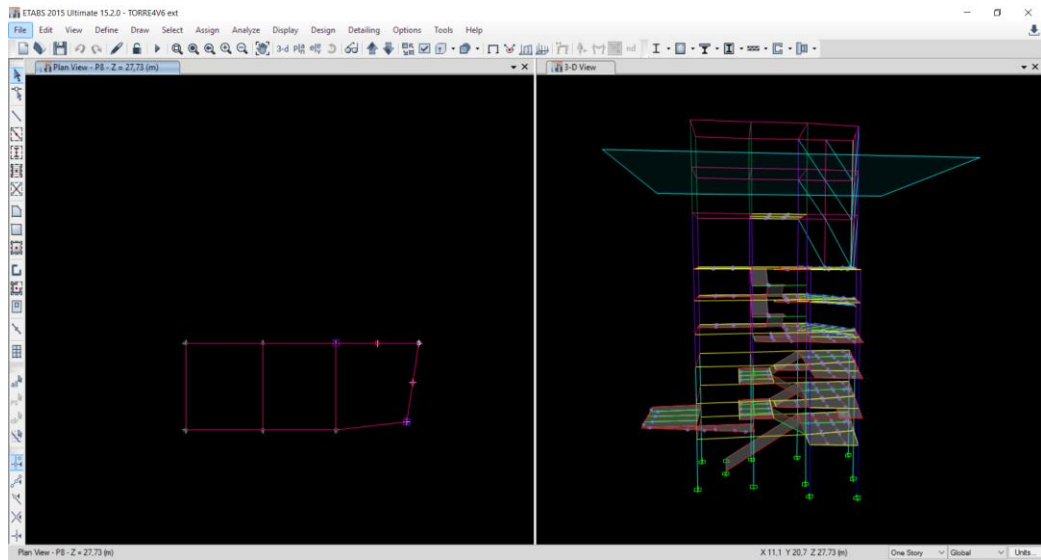


Figura 3.47 Vista en planta y elevación nivel 27.73m
Fuente: Etabs 2015 versión 15.2.0. Archivo: TORRE4V6.EDB

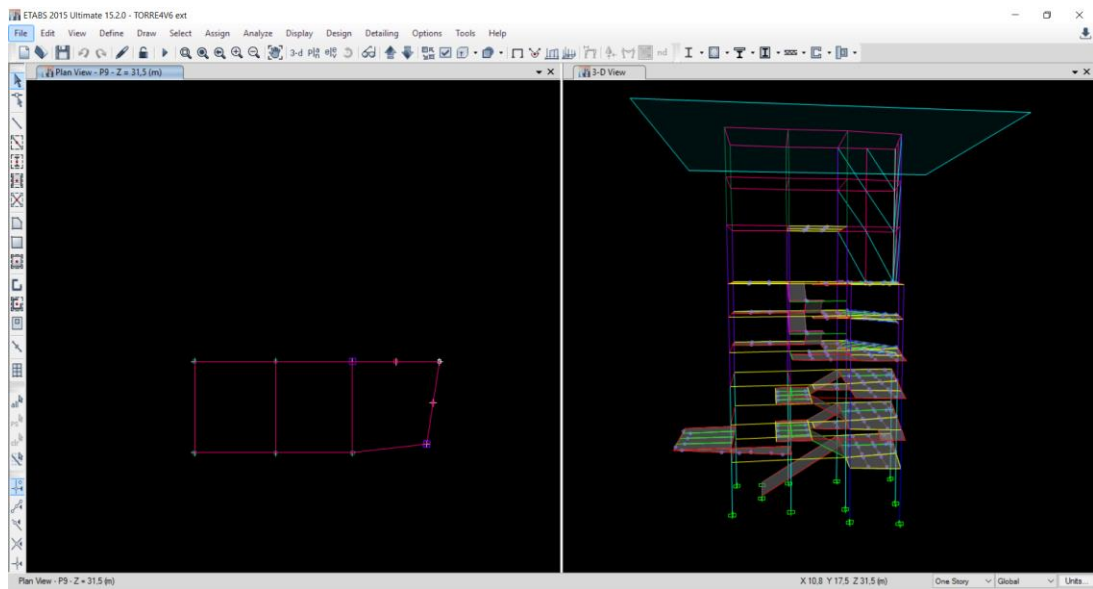


Figura 3.48 Vista en planta y elevación nivel 31.50m
Fuente: Etabs 2015 versión 15.2.0. Archivo: TORRE4V6.EDB

3.3. Respuesta sísmica de la estructura. Fuerzas inducidas y desplazamientos relativos generados

Existen tres tipos de análisis para el modelo elaborado:

- Análisis de fuerzas laterales equivalentes (estático)
- Análisis dinámico espectral
- Análisis dinámico en el dominio del tiempo

El procedimiento escogido dependerá de la configuración estructural, tanto en planta como en elevación, el análisis estático se realiza para estructuras regulares mientras que los análisis dinámicos se realizan para estructuras irregulares.

Los efectos dinámicos del sismo de diseño se modelaron mediante un espectro de respuesta lo que permite incorporar al modelo efectos torsionales y de modos de vibración distintos al fundamental.

En base a lo anteriormente planteado escogido de la Norma Ecuatoriana de la Construcción en su Capítulo "Peligro Sísmico", se decidió ejecutar un análisis dinámico espectral de la estructura para comprobación de las derivas máximas permisibles.

3.3.1. Configuración de las opciones de análisis

Para el análisis de la estructura seleccionamos la opción *Analyze - Dinamyc Analysis* y definimos los parámetros dinámicos en *Set Dinamyc Parameters*, el número de modos dependerá del número de plantas de la estructura, se consideran tres modos de vibración por cada una de ellas, por lo que se obtiene para el sistema modelado 27 modos.

Al definir el tipo de análisis se escogió la opción *Ritz Vectors* recomendada para el análisis dinámico por los beneficios que presenta para la aceleración vertical, vibración de la máquina localizada, y el método no lineal adaptado para el análisis.

Antes de ejecutar el análisis, se deberá revisar el modelo por medio de la herramienta *Analyze – Check Model* con lo que se detallará algún error en el modelo en caso de que se presente y se deba corregir.

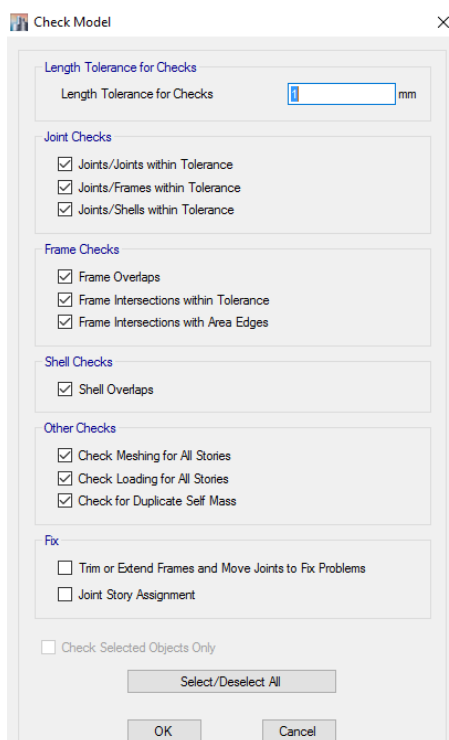


Figura 3.49 Cuadro de revisión de los elementos del modelo
Fuente: Etabs 2015 versión 15.2.0. Archivo: TORRE4V6.EDB

3.3.2. Análisis de la estructura

Para el análisis de la estructura se selecciona la opción *Analyze - Run Analysis* y se muestra un cuadro de diálogo que describe algunas características del análisis. Al culminar se mostrará el modelo con sus deformaciones correspondientes a las cargas impuestas.

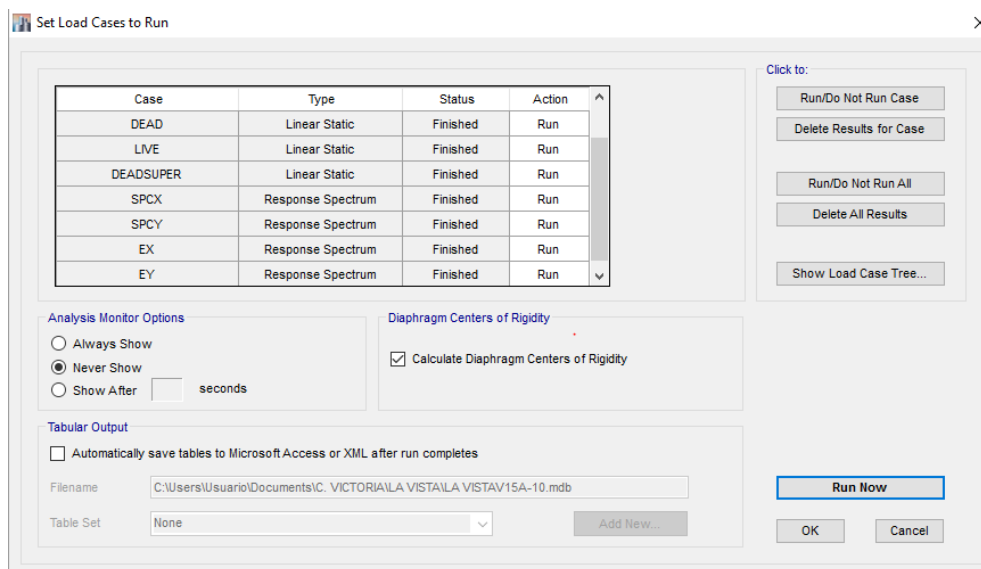


Figura 3.50 Cuadro de opción de casos de cargas para ejecutar el análisis
Fuente: Etabs 2015 versión 15.2.0. Archivo: TORRE4V6.EDB

3.3.3. Resultados del análisis modal de la estructura

El análisis modal permite determinar las frecuencias naturales y modos de vibrar de la estructura durante vibración libre, con lo que se obtuvo el periodo de la estructura $T = 0.844$ segundos.

3.3.4. Verificación de las derivas de piso

Para la verificación de las derivas, se señalan dos tipos de derivas existentes, la deriva global que hace referencia al desplazamiento en el tope del edificio; el cual se extrae de la curva de capacidad, sobre la altura total del mismo, así:

$$\Delta_{Mi+1} = \frac{D_t}{H}$$

Donde:

Y_g : Deriva global del edificio

D_t : Desplazamiento en el tope del edificio

H : Altura total del edificio

Y la deriva de piso que representa los desplazamientos en cada piso, se obtiene de la relación entre el desplazamiento relativo de piso dividido para la altura de entre piso.

$$\Delta_E = \frac{d_t}{h}$$

Al respecto, la Norma Ecuatoriana de la Construcción en su Capítulo “Peligro Sísmico”, señala los valores de derivas máximas de piso según el tipo de material por el que esté compuesto la misma:

Tabla XVII Valores de deriva de piso máximos, expresados como fracción de la altura de piso.

Estructuras de:	Δ_M máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Fuente: Obtenido de NEC_SE_DS, 2015

Es importante considerar la reducción de derivas permisibles por la presencia de irregularidades tanto en planta como en altura en la estructura, por lo que se calcula el coeficiente de regularidad en planta ϕ_P para cada piso del sistema estructural.

$$\phi_P = \phi_{PA} * \phi_{PB}$$

Donde:

ϕ_P : Coeficiente de regularidad en planta

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

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

ϕ_{Pi} : Coeficiente de configuración en planta

Para la consideración de la irregularidad existente en la elevación, se calcula el coeficiente de regularidad en elevación ϕ_E a partir del análisis de las características de elevación de la estructura.

$$\phi_E = \phi_{EA} * \phi_{EB}$$

Donde:

\emptyset_E : Coeficiente de regularidad en elevación.

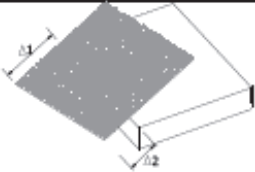
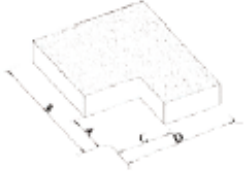
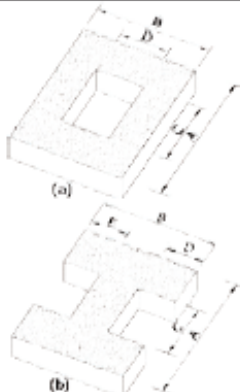
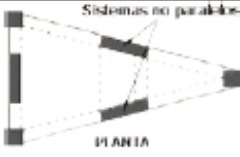
\emptyset_{EA} : Mínimo valor \emptyset_{Ei} de cada piso i de la estructura, en el caso de irregularidades tipo 1; \emptyset_{Ei} en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para la irregularidad tipo 1

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

\emptyset_{Ei} : Coeficiente de configuración en elevación.

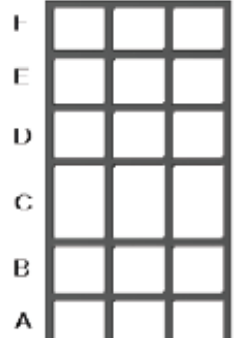
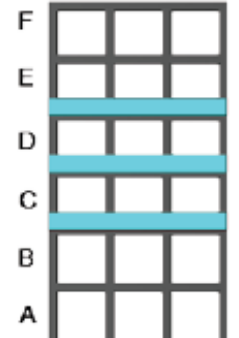
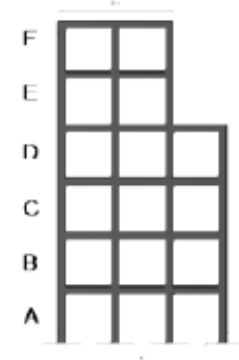
Los valores \emptyset_{Pi} y \emptyset_{Ei} , se obtienen de las tablas 13 y 14 de la Norma Ecuatoriana de la Construcción en su Capítulo "Peligro Sísmico".

Tabla XVIII Coeficientes de irregularidad en planta.

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

Fuente: Obtenido de NEC_SE_DS, 2015

Tabla XIX Coeficientes de irregularidad en elevación.

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

Fuente: Obtenido de NEC_SE_DS, 2015

Para cada uno de los pisos, se obtuvieron los valores ϕ_{Pi} y ϕ_{Ei} , igual a 0.9, con lo que se obtiene un valor de $\phi_E = 0.81$ y $\phi_P = 0.81$, el valor de la deriva máxima permisible sería igual a:

$$\Delta_{M\acute{A}X} \leq \phi_E \times \phi_P \times \Delta_E$$

$$\Delta_{M\acute{A}X} \leq 0.013$$

3.3.4.1 Deriva máxima – sismo en la dirección X

Con ayuda del Software Etabs versión 2015.2.0, se obtiene la deriva de piso máxima en la estructura por medio del menú *Display – Show Story Response Plots*, seleccionando la opción *Maximum Story Drifts*.

En la opción Case/Combo se selecciona la opción *SPCX* para ejecutar el sismo definido en la dirección X.

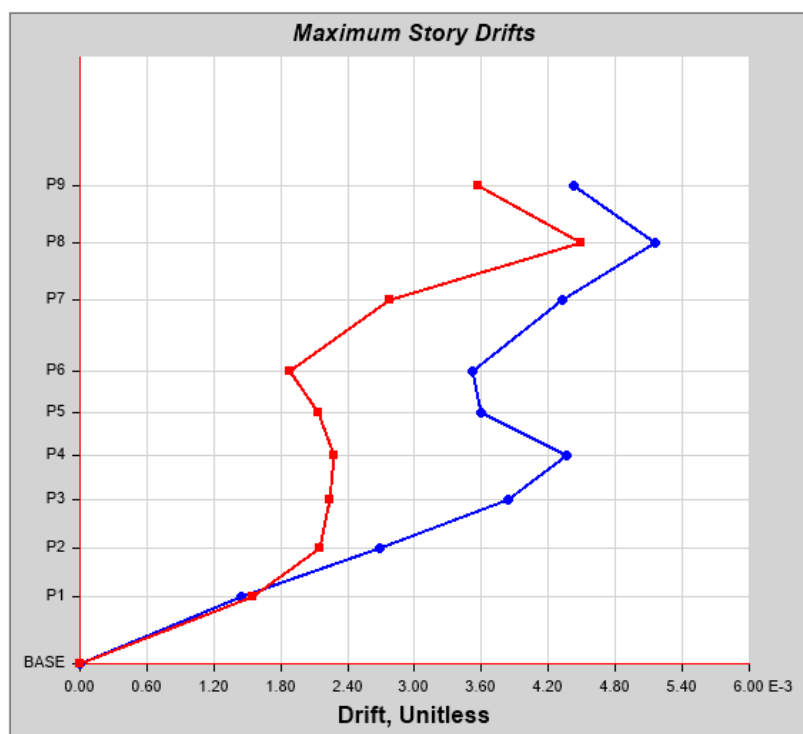


Figura 3.51 Deriva Máxima por Sismo en la dirección X
Fuente: Etabs 2015 versión 15.2.0. Archivo: TORRE4V6.EDB

La línea de coloración azul hace referencia a las derivas producidas en el eje X y la roja a las derivas producidas en el eje Y, los datos correspondientes son:

Tabla XX Valor de derivas para cada planta, producidas por el sismo en la dirección X.

Planta	Elevación	Deriva Piso	Deriva Piso	Deriva	Estado
	m	X	Y	Máxima	
P9	31.5	0.004	0.004	0.013	OK
P8	27.73	0.005	0.004	0.013	OK
P7	23.98	0.004	0.003	0.013	OK
P6	19.3	0.004	0.002	0.013	OK
P5	16.6	0.004	0.002	0.013	OK
P4	13.72	0.004	0.002	0.013	OK
P3	10.87	0.004	0.002	0.013	OK
P2	7.63	0.003	0.002	0.013	OK
P1	4.39	0.001	0.002	0.013	OK

Fuente: Etabs 2015 versión 15.2.0. Archivo: TORRE4V6.EDB

Se observa la deriva máxima producida en la planta 8 del sistema y su valor no sobrepasa al permisible establecido en la NEC2015.

3.3.4.2 Deriva máxima – sismo en la dirección Y

De igual manera, se obtienen las derivas de cada planta producidas por el sismo en la dirección Y, En la opción Case/Combo se selecciona la opción *SPSY* para ejecutar el sismo definido en la dirección Y.

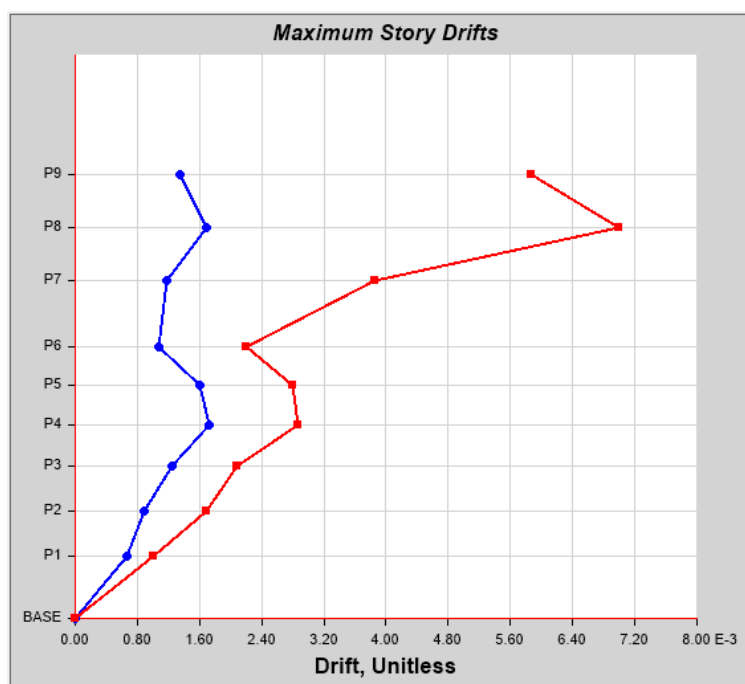


Figura 3.52 Deriva Máxima por Sismo en la dirección Y
Fuente: Etabs 2015 versión 15.2.0. Archivo: TORRE4V6.EDB

Tabla XXI Valor de derivas para cada planta, producidas por el sismo en la dirección Y.

Planta	Elevación	Deriva Piso	Deriva Piso	Deriva	Estado
	m	X	Y	Máxima	
P9	31.5	0.001	0.006	0.013	OK
P8	27.73	0.002	0.007	0.013	OK
P7	23.98	0.001	0.001	0.013	OK
P6	19.3	0.001	0.001	0.013	OK
P5	16.6	0.002	0.002	0.013	OK
P4	13.72	0.002	0.002	0.013	OK
P3	10.87	0.001	0.001	0.013	OK
P2	7.63	0.001	0.001	0.013	OK
P1	4.39	0.001	0.001	0.013	OK

Fuente: Etabs 2015 versión 15.2.0. Archivo: TORRE4V6.EDB

Se observa la deriva máxima producida en la planta 8 y de igual manera, su valor no excede al permisible establecido en la NEC2015.

CAPÍTULO 4

4. PLANTEAMIENTO DE ALTERNATIVAS DE PROTECCIÓN SÍSMICA PARA LA ESTRUCTURA

El planteamiento de las alternativas se presentará en base a los resultados obtenidos del Capítulo 3, en el que se analizó el modelo de la estructura, destacando los resultados del análisis modal.

Se plantearán un sistema de aislamiento sísmico basal y dos métodos de disipación pasiva de energía, para los cuales, su instalación resulta adecuada en la estructura en cuestión. Se presenta el funcionamiento de cada uno de los métodos, modelación en el programa ETABS v15.2 y los resultados que proporcionan dichos elementos.

4.1. Método de protección sísmica: muros de corte de hormigón armado.

El uso de muros estructurales responde al diseño basado en los desplazamientos, que es función del desempeño (o nivel de daño) deseado en la estructura y proporciona la resistencia lateral requerida para alcanzar ese desempeño. (NEC, 2015). El DBD constituye una alternativa al DBF, método ejecutado por el diseñador para definición de los elementos y conexiones del sistema, por lo que se utilizará el DBD como método de diseño para protección

sísmica de la estructura, aun cuando la estructura presente poca regularidad tanto en planta como en elevación.

El ACI define como muro de cortante a un muro, de carga o no de carga, diseñado para resistir fuerzas laterales que actúan en el plano del muro, estos elementos estructurales se desarrollan longitudinalmente en la altura total de la estructura siguiendo la analogía de una viga en voladizo, soportan un gran porcentaje de las cargas laterales originadas por eventos sísmicos, así como la carga de su peso propio y de la edificación en sí, proporcionando una gran resistencia y rigidez lateral ante movimientos laterales, lo que genera una disipación de energía estable, reduciendo la posibilidad de deformaciones excesivas bajo sismos. (Pazmiño Lincago , 2015). (American Concrete Institute, 2015)

La correcta ubicación de los muros estructurales será determinada en función a la ubicación del centro de masa, de manera que se minimice la excentricidad del centro de rigidez con respecto al centro de masa, de manera que se optimice la resistencia sísmica del sistema. La Norma Ecuatoriana de la Construcción define como una adecuada disposición de los muros estructurales de manera que se encuentren lo más simétricamente posible, hacia la periferia y que mantengan su longitud en planta en todo lo alto de la estructura. Los muros de corte están sujetos a fuerzas axiales, de traslación y de torsión ... (Paulay & Priestley, 1992)

Pazmiño, en su proyecto previo a la obtención del título de ingeniero civil, "Diseño Comparativo para Edificios en Estructura de Acero con Diversos tipos de

Arriotramiento Lateral: Caso Muros de Corte”, resume las ventajas principales de tener una configuración estructural con muros de corte como:

- Aumento de la rigidez lateral de los pórticos con muros
- Reduce la deformación producida por cargas laterales (derivadas de piso) y reduce los daños de los elementos estructurales y no estructurales.
- Absorbe casi en la totalidad las cargas sísmicas debido al incremento de capacidad de disipación de energía de la estructura.
- Modifica la distribución del cortante en las columnas
- Crear zonas de seguridad en el edificio durante eventos sísmicos.

4.2. Método de protección sísmica: aisladores sísmico base.

En la siguiente sección, se realizará el estudio de factibilidad de la implementación de aisladores sísmicos de base a la estructura, respaldado por un estudio estructural el cual muestre la existencia de bondades en el diseño justificando la implementación o no de este nuevo sistema.

El tipo de aislador que se quiere diseñar consiste en el denominado HDRB, el cual es un soporte elastomérico de alto amortiguamiento formado por capas de caucho y láminas de acero ubicadas alternadamente de tal forma que proporcionen una rigidez vertical mucho mayor que la rigidez horizontal, la cual además debe ser controlada por el módulo de cortante del elastómero. Una manera de incrementar el

amortiguamiento del aislador consiste en la adición de aceites y resinas en las capas del elastómero.

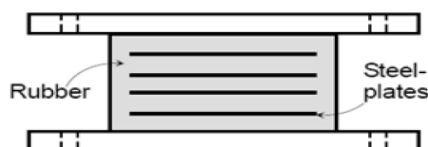


Figura 4.1 Aislador tipo HDRB

Fuente: Seismic isolation in buildings, Saiful Islam & all. Research paper.

4.2.1. Cálculo del período de vibración aproximado de la estructura (T)

$$Ec. T = Ct \times hn^{\alpha}$$

La Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-2015 estipula que para determinar el periodo de la estructura se debe usar la ecuación, donde C_t es un coeficiente que depende del tipo de edificio, h_n es la altura máxima de la edificación medida desde la base (en metros) y para cada tipo sistema asociado a una estructura metálica establece coeficientes fijos, como se observa en la tabla inferior.

Tabla XXII Parámetros para el cálculo del periodo de la estructura

Tipo de estructura	C_t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75

Fuente: NEC SE-DS, 2015.

Para el primer caso: sin arriostramientos.

$$T = 0,072 \times (31,5)^{0,8}$$

$$T = 1,1375 \text{ seg.}$$

Para el segundo caso: con arriostramientos.

$$T = 0,073 \times (31,5)^{0,75}$$

$$T = 0,9706 \text{ seg.}$$

En ambos casos se comprueba que el periodo de la estructura es mayor que el determinado en el espectro elástico $T_c = 0,698$ segundos.

4.2.2. Diseño del aislador elastomérico de alto amortiguamiento HDBR

Para el diseño del sistema de aislamiento preciso, la norma UBC 97 en su capítulo 16 indica que cualquier sistema de aislamiento que cumpla con los requerimientos de desplazamiento puede ser considerado como aceptable. Cabe destacar que la filosofía del código no estipula reducción de costos si no el control del daño de la estructura durante un sismo.

Se va a realizar el procedimiento estipulado en la norma chilena Nch 2745-2003, la cual se apoya a su vez en el método establecido en la norma ASCE 7-10. Cabe destacar que la norma ecuatoriana carece de un proceso de diseño de un sistema de aislación, mientras que Chile es un país que ha desarrollado mejores aptitudes en cuanto a temas relacionados con la protección sismo resistente de estructuras, debido a su localización en la costa del Pacífico y al historial de eventos sísmicos a los cuales ha estado sometido.

Se tomará como referencia criterios de ingenieros especializados en este tema de aislación sísmica y lo investigado en las normas vigentes para establecer las siguientes recomendaciones que debe cumplir el diseño de los aisladores.

1.- Proporcionar la resistencia suficiente para los movimientos sísmicos menores y moderados, evitando el daño de elementos estructurales, no estructurales, además del contenido de la edificación.

2.- Resistir los movimientos sísmicos severos sin que el sistema de aislamiento colapse, evitando daños significativos en la estructura.

3.- Debe poseer una gran flexibilidad horizontal con el objetivo de alargar el periodo fundamental de vibración de la estructura y que este experimente las menores aceleraciones espectrales posibles. Además de soportar las deformaciones por corte propias de las cargas sísmicas.

4.- Del mismo modo debe poseer una rigidez vertical para resistir las cargas de servicio a las que estará sometida la estructura durante su tiempo de vida útil. Al tener el amortiguamiento indicado evitará deformaciones excesivas en el sistema de aislación.

5.- Deberá llevarse un proceso de control de calidad que permita inspeccionar el buen funcionamiento de los aisladores, más aún luego de un sismo y sus posibles réplicas. De esta manera se comprobará la efectividad del sistema y de ser

necesario deberá de proveer algún medio que permita la sustitución de los aisladores.

Existen empresas que se dedican a la elaboración de este tipo de aisladores, para lo cual ya disponen de tablas comerciales con las características que poseen cada uno de estos dispositivos, cumpliendo altos parámetros de calidad y seguridad internacional.

Tabla XXIII Información de base correspondiente a la estructura analizada

DATOS DE ENTRADA	VALOR	UNIDADES
Número de aisladores que usará el sistema N	10	aisladores
Peso sísmico del edificio (D+0.25L) W	514.37	TON
Periodo objetivo deseado Td	2	segundos
Carga máxima bajo el cual actúa el aislador Pmax	201.61	TON

Fuente: Autores

Los datos de entrada corresponden a los parámetros relacionados con la edificación, el número de aisladores se determina por el área de la cimentación existente y la cantidad de elementos verticales en contacto con la subestructura. Por otro lado, los valores de peso sísmico y carga máxima se obtienen a partir del modelo realizado en el programa ETABS.

Tabla XXIV Datos particulares para el diseño de aisladores

DATOS PARTICULARES HDR	VALOR	UNIDADES
Deformación de corte directa máxima γ_s	150	%
Deformación de corte admisible γ_{max}	250	%
Amortiguamiento efectivo del sistema β	20	%
Conexión con sistema de pernos	Sí	-
Esfuerzo admisible en compresión σ_{ac}	90	Kg/cm ²

Fuente: Autores

Varios catálogos y estudios realizados para un sistema de aislación sísmica estipulan los valores de la tabla XXV como requisito previo para el diseño del aislador para la estructura en cuestión.

4.2.2.1 Procedimiento de diseño

Paso 1.- Cálculo de los desplazamientos de diseño y desplazamientos máximos respecto a las condiciones geográficas del proyecto.

Tabla XXV Comparación entre norma chilena y ecuatoriana para tipo de suelo

Valor de la aceleración	Zona sísmica de la NEC-2015	Zona sísmica NCh433
0.2 g	II	1
0.3 g	III	2
0.4 g	V	3

Fuente: Autores

Al establecer una comparación entre las normas ecuatoriana y chilena referente a la definición de zonas sísmicas se puede destacar que el tipo de suelo es III según la norma chilena, así como la zona sísmica es 3. Posteriormente se definirán los coeficientes involucrados para la determinación de los desplazamientos.

Tabla XXVI Determinación de coeficiente de desplazamiento

COEFICIENTE SÍSMICO DE DESPLAZAMIENTO		
TIPO DE SUELO	Cd (mm)	Cm (mm)
I	200 Z	200 MM Z
II	300 Z	300 MM Z
III	330 Z	330 MM Z

Fuente: Autores

Tabla XXVII Determinación de factor Z

FACTOR QUE DEPENDE DE LA ZONIFICACIÓN NCh 433	
ZONA SÍSMICA	Z
1	0.75
2	1.00
3	1.25

Fuente: Autores

Tabla XXVIII Determinación de factor MM

FACTOR DE AMPLIFICACIÓN PARA EL MÁXIMO SISMO POSIBLE	
ZONA SÍSMICA	MM
1	1.20
2	1.20
3	1.20

Fuente: Autores

Tabla XXIX Determinación de factores Bd y Bm

Amortiguamiento efectivo BD o BM como porcentaje del amortiguamiento crítico	Factor Bd o Bm
≤2	0.8
5	1.0
10	1.2
20	1.5
30	1.7
40	1.9
≥50	2.0

Fuente: NCh 2745 - 2003

$$\text{Ecuación } Dd = \frac{cd}{\beta d}$$

$$\text{Ecuación } Dm = \frac{cm}{\beta m}$$

Donde Dd y Dm son desplazamiento de diseño y desplazamiento máximo respectivamente, los factores beta corresponden a coeficientes de amortiguamiento

efectivo, el cual se consideró como 20% del amortiguamiento crítico, mientras que los factores C hacen referencia a coeficientes de desplazamiento.

Una vez determinados todos los parámetros se procede a calcular:

$$Dd = \frac{330 * 1.25}{1.5} = 275 \text{ mm}$$

$$Dm = \frac{330 * 1.2 * 1.25}{1.5} = 330 \text{ mm}$$

Tanto la norma chilena como el ASCE 7 -10 indican que los desplazamientos totales no deben exceder el 10% de los calculados, esto se realiza además para asegurarse que el sistema controlará problemas de torsión.

$$Dtd = 1.1 * 275 = 302.5 \text{ mm}$$

$$Dtm = 1.1 * 330 = 363 \text{ mm}$$

Paso 2.- Cálculo de la rigidez horizontal total y la correspondiente a cada aislador.

$$\text{Ecuación } K_{htot} = \frac{4\pi^2 * W}{T d^2 * g}$$

$$\text{Ecuación } K_h = \frac{K_{htot}}{N}$$

Donde K_{htot} es la rigidez horizontal total del sistema de aisladores, K_h corresponde a la rigidez de un aislador y N es la cantidad de aisladores que se usarán en este

proyecto, el resto de parámetros definidos se los tomará según lo expuesto en la tabla XXIV.

$$K_{htot} = \frac{4\pi^2 * 514.37T}{2^2 * 9.81} = 517.49 \text{ Ton/m}$$

Se puede aproximar inicialmente un valor individual idéntico para cada aislador.

$$K_h = \frac{517.49}{10} = 51.749 \text{ Ton/m}$$

Paso 3.- Determinación del área del aislador en base a la carga máxima actuante.

Con la carga Pmax obtenida mediante el programa ETABS y el esfuerzo admisible en compresión del neopreno se procede a determinar el área requerida y posteriormente el diámetro del aislador.

$$\text{Ecuación } A = \frac{P_{max}}{\sigma_{ac}}$$

$$\text{Reemplazando se tiene } A = \frac{201.61 T}{0.09 T/m^2} = 2240.11 \text{ cm}^2$$

$$\text{Ecuación } A = \frac{\pi D_e^2}{4}$$

Se obtiene $D_e = 53.41 \text{ cm}$

Paso 4.- Determinación de la altura necesaria del elastómero.

Se requiere indicar el espesor del elastómero que conformará gran parte de la altura final del aislador. Para ello mediante la ecuación se puede obtener tal altura.

$$\text{Ecuación } Hr = \frac{Dd}{\gamma_s}$$

Donde Dd es el desplazamiento de diseño determinado en el paso 1, γ_s es la deformación por corte obtenido en catálogos.

$$Hr = \frac{27.5\text{cm}}{1.5} = 18.33 \text{ cm}$$

Paso 5.- Determinación del módulo de corte del elastómero.

$$\text{Ecuación } G = \frac{Kh \times Hr}{A}$$

$$\text{Se obtiene } G = \frac{51.74 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} \times 0.18\text{m}}{0.224 \text{ m}^2} = 42.35 \text{ T/m}$$

Paso 6.- Determinación del espesor de capa del elastómero.

Mediante los catálogos revisados y recomendaciones de investigaciones realizadas, se estipula un valor de 10mm como espesor de cada capa del elastómero. Es decir, $t_r = 10 \text{ mm}$.

Paso 7.- Determinación del factor de forma.

El Factor de forma debe asegurar que la rigidez vertical sea la adecuada. Se calcula con la siguiente fórmula, tomando como D_e de aquel diámetro obtenido en el paso 3.

$$\text{Ecuación } S = \frac{D_e}{4tr}$$

$$\text{Se obtiene } S = \frac{53.41cm}{4 \times 1cm} = 13.35$$

Se cumple que $S \geq 10$.

Paso 8.- Determinación del número de capas de elastómero.

Para poder determinar la altura total del aislador se requiere saber qué parte de aquella altura corresponde al elastómero, para ello se calcula la siguiente expresión.

$$\text{Ecuación } n = \frac{Hr}{tr}$$

$$\text{Se obtiene } n = \frac{18.33cm}{1cm} = 18.33$$

Se redondea a 18 capas.

Paso 9.- Determinación del espesor de placas de acero y determinación de esfuerzos.

Mediante los catálogos revisados y recomendaciones de investigaciones realizadas, se estipula un valor de 3mm como espesor de cada capa de las láminas de acero. Es decir, $t_s = 3 \text{ mm}$.

Posteriormente se debe comprobar que el esfuerzo de trabajo de las placas de acero sea menor a 1.5 veces el esfuerzo admisible, según lo estipula la norma chilena.

$$\text{Ecuación } \sigma_s = 1.5 \frac{t_r}{t_s} \sigma_{ac}$$

$$\text{Se obtiene } \sigma_s = 1.5 \frac{1\text{cm}}{0.3\text{cm}} * \frac{90\text{kg}}{\text{cm}^2} = 450 \text{ kg/cm}^2$$

Para determinar el esfuerzo admisible se recurre a la ecuación

Ecuación $\sigma_{adm} = 0.75f_y$ donde f_y esfuerzo de fluencia del acero

$$\sigma_{adm} = 0.75 * 4200 = 3150 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto, se comprueba que $\sigma_s \leq 1.5 \sigma_{adm}$.

Paso 10.- Cálculo de la altura total del aislador.

Siendo H_r la altura de las capas del elastómero, son 18 capas de 1cm, por lo tanto, $H_r = 18\text{cm}$.

Ht consiste en la altura del aislador (placas de elastómero y acero), por lo tanto:

$$\text{Ecuación } Ht = Hr + (n - 1)ts$$

$$\text{Se obtiene } Ht = 18\text{cm} + (18 - 1)0.3\text{cm} = 23.1\text{ cm}$$

Se asume un espesor de las placas de anclaje de 2.5 cm, las cuales van a ubicarse sobre y bajo el aislador. Por lo tanto, la altura final del aislador será:

$$H = 23.1\text{cm} + 2 \times 2.5\text{cm} = 28.1\text{cm}$$

Paso 11.- Cálculo de la rigidez vertical del aislador.

$$\text{Ecuación } Kv = \frac{Ec * A}{Hr}$$

Donde Ec (Módulo de compresión del aislador) viene expresado por la ecuación

$$\text{Ecuación } Ec = \left[\frac{1}{6GS^2} + \frac{4}{3K} \right]^{-1}$$

Donde G es el módulo de corte, S el factor de forma, cuyos valores fueron calculados en pasos previos. Mientras que K corresponde al módulo de compresibilidad del elastómero, el cual se aproxima a 2000MPa.

Haciendo los cálculos pertinentes se determina que $Ec = 4636.21 \text{ Kg/cm}^2$.

Finalmente se obtiene $Kv = \frac{4636.21 \cdot 2240.11}{18} = 432989.48 \text{ Kg/cm}$

Paso 12.- Comprobación del periodo de diseño.

$$\text{Ecuación } T = 2\pi * \sqrt{\frac{W}{Kh * g}}$$

$$\text{Se obtiene } T = 2\pi * \sqrt{\frac{514.37 \text{ T}}{517.49 \frac{\text{T}}{\text{m}} * \frac{9.81 \text{ m}}{\text{s}^2}}} = 2 \text{ seg.}$$

Por lo tanto, se confirma que el periodo de diseño de la estructura es igual al periodo deseado.

Paso 13.- Cálculo de la deformación angular máxima.

Se requiere saber la deformación angular máxima el cual es la suma de las deformaciones por corte, compresión y flexión, siendo este último despreciable comparado a los otros tipos de deformaciones.

$$\text{Ecuación } \gamma_{\text{max}} = \gamma_s + \gamma_c + \gamma_b = \gamma_s + \gamma_c$$

$$\text{Se tiene la ecuación que indica que } \gamma_s = \frac{Dm}{Hr} = \frac{330 \text{ mm}}{180 \text{ mm}} = 1.83$$

La ecuación muestra que $\gamma_c = 6 * S * \epsilon_c$ donde S es el factor de forma

Mientras que $\varepsilon_c = \frac{P_{max}}{Eo(1+2kS^2)}$ donde Eo es un factor dado por el fabricante cuyo valor generalmente rodea los 35 kg/cm², mientras que k es un valor comprendido entre 0.7 y 1.

$$\varepsilon_c = \frac{\frac{201610 \text{ kgf}}{2240.11 \text{ cm}^2}}{35(1 + 2 * 0.7 * 13.35^2)} = 0.010$$

Se obtiene que $\gamma_c = 6 * 13.35 * 0.010 = 0.822$

Finalmente, la deformación máxima $\gamma_{max} = 2.655$

Valor que debe ser menor que el $\gamma_{m\acute{a}x}$ propuesto.

$$\text{Ecuación } \gamma_{max \text{ prop}} = \frac{0.85\varepsilon_b}{FS}$$

Donde ε_b generalmente se considera igual a 5.5 y el Factor de Seguridad mayor o igual que 1.5, resultando en $\gamma_{max \text{ prop}} = 3.117$

Por lo tanto, se comprueba que $\gamma_{m\acute{a}x}$ es menor al $\gamma_{m\acute{a}x}$ propuesto.

Paso 14.- Verificación al pandeo.

Luego de haber hecho las verificaciones de las propiedades del aislador, es necesario la verificación al pandeo puesto que, bajo las combinaciones de corte y

compresión, se puede producir pandeo por flexión y existiría una inexactitud con la ecuación de la rigidez horizontal. Siendo A_s el área de corte efectiva, P_s la rigidez de corte efectiva, I la inercia del aislador, E_{eff} la rigidez a la inclinación, P_e la carga de alabeo para una columna sin deformación y P_{crit} la carga crítica capaz de provocar el pandeo, se tienen las siguientes ecuaciones.

$$\text{Ecuación } A_s = A \frac{Ht}{tr} = 51746.56 \text{ cm}^2$$

$$\text{Ecuación } P_s = G * A_s = 42.35 \frac{T}{m^2} * 5.17 m^2 = 219.15 \text{ Ton}$$

$$\text{Ecuación } I = \frac{\pi}{4} * \frac{\Phi_s^4}{2} \text{ siendo } \Phi_s = 53.41 \text{ cm, entonces } I = 399327.54 \text{ cm}^4$$

$$\text{Ecuación } E_{eff} = \frac{1}{3} E_c * I = \frac{1}{3} * \frac{4636.21 \text{ kg}}{\text{cm}^2} * I = 463114415.4 \text{ kg} * \text{cm}^2$$

$$\text{Ecuación } P_e = \frac{\pi^2 * E_{eff}}{Ht^2} = \frac{\pi^2 * E_{eff}}{23.1^2} = 8565723.874 \text{ Kgf}$$

$$\text{Ecuación } P_{cr} = \frac{P_s}{2} * \left[\sqrt{1 + 4 \frac{P_e}{P_s}} - 1 \right] = 1264.93 \text{ Ton}$$

Finalmente se debe comprobar que la razón entre la carga crítica de pandeo y la carga máxima sea mayor o igual a 2, para evitar que los elementos sufran pandeo.

$$\frac{P_{crit}}{P_{max}} \geq 2$$

Se cumple que 6.274 es mayor que 2, por lo tanto, no se tendrán problemas de pandeo con el diseño.

Tabla XXX Cuadro de resumen para aislador tipo HDRB

CUADRO DE RESUMEN		
Características HDRB	Unidades	cantidad
<i>Número de aisladores</i>	U	10
<i>Altura total aislador "H"</i>	cm	28,1
<i>Diámetro elastómero "Dg"</i>	cm	55
<i>Altura total del elastómero</i>	cm	18
<i>Número de capas de elastómero</i>	U	18
<i>Espesor de cada capa de elastómero</i>	cm	1
CUADRO DE RESUMEN		
Características HDRB	Unidades	cantidad
<i>Diámetro láminas de acero</i>	cm	54
<i>Altura total láminas de acero</i>	cm	5,1
<i>Número de láminas de acero</i>	U	17
<i>Espesor de láminas de acero</i>	cm	0,3
<i>Espesor de placa de anclaje</i>	cm	2,5
<i>Longitud placa de anclaje "Z"</i>	cm	65
<i>Módulo de rigidez a corte</i>	T/m ²	42,35
<i>Rigidez horizontal</i>	T/m	51,75
<i>Rigidez vertical</i>	T/m	43298,95

Fuente: Autores

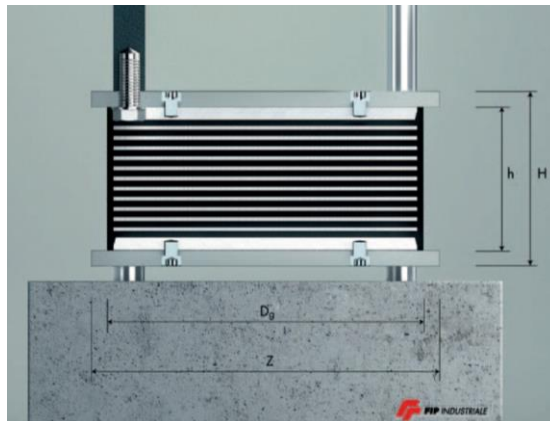


Figura 4.2 Aislador elastomérico comercial
Fuente: Catálogo de aisladores SI, empresa FIP.

4.2.3. Proceso de modelado del aislador elastomérico en ETABS

Para poder ingresar al programa a diseñar este tipo de aislamientos de base, se requieren primero unos datos de entrada con los cuales se hará la simulación de que la estructura estará apoyada sobre este tipo de mecanismos. Con los datos obtenidos en la sección anterior se procederá a calcular nuevos parámetros para el aislador.

Paso 1.- Desplazamiento de fluencia del aislador

$$\text{Ecuación } Dy = 0.1tr = 0.1 * (18 * 10mm) = 18mm$$

Paso 2.- Energías disipadas por el aislador.

$$\text{Ecuación } Wd = 2\pi * Keff * Dd^2 * \beta = 2\pi * 517.5 * 0.275^2 * 0.2 = 49.1 T - m$$

Paso 3.- Fuerza de deformación nula de los aisladores.

$$\text{Ecuación } Q = \frac{Wd}{4(Dd-Dy)} = \frac{49.1}{4(0.275-0.018)} = 47.84 \text{ Ton}$$

Paso 4.- Rigidez post fluencia de los aisladores.

$$\text{Ecuación } k_2 = k_{eff} - \frac{Q}{Dd} = 517.5 - \frac{47.84}{0.275} = 343.5 \text{ Ton/m}$$

Paso 5.- Rigidez inicial de los aisladores.

$$\text{Ecuación } k_1 = \frac{Q}{Dy} + k_2 = 343.5 + \frac{47.84}{0.018} = 3001.29 \text{ Ton/m}$$

Paso 6.- Fuerza de fluencia de los aisladores.

$$\text{Ecuación } F_y = Q + k_2 * Dy = 47.84 + 343.5 * 0.018 = 54.023 \text{ Ton}$$

Paso 7.- Frecuencia angular.

$$\text{Ecuación } \omega = \frac{2\pi}{T} = 3.1415 \text{ seg}$$

Paso 8.- Amortiguamiento efectivo de los aisladores.

$$C = \frac{Wd}{\pi * Dd^2 * \omega} = \frac{49.1}{\pi * 0.275^2 * 3.1415} = 65.88 \text{ Ton} * \text{seg/m}$$

El programa ETABS posee la capacidad de modelar una edificación con aislamiento basal ya que permite la liberación automática de la tensión en aisladores o cualquier tipo de dispositivos a usarse.

El principal mecanismo de disipación de energía del elastómero es histerético, es decir, la curva fuerza – deflexión forma una histéresis no lineal, pero existe en el código UBC 97 un procedimiento que permite convertir el área bajo la curva de la histéresis a una relación equivalente de amortiguamiento útil para el análisis lineal equivalente.

En el programa ETABS V15.2 con el modelo de la estructura a analizar, se da clic en la pestaña *Assign > Link* y se crea una nueva propiedad de enlace. Se selecciona la opción de Rubber Isolator la cual simulará la existencia del aislador diseñado en el modelo estructural.

Se puede observar cómo quedan habilitadas ciertas propiedades en sus direcciones y se proceden a modificar las direcciones U1 y U2 con los parámetros calculados anteriormente.

Link Property Data

General

Link Property Name: HDRB Link Type: Rubber Isolator

Link Property Notes: [Modify/Show Notes...] P-Delta Parameters: [Modify/Show...]

Total Mass and Weight

Mass: 0 kg Rotational Inertia 1: 0 tonf-m-s²

Weight: 0 tonf Rotational Inertia 2: 0 tonf-m-s²

Rotational Inertia 3: 0 tonf-m-s²

Directional Properties

Direction	Fixed	NonLinear	Properties	Direction	Fixed	NonLinear	Properties
<input checked="" type="checkbox"/> U1	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	[Modify/Show for U1...]	<input type="checkbox"/> R1	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	[Modify/Show for R1...]
<input checked="" type="checkbox"/> U2	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	[Modify/Show for U2...]	<input type="checkbox"/> R2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	[Modify/Show for R2...]
<input checked="" type="checkbox"/> U3	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	[Modify/Show for U3...]	<input type="checkbox"/> R3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	[Modify/Show for R3...]

[Fix All] [Clear All]

[OK] [Cancel]

Figura 4.3 Definición de propiedades del aislador en ETABS
Fuente: Etabs 2015 versión 15.2.0. Archivo: TORRE4V6.EDB

Link/Support Directional Properties

Identification

Property Name: HDRB

Direction: U1

Type: Rubber Isolator

NonLinear: No

Linear Properties

Effective Stiffness: 43.298 tonf/mm

Effective Damping: 0.1144 tonf-s/mm

[OK] [Cancel]

Figura 4.4 Ajuste de propiedades en la dirección U1
Fuente: Etabs 2015 versión 15.2.0. Archivo: TORRE4V6.EDB

Identification	
Property Name	HDRB
Direction	U2
Type	Rubber Isolator
NonLinear	Yes

Linear Properties	
Effective Stiffness	0.0527 tonf/mm
Effective Damping	0.00653 tonf-s/mm

Shear Deformation Location	
Distance from End-J	0 m

Nonlinear Properties	
Stiffness	0.3 tonf/mm
Yield Strength	5.4023 tonf
Post Yield Stiffness Ratio	0.1144

Figura 4.5 Ajuste de propiedades en la dirección U2
Fuente: Etabs 2015 versión 15.2.0. Archivo: TORRE4V6.EDB

Se realiza la misma modificación para la dirección U3 y se procede a dar clic a la opción OK para aprobar todos los cambios establecidos en la ventana "Link Property Data". La versión 2015 del programa ETABS no permite que se asignen directamente las propiedades Link a los apoyos de la edificación, que en este caso es donde se van a ubicar los aisladores de alto amortiguamiento, por lo contrario, crea una opción para enlazar esta característica a unos elementos denominados springs. Los cuales simularán el movimiento que tendría un dispositivo aislador ante un evento sísmico.

Para ello se seleccionan los nodos, en la pestaña *assign > joint > springs* y se añade una nueva propiedad en la ventana de *point spring properties* en la cual se va a enlazar la propiedad Link, definida anteriormente, en el eje +Z a los nodos de la base.

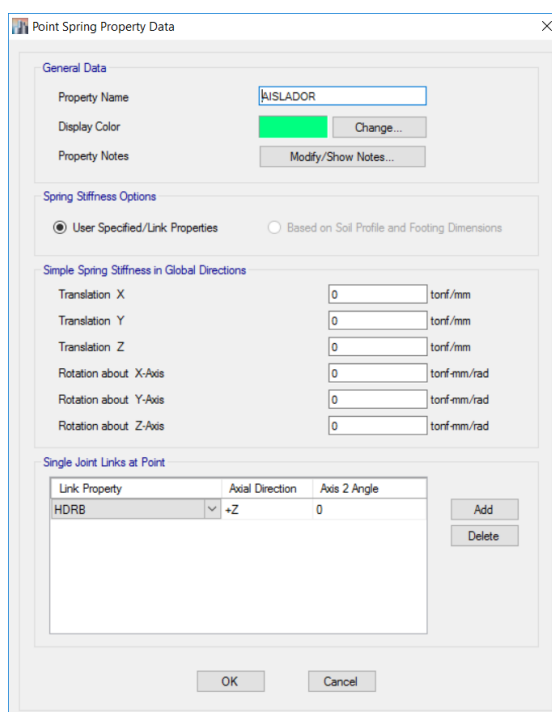


Figura 4.6 Ajuste de propiedades en la base
Fuente: Etabs 2015 versión 15.2.0. Archivo: TORRE4V6.EDB

Finalmente se asignará un diafragma rígido para los nodos de la base y se procederá con el análisis de desplazamientos y derivas, estos desplazamientos se van a contrastar con los obtenidos por el modelo original para observar cuanta diferencia existe y respecto a las derivas se comprobará que cumplan con los valores mínimos que estipula la norma ecuatoriana.

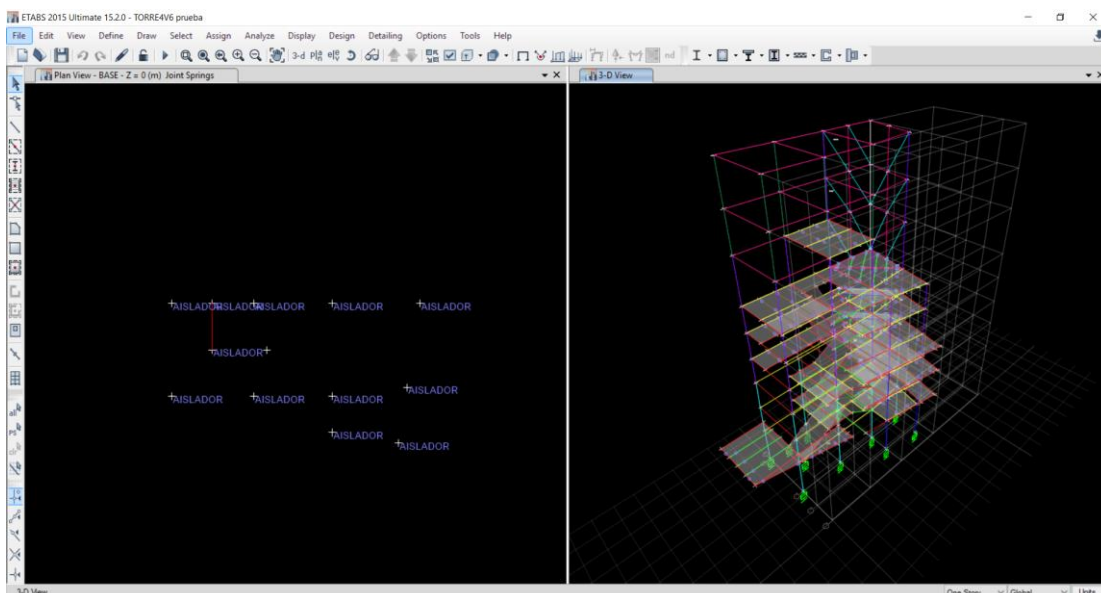


Figura 4.7 Asignación de aisladores a los puntos base
Fuente: Etabs 2015 versión 15.2.0. Archivo: TORRE4V6.EDB

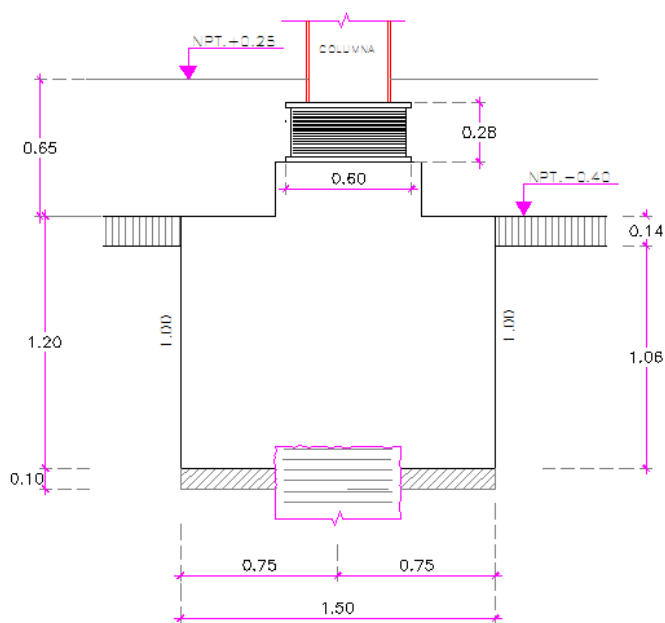


Figura 4.8 Esquema de la instalación de aisladores HDRB
Fuente: Autores

4.2.4. Resultados obtenidos con aisladores sísmicos.

A continuación se detalla en la tabla los desplazamientos obtenidos por efecto del sismo en X e Y, ambos resultados serán comparados respecto a la estructura original teniendo en cuenta que todo el edificio tenderá a moverse puesto que se encuentra aislado de los efectos del sismo.

Tabla XXXI Desplazamientos de la estructura debido a sismo en X

Modelo Original		Modelo aislado	
X	Y	X	Y
mm	mm	mm	mm
91,1	73	39,2	47,3
76,1	61,6	37,5	46,8
59,1	50	35,6	46,2
53,4	39,9	38,3	45,4
45	32,1	37,2	42,9
43,2	26	40,8	41,5
31,2	21,5	39,1	41,6
19	14,1	37,1	40,2
6,4	6,9	30,9	38,6
0	0	28,7	35,7

Fuente: Autores

Tabla XXXII Desplazamientos de la estructura debido a sismo en Y

Modelo Original		Modelo aislado	
X	Y	X	Y
mm	mm	mm	mm
91,1	73	29,6	42
76,1	61,6	28,3	41,4
59,1	50	26,9	40,8
53,4	39,9	32,1	40
45	32,1	31,3	37,5
43,2	26	36,9	36,3
31,2	21,5	35,3	36,6
19	14,1	33,5	38,3

Modelo Original		Modelo aislado	
X	Y	X	Y
mm	mm	mm	mm
6,4	6,9	26	33,6
0	0	23,6	30,5

Fuente: Autores

Además de los desplazamientos ocurridos en la estructura, se pueden corroborar los periodos de vibración de cada dirección a la que se deforma la edificación. Se tiene que los periodos son los enseñados en la tabla XXXIV y se aproximan bastante al periodo de diseño al cual se estimaba llevar a la estructura para que soporte menor carga sísmica.

Se distingue para el primer modo una participación modal de 0.41 en Y, lo que implica una traslación en ese eje, por otro lado, en el segundo modo se tiene una participación de 0.62 en X, que se traduce como una traslación sobre ese eje de igual manera.

Por último se tiene que alrededor del modo 3 la participación modal mayoritaria corresponde a Rz con 0.69, lo que implica en una rotación alrededor de ese eje.

Tabla XXXIII Periodos y participación modal caso HDRB

Mode	Period	UX	UY	RZ
	sec			
1	1,951	0,2989	0,4141	0,2798
2	1,816	0,6294	0,354	0,0102
3	1,648	0,062	0,225	0,6996

Fuente: Autores

De igual manera se analizaron las derivas ocasionadas en la estructura debido al efecto sísmico, los resultados mostrados en la tabla XXXV indican que para ningún piso se excede la deriva permisible estipulada en la NEC 2015 para una edificación irregular. En el capítulo 3 se indicó que la deriva máxima permisible es de 0.013, valor que no es excedido por las derivas ocasionadas por la edificación sobre el sistema de aislación.

Si llegara a existir un problema de derivas en la edificación se debe revisar en qué entrepiso ocurre la falla y analizar los elementos estructurales con el objetivo de modificar sus propiedades físicas y así asegurarse de no exceder los límites establecidos para derivas según la presente norma ecuatoriana.

Tabla XXXIV Análisis de derivas para cada piso de la estructura

PISO	Elevación (m)	SPCX		SPCY	
		Modelo aislado		Modelo aislado	
		X	Y	X	Y
P9	31,5	0,000405	0,000453	0,000295	0,00043
P8	27,73	0,000474	0,00058	0,000345	0,000559
P7	23,98	0,000435	0,000391	0,000309	0,000394
P6	19,3	0,000373	0,000282	0,000283	0,000329
P5	16,6	0,000406	0,00037	0,000317	0,000383
P4	13,72	0,000508	0,000403	0,000439	0,00043
P3	10,87	0,00049	0,000369	0,000443	0,000385
P2	7,63	0,000411	0,000402	0,000373	0,000401
P1	4,39	0,000467	0,003568	0,000468	0,003913
BASE	0	0	0	0	0

Fuente: Autores

4.3. Método de Protección sísmica: Disipadores pasivos

Como se expuso en el capítulo 2, existen dos tipos de disipadores pasivos, disipadores histeréticos que disipan energía mediante la fricción de los elementos empleados o plastificación de metales, y los disipadores viscoelásticos que requieren de un sistema viscoso para su funcionamiento.

Cabe destacar que los disipadores histeréticos se comportan mejor en estructuras flexibles y los disipadores viscoelásticos en estructuras más rígidas.

4.3.1. Método de protección sísmica: disipadores pasivos histeréticos

4.3.1.1 Descripción del método

En esta parte se analizará el uso de disipadores histeréticos por su bajo coste en relación a los demás sistemas, simplicidad en cuanto a su procedimiento constructivo y adherencia a la estructura

Los disipadores histeréticos a su vez se clasifican en aquellos que disipan energía en la medida que se produce la plastificación de sus elementos y los disipadores por fricción. (Oviedo & Duque , 2006)

En base a lo expuesto por el Ing. Ricardo Ramón Oviedo Sarmiento en su tesis de maestría “Dispositivos Pasivos de Disipación de Energía para Diseño Sismo resistente de Estructuras”, los disipadores por fricción presentan inconvenientes en cuanto al cálculo del coeficiente de fricción durante el desplazamiento, ya que este

depende de la velocidad, de la presión normal y de las condiciones de las superficies en contacto. Consecuentemente, resulta difícil garantizar un coeficiente de fricción cuya diferencia es significativa si los elementos trabajan en el rango no lineal. Lo que dificulta el análisis de estos elementos mediante el modelo elaborado y la obtención de resultados para la toma de decisiones correspondiente.

Entre los disipadores histeréticos por plastificación de metales, se encuentran los disipadores por fluencia compuestos de placas metálicas que disipan energía por flexión pura al enrollarse por efecto del desplazamiento relativo entre sus extremos cuyo comportamiento histerético ha demostrado ser muy estable. (Pazmiño Lincago , 2015).

De acuerdo con Xua Z. et al. (2007), incluso para condiciones críticas como movimientos sísmicos en campo cercano, los disipadores por fluencia pueden reducir simultáneamente el desplazamiento, la aceleración y la energía que deben soportar los elementos estructurales.

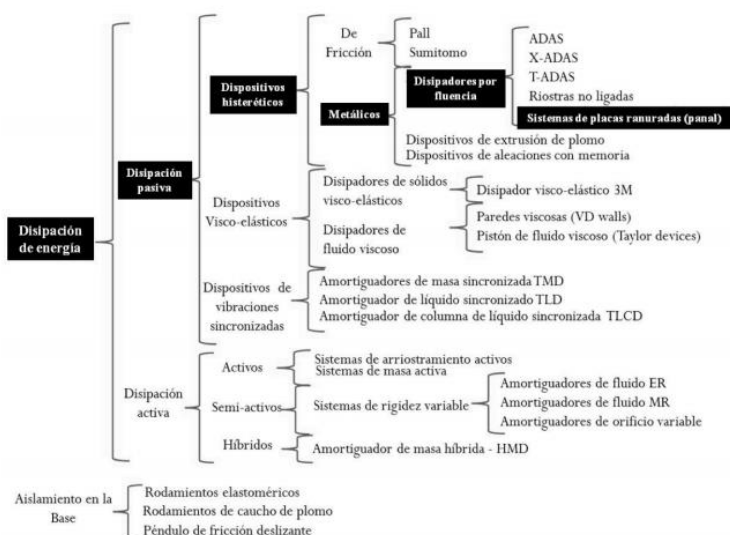


Figura 4.9 Cuadro conceptual de disipación de energía y selección de disipador pasivo para análisis

Fuente: Pimiento, Salas, & Ruiz1, 2014

Se seleccionó el sistema de placas ranuradas PMAL, donde la disipación de la energía ocurre por la fluencia del acero, provocado por los desplazamientos relativos en el dispositivo, sus ventajas radican en su comportamiento estable, buena resistencia a factores ambientales y de temperatura. Adicionalmente, tienen bajo costo dada la naturaleza del material y la facilidad en fabricación en talleres de metalmecánica, factor que resulta importante para países en vías de desarrollo.

4.3.1.2 Modelamiento de disipadores pasivos histeréticos

Las diagonales empleadas en el sistema son concéntricas, es decir, se intersecan en un nudo, formando de esta manera rótulas plásticas que permite la rotación de la deformación plástica de la conexión y supone una estructura sujeta

principalmente a fuerzas axiales de compresión y tensión, provocadas por los sismos.

Este sistema se caracteriza por la elevada rigidez lateral, lo que facilita el registro de desplazamientos laterales generados en cada piso, y de esta manera comprobar la reducción de los desplazamientos generados por el sismo.

El acero usado para la fabricación de estas placas ranuradas es usualmente ASTM-A36 y requiere de un montaje a base de diagonales o riostras que otorguen una conexión rígida para que la energía de entrada al sistema se concentre en los disipadores y no en los elementos portantes.

Las diagonales con secciones cuadradas o circulares presentan ciertas ventajas principalmente económicas frente a las diagonales con secciones tipo I o secciones canal debido a que se logra disminuir la cantidad de material utilizado. Adicionalmente, los elementos más compactos tienen mayor capacidad de disipar la energía y evitar que las riostras sufran fracturas debido a las grandes deformaciones que puedan existir por efectos del pandeo.

En base a lo expuesto anteriormente, se eligió un perfil tubular 100x200x4mm para modelamiento de las riostras.

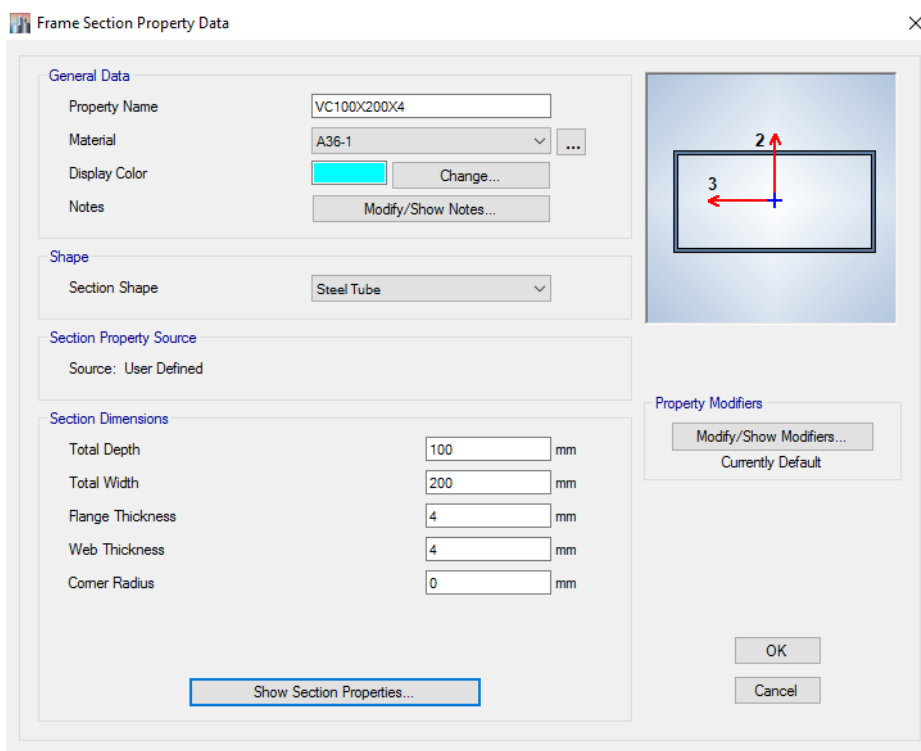


Figura 4.10 Ventana para definición del perfil utilizado para riostras
Fuente: Etabs 2015 versión 15.2.0. Archivo: TORRE4V6-DPH.EDB

Las diagonales fueron asignadas mediante la opción *Moment Releases-Pinned* para simulación de las rótulas generadas por las placas paralelas de los disipadores.

Properties of Object	
Type of Line	Frame
Property	VC100X200X4
Moment Releases	Pinned
Plan Offset Normal, mm	0
Line Drawing Type	Straight Line

Figura 4.11 Ventana para definición de características de las diagonales
Fuente: Etabs 2015 versión 15.2.0. Archivo: TORRE4V6-DPH.EDB

Para la elección de la configuración de las diagonales concéntricas, se debe tener en consideración el balance entre las diagonales que se encuentran a tracción y las que se encuentran a compresión, caso contrario, se obtendría una respuesta asimétrica del sistema lo que ocasiona graves problemas de distorsiones de piso.

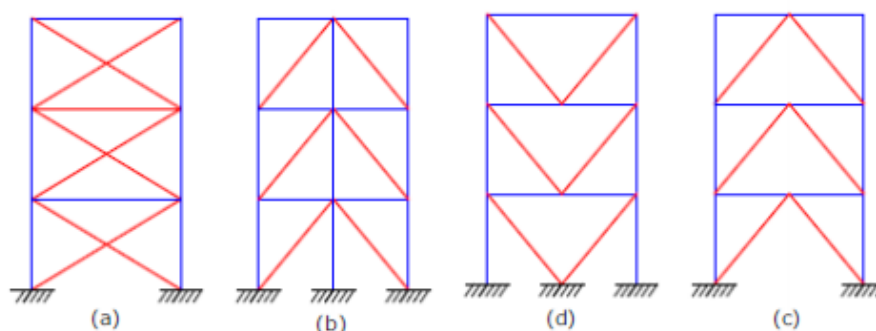


Figura 4.12 Configuración de diagonales para colocación disipadores pasivos.
Configuraciones de riostra: (a) en X, (b) diagonales, (c) en V y (d) en V invertida
Fuente: Crisafulli Francisco Javier, 2008, "Diseño sísmo resistente de construcciones de acero", 1ra edición, Asociación Latinoamericana del Acero, Santiago de Chile

Se empleará una configuración de riostras en V invertida donde el vértice de las diagonales está conectado en la zona central de las vigas donde las fuerzas axiales de compresión y tracción que se generan en las diagonales del pórtico son iguales en magnitud; mientras la diagonal comprimida se pandea, su capacidad resistente disminuye, y la diagonal traccionada aumenta su resistencia.

Es importante también que las riostras de cada plano del edificio sean colocadas de manera que la respuesta del sistema es prácticamente simétrica en cuanto a resistencia y rigidez; para lo cual es recomendable que exista un número par de riostras en cada plano existente, y además deben tener igual sección y ángulo de

inclinación según lo recomendado por Karla Aguilar en su Estudio Comparativo de Edificios de Acero de gran Altura con Diagonales Excéntricas, Concéntricas y Diagonales con Amortiguadores en la Ciudad de Quito.

En el capítulo 3 se obtuvieron los valores de las derivas para cada piso, donde los mayores valores se encontraban en los pisos superiores de la estructura debido a su esbeltez y falta de rigidez en esta zona. La disposición de las riostras invertidas en V para el sistema se estableció según estos resultados de manera que se logre la disminución de los desplazamientos generados en el sistema.

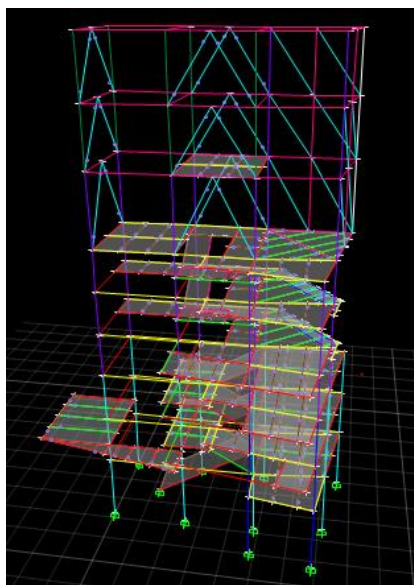


Figura 4.13 Disposición de riostras invertidas en V en el modelo
Fuente: Etabs 2015 versión 15.2.0. Archivo: TORRE4V6-DPH.EDB

4.3.1.3 Resultados obtenidos con disipadores histeréticos

El análisis del modelo proporciona los valores de los desplazamientos generados en el modelo con la implementación del método de protección sísmica, se observa su reducción en los niveles superiores de la estructura.

Tabla XXXV Valores de desplazamientos con riostras concéntricas tipo V invertida – Sismo en la dirección X

Planta	Elevación m	Modelo Original		Modelo con DPH		Porcentaje de Reducción	
		X mm	Y mm	X mm	Y mm	X mm	Y mm
P9	31.5	91.1	73	51.2	58.3	43.80%	20.14%
P8	27.73	76.1	61.6	49.7	57.5	34.69%	6.66%
P7	23.98	59.1	50	47.6	56.5	19.46%	-
P6	19.3	53.4	39.9	55.1	54.1	-	-
P5	16.6	45	32.1	49.1	48.8	-	-
P4	13.72	43.2	26	50.3	40.4	-	-
P3	10.87	31.2	21.5	38.3	30.5	-	-
P2	7.63	19	14.1	24.6	19	-	-
P1	4.39	6.4	6.9	8.8	8.6	-	-
BASE	0	0	0	0	0	-	-

Fuente: Etabs 2015 versión 15.2.0. Archivo: TORRE4V6-DPH.EDB

Tabla XXXVI Valores de desplazamientos con riostras concéntricas tipo V invertida – Sismo en la dirección Y

lanta	Elevación m	Modelo Original		Modelo con riostras		Porcentaje de Reducción	
		X mm	Y mm	X mm	Y mm	X mm	Y mm
P9	31.5	26.5	80.7	11	64.8	58.49%	19.70%
P8	27.73	21.8	60.5	11.3	55.2	48.17%	8.76%
P7	23.98	21	43.6	11.7	45.2	44.29%	-3.67%
P6	19.3	19.6	38.2	11.7	37.4	40.31%	2.09%
P5	16.6	17	31.3	10.2	30.9	40.00%	1.28%
P4	13.72	13.3	23.4	7.8	22.9	41.35%	2.14%
P3	10.87	10.6	16.4	5.8	15.6	45.28%	4.88%
P2	7.63	7.4	9.8	3.1	9.3	58.11%	5.10%
P1	4.39	2.8	4.4	1.2	4.1	57.14%	6.82%
BASE	0	0	0	0	0	-	-

Fuente: Etabs 2015 versión 15.2.0. Archivo: TORRE4V6-DPH.EDB

Planta	Columna	P (MO) tonf	P (DPH) tonf	V2 (MO) tonf	V2 (DPH) tonf	T (MO) tonf-m	T (DPH) tonf-m	M3 (MO) tonf-m	M3 (DPH) tonf-m
P9	255	0.4878	0.0804	0.5399	0.084	0.1506	0.0387	1.1827	0.1732
P9	287	0.496	0.0789	0.3604	0.0885	0.1506	0.04	0.7355	0.1843
P9	312	0.4536	0.2309	1.0441	0.0819	0.1506	0.0499	2.1362	0.1625
P9	313	1.5629	2.5088	0.1012	0.0874	2.1542	0.3031	0.8962	0.0368
P9	315	0.0653	0.061	0.0289	0.0048	0.0744	0.0261	0.0452	0.007
P9	372	1.9818	0.1802	0.4971	0.133	2.1542	0.2368	1.7268	0.253
P9	296	0.2293	0.1115	0.9629	0.072	0.1506	0.0418	1.979	0.1461
P9	311	0.2329	0.1467	0.6967	0.084	0.1506	0.0423	1.3992	0.1718
P9	133	0.9961	1.0431	0.0269	0.0364	0.0744	0.0412	0.0497	0.0686
P9	173	0.0547	0.1124	0.0283	0.0359	0.0744	0.0186	0.0108	0.0448
P8	384	1.0841	0.4693	0.5194	0.0286	0.1959	0.078	0.9766	0.1172
P8	385	1.2784	0.4372	0.2031	0.04	0.1959	0.0804	0.4335	0.1158
P8	388	0.9012	0.6051	0.9429	0.026	0.1959	0.0887	1.7215	0.14
P8	389	3.2643	6.4066	1.6255	0.0847	2.8011	0.588	2.0629	0.3559
P8	391	1.141	1.0857	0.028	0.0128	0.0967	0.0283	0.05	0.0168
P8	405	4.0231	2.243	2.3506	0.1437	2.8011	0.3643	4.273	0.9485
P8	386	0.5797	0.6847	0.9088	0.0263	0.1959	0.0604	1.6475	0.133
P8	387	0.601	2	0.4836	0.0615	0.1959	0.0573	0.8893	0.1468
P8	316	1.4586	0.7029	0.0629	0.0316	0.0967	0.0401	0.1124	0.054
P8	330	2.1193	1.4036	0.0687	0.0307	0.0967	0.0148	0.11	0.0518
P7	79	1.7931	2.0057	2.4289	0.4961	1.9708	0.3816	1.1586	0.7731
P7	80	2.0538	2.0082	1.5357	0.8419	1.9708	0.3756	0.7756	0.5044
P7	83	2.2307	3.6935	4.9696	0.4367	1.9708	0.6485	7.4228	1.069
P7	84	7.3327	10.7192	2.0485	0.7298	1.9708	0.7533	2.8046	0.7076
P7	86	3.0047	1.5617	0.0765	0.0591	0.068	0.034	0.1648	0.1119
P7	108	6.1315	4.8188	1.7663	0.4391	1.9708	0.5201	3.3557	1.683

Planta	Columna	P (MO)	P (DPH)	V2 (MO)	V2 (DPH)	T (MO)	T (DPH)	M3 (MO)	M3 (DPH)
		tonf	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m	tonf-m
P7	81	3.4476	4.3473	4.936	0.4696	1.9708	0.5948	7.2933	1.0701
P7	82	3.2916	5.1839	3.469	0.8268	1.9708	0.58	5.7462	0.7606
P7	314	6.0642	4.2274	0.1016	0.068	0.068	0.0368	0.2087	0.136
P7	319	5.0759	4.3904	0.0348	0.0198	0.068	0.0276	0.129	0.0759
P6	123	2.8209	12.9708	4.3066	5.2591	1.5588	1.684	3.9858	7.5639
P6	124	12.0321	16.934	3.1964	5.1336	1.5649	1.5908	7.4057	10.9167
P6	125	6.6428	2.8502	4.5529	1.18	1.5649	1.571	5.5432	4.4184
P6	137	2.3438	1.8032	4.6428	1.3336	1.5649	1.5511	5.4101	4.2898
P6	148	12.3902	5.4792	2.1872	2.3391	1.5649	1.5832	3.9924	5.9476
P6	121	3.8708	14.9261	4.4886	5.0277	1.6501	1.7221	3.9553	7.3655
P6	122	8.4103	11.9923	2.2737	3.5036	1.5649	1.479	4.6868	8.4305
P5	159	7.7989	12.0849	2.0233	2.5283	1.8711	2.4531	4.0637	5.9361
P5	160	8.0876	10.94	2.1388	3.5241	1.8711	2.2674	3.8277	6.6451
P5	163	8.168	14.1568	8.2558	6.4773	1.8694	2.5145	7.4124	7.6495
P5	164	15.5222	20.2192	2.2477	0.9876	1.8643	2.5687	4.2354	6.46
P5	165	13.3318	6.9698	2.6512	4.0307	1.8711	2.4488	4.7429	7.1282
P5	177	5.4256	5.4568	1.8421	3.2504	1.8711	2.3525	4.5151	6.7948
P5	188	18.3163	8.8775	1.7154	2.24	1.8609	2.5047	3.506	5.4525
P5	161	11.2935	18.4522	7.5281	5.4506	1.8808	2.2074	6.3779	6.7946
P5	162	12.6535	13.3537	2.9244	4.5786	1.8711	2.3379	5.0039	8.4526
P5	274	0.1259	0.1185	0.1763	0.1398	0.1491	0.2193	0.0244	0.0247
P5	275	0.0765	0.0828	0.1752	0.1517	0.1524	0.219	0.0241	0.0172
P5	26	0.1796	0.1272	0.2427	0.3527	0.1722	0.2591	0.0269	0.0392
P5	54	0.0076	0.0107	0.3162	0.3688	0.1746	0.264	0.0378	0.0452
P5	100	0.0079	0.0066	0.325	0.3826	0.1701	0.2558	0.0352	0.0418
P5	102	0.0285	0.0294	0.3796	0.389	0.1687	0.2597	0.0471	0.0497
P4	199	10.486	15.5101	4.6807	4.2914	2.079	2.5191	4.19	5.2348

Planta	Columna	P (MO)	P (DPH)	V2 (MO)	V2 (DPH)	T (MO)	T (DPH)	M3 (MO)	M3 (DPH)
		tonf	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m	tonf-m
P4	200	11.4139	13.7536	3.9577	4.3987	2.079	2.8815	2.5417	3.6806
P4	203	13.8203	17.5764	7.5848	7.7797	2.079	2.8949	7.6764	8.5071
P4	204	19.3968	24.6958	4.4526	8.9157	2.0706	4.0021	3.2343	7.7038
P4	205	20.0051	12.45	7.3408	6.0524	2.079	3.1991	8.0416	8.1806
P4	217	9.3969	10.1005	5.7468	4.5769	2.079	3.0635	5.5834	5.6708
P4	228	26.6493	16.8987	4.5652	4.9168	2.0673	2.9659	3.9781	4.8736
P4	201	18.6709	24.6301	4.2006	5.392	2.079	2.8808	5.9114	8.2603
P4	202	14.6102	14.4874	6.9474	8.9434	2.079	3.4325	4.2951	6.5743
P4	105	0.1095	0.1652	0.1475	0.1623	0.1741	0.2938	0.0221	0.0292
P4	110	0.0837	0.1182	0.1628	0.1934	0.1776	0.2947	0.0181	0.0136
P4	184	0.1526	0.1587	0.2821	0.4921	0.201	0.3476	0.0313	0.0547
P4	218	0.009	0.0106	0.3384	0.489	0.2037	0.3474	0.0411	0.0596
P4	219	0.0067	0.0084	0.3548	0.518	0.1986	0.345	0.0385	0.0566
P4	232	0.0278	0.0397	0.3564	0.5219	0.1969	0.3386	0.0449	0.067
P3	239	12.3942	18.9587	2.2672	4.6243	2.4811	2.5755	4.1666	5.5189
P3	240	14.3499	17.2164	2.2452	4.6561	2.4811	2.9182	4.1297	5.5142
P3	243	14.4647	18.8973	2.4542	3.089	2.4811	2.6126	2.2865	3.1011
P3	244	33.2528	37.6656	0.8386	1.0335	2.4811	3.6848	2.5736	2.9751
P3	245	26.9769	18.4858	0.7046	1.5931	3.2981	4.951	2.037	3.0577
P3	246	3.6015	3.6051	2.8843	3.089	2.4811	2.3795	2.8623	4.0004
P3	257	12.3817	14.3452	2.2886	2.5819	3.2981	4.1562	2.2089	2.9145
P3	268	32.1581	23.1146	0.9534	1.1072	2.4811	3.4288	2.5874	2.5938
P3	241	18.9259	25.0464	19.9554	19.7079	2.5692	2.902	2.0591	2.1953
P3	242	15.5879	15.4994	5.1645	2.4808	2.7429	3.4754	3.9565	3.6138
P2	279	13.5445	21.841	3.7164	5.148	2.3916	2.5888	1.9027	2.1972
P2	280	16.8566	20.4962	3.7548	5.003	2.3402	2.9208	1.9164	2.1955
P2	283	26.8718	33.2444	2.8208	4.387	2.3229	3.2905	1.5045	4.0687

Planta	Columna	P (MO)	P (DPH)	V2 (MO)	V2 (DPH)	T (MO)	T (DPH)	M3 (MO)	M3 (DPH)
		tonf	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m	tonf-m
P2	284	48.9409	50.9838	3.2578	8.2854	2.3229	3.1054	0.9233	4.897
P2	285	31.1521	23.9293	0.4707	0.9819	3.0878	4.081	0.6418	1.0754
P2	286	6.9241	7.2559	1.9448	4.151	2.3229	2.8121	2.6458	1.9084
P2	297	14.9729	18.2598	2.8283	3.224	3.0878	4.009	1.3879	2.8199
P2	308	37.0938	29.2806	2.7804	3.476	2.3229	3.1968	1.0398	1.7159
P2	281	31.6468	38.4602	20.3914	20.4756	2.4578	3.0843	6.727	4.2701
P2	282	20.5597	22.4871	5.8094	1.3666	2.455	3.241	8.0261	4.8649
P1	2	14.9144	25.6399	3.723	5.5191	1.5701	2.2572	2.7331	1.5409
P1	3	20.2886	25.5747	3.7306	5.5016	1.5701	2.4203	2.7229	1.5597
P1	6	55.5664	55.7116	1.9714	3.7119	1.5701	2.7487	4.324	3.9933
P1	7	75.8578	82.9964	2.1091	3.0269	1.5701	1.0176	5.3506	8.8039
P1	8	34.9781	29.1693	1.9865	1.3828	2.0871	2.5035	0.9295	1.6113
P1	10	9.5803	10.2323	1.9922	3.0782	1.5701	2.2227	5.2797	9.23
P1	42	16.1987	19.859	2.5494	4.5336	2.0871	3.1136	3.5533	1.9963
P1	63	40.2254	33.0042	1.2548	2.0991	1.5701	2.1661	4.2623	5.2726
P1	4	40.679	47.4775	2.3891	4.8636	1.5701	2.3396	3.3621	3.7345
P1	30	25.2871	28.8014	4.7818	1.0985	1.6456	2.6355	9.4878	8.1695

Tabla XXXVII Valores de Fuerza axial, fuerza cortante, torsión y momento en la estructura original y estructura con disipadores histeréticos – Sismo en la dirección X

Fuente: Etabs 2015 versión 15.2.0. Archivo: TORRE4V6-DPH.EDB

En la Tabla XXXVIII se detallan los valores de fuerza cortante, fuerza axial y momento provocado por el sismo en X definido en el modelo como SPCX que proporciona el mayor aumento en la fuerza axial en las secciones.

Las columnas marcadas representan el mayor incremento de la fuerza axial en los elementos, aquellas columnas que serán que ser revisadas en cuanto a su capacidad y su carga última según lo establecido por del código AISC 360-05.

El programa ETABS no realiza la comprobación de las secciones compuestas, los datos que se obtienen del programa son las solicitaciones a las cuales está sometida la columna y ciertas propiedades de la misma por lo que es indispensable realizar el chequeo manual de acuerdo a lo establecido en la sección I del código AISC 360-05. Se procede con la comprobación de la columna cuyo aumento de fuerza axial debido a los elementos colocados es el mayor. Corresponde a la columna C3- 121 del piso 6.

Del programa se obtienen las solicitaciones a las que está sometida la columna que son las siguientes:

Tabla XXXVIII Solicitaciones de columna C3 piso – Sismo en la dirección X

Pu (ton)	18.0683
Mux (ton-m)	1.5654
Muy (ton-m)	0.6653

Fuente: Etabs 2015 versión 15.2.0. Archivo: TORRE4V6-DPH.EDB

La norma indica que para secciones sometidas a flexión en donde el hormigón debería trabajar a tracción se debe ignorar la sección de hormigón y se debe calcular el momento nominal resistente únicamente tomando la sección de acero de acuerdo a lo establecido en la sección F de la norma. Se calcula el valor del momento nominal en ambos sentidos de acuerdo a lo establecido en la sección F7 del código AISC-05 para las condiciones indicadas, y se obtiene el valor del módulo plástico Z del programa.

$$M_n = M_p = F_y * Z$$

El acero de las planchas que confinan la columna es A572 Gr. 50 cuyo F_y es 35.1632 Kg/mm², la sección es cuadrada de 400x400 mm con un espesor t de la placa de 8 mm. La inercia en ambos sentidos para el tubo de acero rectangular sería 1844224mm⁴.

Se toman los datos de la columna a comprobar. La norma establece que la resistencia nominal a compresión de una sección tipo cajón de acero rellena de hormigón se debe calcular de la siguiente forma, calculando los parámetros requeridos en el siguiente orden:

Tabla XXXIX Datos de columna C3 piso 6

L	2700 mm
H	400 mm
B	400 mm
F_y	35.1632 Kg/mm ²
F_c	2.813056 Kg/mm ²
E_s	20389.02 Kg/mm ²

Is	1844224 mm4
Ec	2154.29 Kg/mm2
Ic	1811939328 mm4
As	12544 mm2
Ac	147456 mm2

Fuente: Etabs 2015 versión 15.2.0. Archivo: TORRE4V6.EDB

Con los datos se procede a calcular el valor C_3 de la siguiente manera:

$$C_3 = 0.6 + 2 \left(\frac{A_s}{A_c + A_s} \right) \leq 0.9$$

El valor C_3 debe ser inferior a 0.9, o en su defecto se tomará el valor de 0.9 para el cálculo de la rigidez efectiva de la sección compuesta.

$$EI_{ff} = (E_s * I_s) + (C_3 * E_c * I_c)$$

Donde:

A_s = Área de la sección de acero.

A_c = Área de la sección de concreto.

EI_{ff} = Rigidez efectiva de la sección compuesta.

E_c = Módulo de elasticidad del concreto

E_s = Módulo de elasticidad del acero.

I_c = Inercia de la sección de concreto.

I_s = Inercia de la sección de acero

$$P_o = A_s * F_y + C_2 * A_c * f'_c$$

El valor C_2 es 0.85 para secciones rectangulares.

$$P_e = \pi^2 * \frac{EI_{ff}}{(KL)^2}$$

Se asume un valor de $k=1$ de acuerdo a los establecido en la sección C del código.

Si $P_e \geq 0.44 P_o$

$$P_n = P_o (0.658 \frac{P_o}{P_e})$$

Luego se calcula la siguiente relación para verificar si es el caso de carga axial grande o carga axial pequeña

$$\frac{P_u}{\phi P_n} \geq 0.2 \text{ (Carga Axial Grande)}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} < 0.2 \text{ (Carga Axial Pequeña)}$$

El análisis demostró tener una carga axial pequeña para dicha columna por lo que se deberá comprobar que:

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0$$

El valor de ϕ para el cálculo de ϕP_n es igual a 0.75 por ser el análisis a flexo tensión.

ϕ_b es el factor de reducción de resistencia a flexión y es igual a 0.90.

Del cálculo se obtiene:

Tabla XL Cálculo de resistencias nominales de columna C3 piso 6

Eleff	2.99173E+12
Po	793.6688685 ton
Pe	4046.260026 ton
0.44Po	349.2143021 ton
Pe>0.44Po	OK
Pn	731.1131255 ton
ϕP_n	548.3348442 ton
Pu/ ϕP_n	0.032951216
$\phi_b M_{nx}$	58.36393562 ton-m
$\phi_b M_{ny}$	58.36393562 ton-m

Fuente: Autores

Con lo que se verifica que la sección es satisfactoria.

$$\frac{Pu}{\phi P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) = 0.05057 \leq 1.0 \text{ O}$$

Adicionalmente, se analiza la columna más crítica que corresponde al piso 1.

Columna C7-2 cuya sección compuesta es de 400x450 mm con un espesor de placa de 8mm.

Cuyas solicitaciones son:

Pu	90.1377 ton
Mux	8.2388 ton-m
Muy	7.49 ton-m

Cuyas propiedades geométricas y de los materiales son descritas a continuación:

Tabla XLI Datos de columna C7-2 piso 1

L	4390 mm
H	450 mm
B	400 mm
Fy	35.1632 Kg/mm ²
Fc	2.813056 Kg/mm ²
Es	20389.02 Kg/mm ²
Is	421611872 mm ⁴
Ec	2154.29 Kg/mm ²
Ic	2615888128 mm ⁴
As	13344 mm ²
Ac	166656 mm ²

Fuente: Etabs 2015 versión 15.2.0. Archivo: TORRE4V6.EDB

Del cálculo se obtuvo:

Tabla XLII Cálculo de resistencias nominales de columna C7-2 piso 1

C3	0.75
Eieff	1.2813E+13
Po ton	867.7085024 ton
Pe ton	6555.137378 ton
0.44Po	381.7917411 ton
Pe>0.44Po	OK
Pn ton	820.9416252 ton
ϕ Pn ton	615.7062189 ton
Pu/ ϕ Pn	0.146397254
ϕ bMnx	13342.70032 ton-m
ϕ bMny	11143.84978 ton-m

Fuente: Autores

El análisis demostró tener una carga axial pequeña para dicha columna por lo que se deberá comprobar que:

$$\frac{Pu}{\phi P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0$$

Con lo que se verifica que la sección es satisfactoria

$$\frac{Pu}{\phi P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) = 0.05618 \leq 1.0 \text{ OK}$$

De esta forma se comprueba que las secciones son satisfactorias pese al aumento de carga axial impuesto por el sistema de disipadores pasivos histeréticos propuesto.

4.3.2. Método de Protección sísmica: disipadores pasivos viscoelásticos

4.3.2.1 Descripción del método

El principio básico de los disipadores pasivos viscoelásticos consiste en movilizar un elemento a través de un material viscoelástico lo que genera fuerzas que se oponen al movimiento del elemento, de magnitud proporcional a la velocidad.

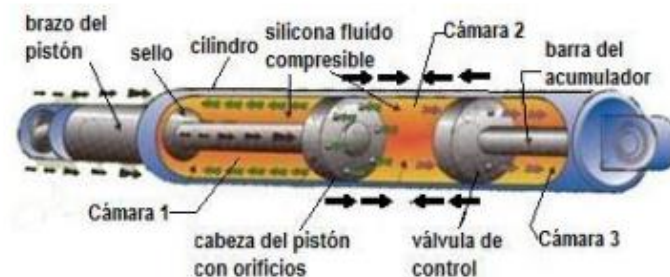


Figura 4.14 Funcionamiento del disipador de energía de fluido viscoso
Fuente: "Here is how it works" [TAY1998] - (Morales Díaz & Contreras Bálaro, 2012)

El movimiento de la edificación empuja el pistón hacia el interior del cilindro, comprimiendo el fluido de la cámara 2. Por los orificios de la cabeza del pistón pasa flujo de la cámara 2 a la 1, generando una fuerza de amortiguamiento que buscará igualar la presión en ambas cámaras. Al ser la presión en la cámara 2 mayor que en la cámara 3, por la válvula de control pasa líquido a la cámara 3, lo que evita que el pistón tenga un efecto de rebote.

La fuerza (F) del disipador varía con la velocidad inducida en la estructura, depende de una constante de amortiguamiento (C), la velocidad relativa de sus extremos (\dot{X}) y de un exponente alfa (α) mediante la siguiente expresión:

$$F = C * \dot{X}^{\alpha}$$

Donde

F = es la fuerza del disipador, lb

\dot{X} = velocidad relativa entre el amortiguador, pulg/seg

α = constante de amortiguamiento (lb x seg / pulg)

La constante C es determinada principalmente por el diámetro de la compuerta y el área del orificio del pistón.

El valor exacto de α depende de la forma de la cabeza del pistón. Se denomina "Disipador Viscoso Lineal" cuando la constante α toma el valor de 1, en ese caso F aumenta linealmente con la velocidad. Se le "Disipador Viscoso No Lineal" cuando la constante α toma valores distintos a 1.

Para dispositivos no lineales, las fuerzas de amortiguamiento se van reduciendo conforme disminuye la constante α . A menor valor del α , el disipador empieza a tener un comportamiento similar al de un disipador de fluencia. (Morales Díaz & Contreras Bálaro, 2012).

Según el fabricante, Taylor Devices, empresa líder mundial en control de impactos y vibraciones, este exponente está ligado a la dimensión de los orificios del pistón, por lo que sólo puede tomar valores de 0.3 a 2. Sin embargo, en reforzamientos de edificaciones usualmente se adopta valores de 0.3 a 1. Los valores de α , los cuales han demostrado ser más populares están en el rango de 0.4 a 0.5 para el diseño de edificaciones con registros sísmicos.

Existen diversas maneras de colocar los disipadores. Cada una de ellas puede lograr una eficiencia diferente, se mide en función de la fuerza en el dispositivo en relación a la velocidad (o desplazamiento) del entrepiso.

La configuración diagonal es la más económica, debido a que sólo requiere de tubos metálicos para la instalación de los disipadores. La componente horizontal de la

fuerza que se genere es la que brindará amortiguamiento, su eficiencia depende del ángulo de inclinación del brazo metálico que va a sostener al disipador. Para un acceso cómodo, el amortiguador se instala habitualmente cerca de la esquina inferior y conectado mediante placas empernadas. (PhD Symans, 2003)

4.3.2.2 Modelamiento de disipadores pasivos viscoelásticos

El software ETABS permite al usuario modelar los disipadores pasivos viscoelásticos como herramienta de diseño y análisis.

Para su modelamiento se proponen los valores para las propiedades de los disipadores en base a lo expuesto anteriormente.

- Constante de amortiguamiento del disipador, C (KN-sec/mm)
- Rigidez: es la que corresponde a la rigidez de la diagonal, la cual está dada por EA / L
- Potencia de velocidad, α (0.4 – 0.5)
- Arreglo y ubicación de los disipadores

Se modelan los disipadores colocando las diagonales sin propiedad alguna (NONE) y se le asigna el tipo de disipador que se ha definido anteriormente.

Se inicia definiendo el tipo y propiedades del disipador mediante la opción *Define - Section Properties – Link/Support Properties* de manera que se muestre la ventana que permite añadir un disipador o en su defecto modificar el existente.

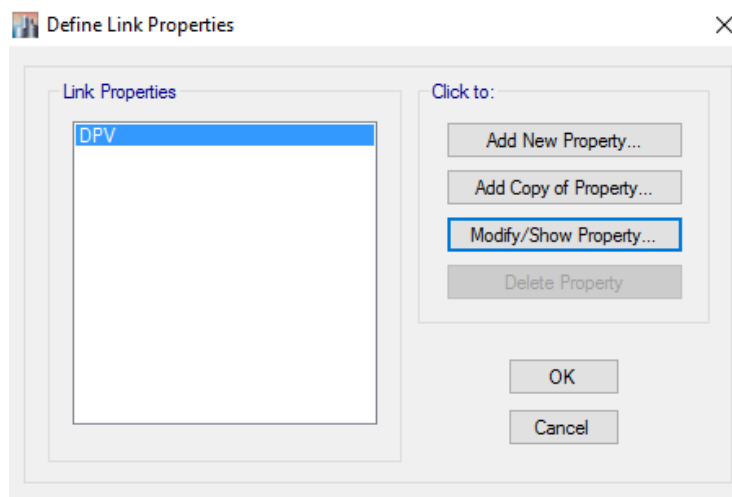


Figura 4.15 Ventana para definir o añadir links que simulan los disipadores
Fuente: Etabs 2015 versión 15.2.0. Archivo: TORRE4V6-DPH.DPV

A continuación, se definirán las propiedades como tipo de disipador *Damper – Exponential Y NonLinear* en la dirección U1 y modificar sus propiedades con *Modify/Show for U1*.

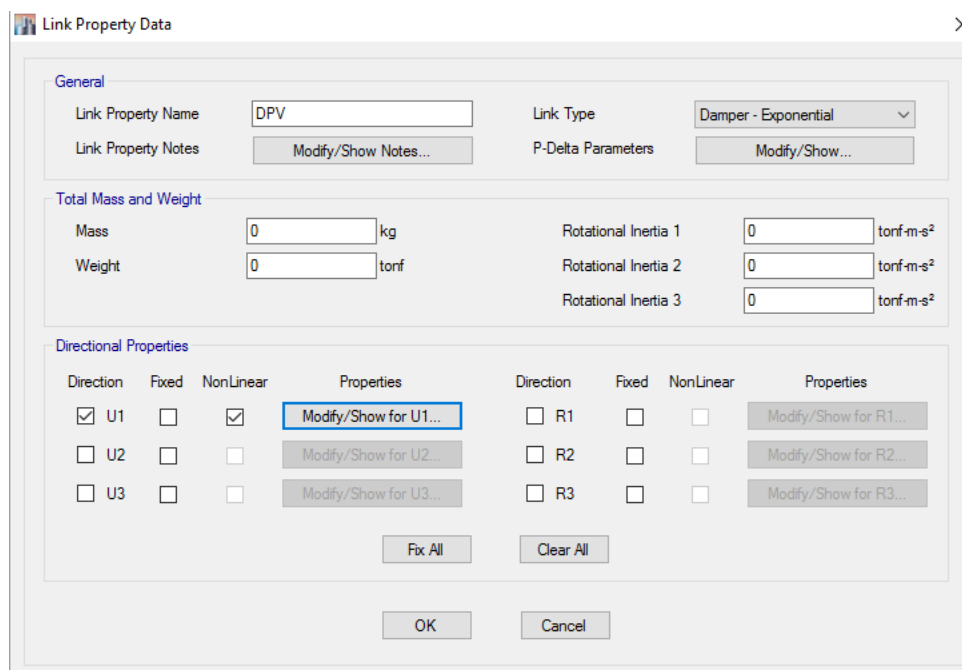


Figura 4.16 Ventana para definición de tipo de disipador y propiedades
Fuente: Etabs 2015 versión 15.2.0. Archivo: TORRE4V6-DPV.EDB

Las propiedades a ingresar en el disipador son:

- **Stiffness (Rigidez):** Rigidez de la diagonal y se calcula como EA/L , se seleccionó una diagonal semejante a los disipadores pasivos histeréticos que corresponde a un perfil tubular 100x200x4mm, cuyo valor E es igual a 20398.02 Kg/mm^2 y un área de 3136 mm^2 .
- **Damping (amortiguamiento):** constante C de amortiguamiento del dispositivo a ser empleado.
- **Damping exponent (valor α del dispositivo):** se escogió 0.5 por lo antes expuesto.

Identification	
Property Name	DPV
Direction	U1
Type	Damper - Exponential
NonLinear	Yes

Linear Properties	
Effective Stiffness	0 tonf/mm
Effective Damping	0 tonf-s/mm

Nonlinear Properties	
Stiffness	10302118 tonf/mm
Damping	1581.14 tonf*(s/mm) ^{Cexp}
Damping Exponent	0.5

Figura 4.17 Definición de parámetros de disipador viscoelástico
Fuente: Etabs 2015 versión 15.2.0. Archivo: TORRE4V6-DPV.EDB

La configuración de los disipadores se definió en base a los desplazamientos obtenidos del modelo original, restricciones en la estructura y el cambio en la excentricidad entre el centro de masa y centro de rigidez para cada planta.

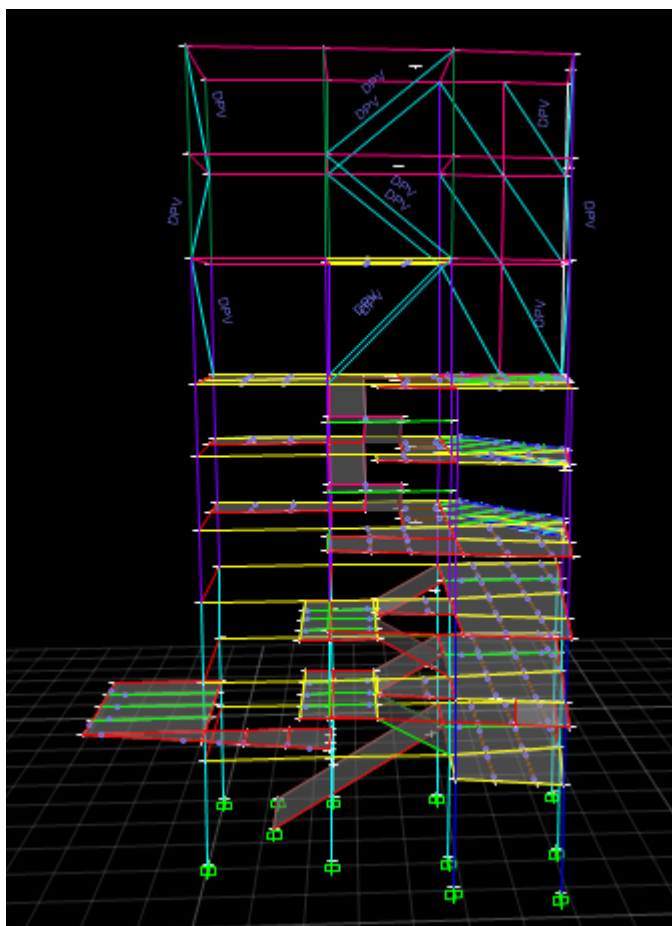


Figura 4.18 Localización de disipadores pasivos viscoelásticos DPV
Fuente: Etabs 2015 versión 15.2.0. Archivo: TORRE4V6-DPV.EDB

4.3.2.3 Resultados obtenidos con disipadores viscoelásticos

Los elementos disipadores fueron colocados en la parte superior de la estructura, piso 7, 8 y 9, por lo que se realiza la comprobación de no exceder los límites de excentricidad entre el centro de masa y centro de rigidez de estos pisos para evitar movimientos torsionales por efectos del sismo.

Tabla XLIII Coordenadas de centro de masa y centro de rigidez de la estructura con elementos disipadores pasivos viscoelásticos.

Planta	Diafragma	Coordenadas			
		Centro de Masa		Centro de Rigidez	
		X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)
P1	D1	9.1457	6.5767	6.8041	8.4881
P2	D2	9.0722	5.6407	7.156	7.8268
P3	D3	9.1978	5.5242	7.4194	7.3816
P4	D4	8.4052	5.412	7.6329	7.0904
P5	D5	8.2256	6.3159	7.6918	6.8028
P6	D6	7.6026	6.6309	7.6786	6.7169
P7	D7	7.2605	7.1885	7.6215	6.9917
P8	D8	7.8352	7.3634	7.4443	7.3612
P9	D9	8.4976	7.2429	7.1939	7.8287

Fuente: Etabs 2015 versión 15.2.0. Archivo: TORRE4V6.EDB

Con el análisis del modelo se obtienen los desplazamientos producidos por el sismo en la dirección X y en dirección Y, y se calcula el porcentaje de reducción frente al modelo original sin el método de protección sísmica.

Tabla XLIV Valores de desplazamientos con disipadores pasivos viscoso – Sismo en la dirección X

Planta	Elevación m	Modelo Original		Modelo con DPV		Porcentaje de Reducción	
		X mm	Y mm	X mm	Y mm	X mm	Y mm
P9	31.5	91.1	73	48	55.7	47.31%	23.70%
P8	27.73	76.1	61.6	45.9	54.6	39.68%	11.36%
P7	23.98	59.1	50	44.1	53.3	25.38%	-
P6	19.3	53.4	39.9	48.9	50.7	8.43%	-
P5	16.6	45	32.1	43.2	43.5	4.00%	-
P4	13.72	43.2	26	44.3	34.9	-	-
P3	10.87	31.2	21.5	32.7	27.1	-	-
P2	7.63	19	14.1	20.3	17.2	-	-
P1	4.39	6.4	6.9	7	8	-	-
BASE	0	0	0	0	0	-	-

Fuente: Etabs 2015 versión 15.2.0. Archivo: TORRE4V6-DPH.EDB

Tabla XLV Valores de desplazamientos con disipadores pasivos viscoso – Sismo en la dirección Y

Planta	Elevación	Modelo Original		Modelo con DPV		Porcentaje de Reducción	
		X	Y	X	Y	X	Y
	m	mm	mm	mm	mm	mm	mm
P9	31.5	26.5	80.7	12	45.3	54.72%	43.87%
P8	27.73	21.8	60.5	11.6	43.6	46.79%	27.93%
P7	23.98	21	43.6	11.3	41.1	46.19%	5.73%
P6	19.3	19.6	38.2	16.4	36.1	16.33%	5.50%
P5	16.6	17	31.3	14.6	30.3	14.12%	3.19%
P4	13.72	13.3	23.4	15	21.6	0.00%	7.69%
P3	10.87	10.6	16.4	10.7	12.5	0.00%	23.78%
P2	7.63	7.4	9.8	6.5	6.7	12.16%	31.63%
P1	4.39	2.8	4.4	2.3	3.2	17.86%	27.27%
BASE	0	0	0	0	0	-	-

Fuente: Etabs 2015 versión 15.2.0. Archivo: TORRE4V6-DPH.EDB

De manera similar al análisis de implementación de los disipadores histeréticos, se deberá comprobar que las secciones sean satisfactorias frente al incremento de fuerza axial generada por los dispositivos.

Planta	Columna	P (MO) tonf	P (DPV) tonf	V2 (MO) tonf	V2 (DPV) tonf	T (MO) tonf-m	T (DPV) tonf-m	M3 (MO) tonf-m	M3 (DPV) tonf-m
P9	255	0.4878	1.0629	0.5399	0.1232	0.1506	0.0203	1.1827	0.2569
P9	287	0.496	0.0692	0.3604	0.0714	0.1506	0.0203	0.7355	0.1636
P9	312	0.4536	2.4549	1.0441	0.1385	0.1506	0.0203	2.1362	0.2777
P9	313	1.5629	4.1364	0.1012	0.1886	2.1542	0.2907	0.8962	0.1435
P9	315	0.0653	0.0114	0.0289	0.0189	0.0744	0.01	0.0452	0.0301
P9	372	1.9818	0.9688	0.4971	0.086	2.1542	0.2907	1.7268	0.3651
P9	296	0.2293	0.1106	0.9629	0.1218	0.1506	0.0203	1.979	0.2449
P9	311	0.2329	0.108	0.6967	0.069	0.1506	0.0203	1.3992	0.144
P9	133	0.9961	1.7325	0.0269	0.0497	0.0744	0.01	0.0497	0.0925
P8	384	1.0841	1.187	0.5194	0.0694	0.1959	0.0252	0.9766	0.1658
P8	385	1.2784	3.09	0.2031	0.0722	0.1959	0.0252	0.4335	0.1317
P8	388	0.9012	2.2314	0.9429	0.095	0.1959	0.0252	1.7215	0.2123
P8	389	3.2643	6.8131	1.6255	0.212	2.8011	0.3602	2.0629	0.5928
P8	391	1.141	2.2406	0.028	0.0182	0.0967	0.0124	0.05	0.0341
P8	405	4.0231	1.0974	2.3506	0.2204	2.8011	0.3602	4.273	0.6342
P8	386	0.5797	7.1445	0.9088	0.0891	0.1959	0.0252	1.6475	0.1996
P8	387	0.601	2.9384	0.4836	0.0783	0.1959	0.0252	0.8893	0.1524
P7	316	1.4586	1.3561	0.0629	0.0415	0.0967	0.0124	0.1124	0.0749
P7	330	2.1193	9.8647	0.0687	0.6657	0.0967	0.552	0.11	0.5511
P7	79	1.7931	3.0456	2.4289	1.3191	1.9708	0.552	1.1586	0.4075
P7	80	2.0538	17.354	1.5357	0.4744	1.9708	0.552	0.7756	1.3966
P7	83	2.2307	14.1069	4.9696	0.9282	1.9708	0.552	7.4228	0.8212
P7	84	7.3327	2.698	2.0485	0.079	1.9708	0.0191	2.8046	0.1502

Planta	Columna	P (MO)	P (DPV)	V2 (MO)	V2 (DPV)	T (MO)	T (DPV)	M3 (MO)	M3 (DPV)
		tonf	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m	tonf-m
P7	86	3.0047	8.827	0.0765	0.5952	0.068	0.552	0.1648	0.6653
P7	108	6.1315	7.5339	1.7663	0.4695	1.9708	0.552	3.3557	1.3461
P7	81	3.4476	2.8554	4.936	1.2302	1.9708	0.552	7.2933	0.9369
P6	82	3.2916	5.6578	3.469	0.0906	1.9708	0.0191	5.7462	0.1815
P6	314	6.0642	11.5325	0.1016	2.4346	0.068	1.8376	0.2087	6.1784
P6	319	5.0759	9.9856	0.0348	2.8248	0.068	1.8376	0.129	9.094
P6	123	2.8209	16.4063	4.3066	4.9999	1.5588	1.8326	3.9858	7.4167
P6	124	12.0321	14.8534	3.1964	6.6381	1.5649	1.8376	7.4057	14.5407
P6	125	6.6428	2.7984	4.5529	1.1123	1.5649	1.8376	5.5432	4.1673
P6	137	2.3438	2.457	4.6428	1.236	1.5649	1.8376	5.4101	4.0421
P6	148	12.3902	9.2794	2.1872	3.6521	1.5649	1.8376	3.9924	8.5201
P6	121	3.8708	18.2508	4.4886	4.5438	1.6501	1.8319	3.9553	7.1812
P5	122	8.4103	9.4253	2.2737	4.525	1.5649	1.8376	4.6868	10.6076
P5	159	7.7989	14.8257	2.0233	2.3999	1.8711	2.7848	4.0637	5.3781
P5	160	8.0876	10.9575	2.1388	4.1885	1.8711	2.7848	3.8277	7.835
P5	163	8.168	20.088	8.2558	6.6151	1.8694	2.7859	7.4124	5.4518
P5	164	15.5222	17.6039	2.2477	2.6616	1.8643	2.756	4.2354	7.1366
P5	165	13.3318	7.6065	2.6512	3.6619	1.8711	2.7848	4.7429	6.8679
P5	177	5.4256	7.6221	1.8421	2.8992	1.8711	2.7848	4.5151	6.5339
P5	188	18.3163	10.304	1.7154	2.1736	1.8609	2.7375	3.506	4.9612
P5	161	11.2935	21.8332	7.5281	5.7395	1.8808	2.7665	6.3779	6.7506
P5	162	12.6535	10.4263	2.9244	5.4266	1.8711	2.7848	5.0039	9.8203
P5	274	0.1259	0.1294	0.1763	0.1504	0.1491	0.2968	0.0244	0.0286

Planta	Columna	P (MO)	P (DPV)	V2 (MO)	V2 (DPV)	T (MO)	T (DPV)	M3 (MO)	M3 (DPV)
		tonf	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m	tonf-m
P5	275	0.0765	0.1053	0.1752	0.1895	0.1524	0.3028	0.0241	0.0177
P5	26	0.1796	0.1266	0.2427	0.463	0.1722	0.3425	0.0269	0.0515
P5	54	0.0076	0.0133	0.3162	0.4619	0.1746	0.3469	0.0378	0.0571
P5	100	0.0079	0.0071	0.325	0.4987	0.1701	0.3382	0.0352	0.0544
P4	102	0.0285	0.0334	0.3796	0.4614	0.1687	0.3359	0.0471	0.0594
P4	199	10.486	19.0447	4.6807	4.9747	2.079	3.119	4.19	4.5174
P4	200	11.4139	12.8119	3.9577	5.8448	2.079	3.119	2.5417	3.7519
P4	203	13.8203	20.0528	7.5848	7.5633	2.079	3.119	7.6764	7.5626
P4	204	19.3968	21.1881	4.4526	6.0415	2.0706	3.0854	3.2343	4.9492
P4	205	20.0051	13.3486	7.3408	6.6912	2.079	3.119	8.0416	7.7653
P4	217	9.3969	14.115	5.7468	5.2104	2.079	3.119	5.5834	5.4788
P4	228	26.6493	17.4267	4.5652	4.942	2.0673	3.0665	3.9781	4.303
P4	201	18.6709	27.9816	4.2006	4.5067	2.079	3.119	5.9114	5.8169
P4	219	0.0067	0.0082	0.3548	0.6094	0.1986	0.4019	0.0385	0.0665
P3	232	0.0278	0.042	0.3564	0.5583	0.1969	0.3992	0.0449	0.0722
P3	239	12.3942	22.5237	2.2672	2.4234	2.4811	3.4541	4.1666	3.7955
P3	240	14.3499	15.1812	2.2452	2.4075	2.4811	3.4541	4.1297	3.7703
P3	243	14.4647	19.8204	2.4542	2.5756	2.4811	3.4541	2.2865	3.228
P3	244	33.2528	38.1111	0.8386	1.3502	2.4811	3.4541	2.5736	2.7514
P3	245	26.9769	20.0907	0.7046	1.295	3.2981	4.5915	2.037	2.1049
P3	246	3.6015	3.4703	2.8843	3.8831	2.4811	3.4541	2.8623	3.7949
P3	257	12.3817	19.7866	2.2886	2.1139	3.2981	4.5915	2.2089	2.9628
P3	268	32.1581	23.2106	0.9534	1.2422	2.4811	3.4541	2.5874	3.6876

Planta	Columna	P (MO)	P (DPV)	V2 (MO)	V2 (DPV)	T (MO)	T (DPV)	M3 (MO)	M3 (DPV)
		tonf	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m	tonf-m
P3	241	18.9259	28.2216	19.9554	19.0105	2.5692	3.219	2.0591	3.068
P2	242	15.5879	11.6032	5.1645	6.2055	2.7429	3.6533	3.9565	5
P2	279	13.5445	25.1137	3.7164	5.8967	2.3916	3.2135	1.9027	2.0246
P2	280	16.8566	17.4295	3.7548	5.9748	2.3402	3.1096	1.9164	2.0385
P2	283	26.8718	32.3131	2.8208	2.6331	2.3229	3.0762	1.5045	2.202
P2	284	48.9409	54.9901	3.2578	5.342	2.3229	3.0762	0.9233	1.125
P2	285	31.1521	24.7525	0.4707	0.7182	3.0878	4.0891	0.6418	1.0077
P2	286	6.9241	6.7316	1.9448	2.6864	2.3229	3.0762	2.6458	3.7205
P2	297	14.9729	24.7359	2.8283	2.873	3.0878	4.0891	1.3879	1.8163
P2	281	31.6468	41.8105	20.3914	19.6255	2.4578	3.0543	6.727	6.7065
P1	282	20.5597	22.2496	5.8094	8.7502	2.455	3.3235	8.0261	12.2336
P1	2	14.9144	28.2291	3.723	3.6601	1.5701	1.8271	2.7331	5.0911
P1	3	20.2886	21.3279	3.7306	3.6706	1.5701	1.8271	2.7229	5.0427
P1	6	55.5664	57.0386	1.9714	3.4786	1.5701	1.8271	4.324	6.3216
P1	7	75.8578	94.6132	2.1091	2.2884	1.5701	1.8271	5.3506	6.9919
P1	8	34.9781	29.2551	1.9865	2.2171	2.0871	2.4288	0.9295	0.9559
P1	10	9.5803	9.4599	1.9922	2.5031	1.5701	1.8271	5.2797	8.0027
P1	42	16.1987	26.8584	2.5494	3.7469	2.0871	2.4288	3.5533	4.5857
P1	63	40.2254	31.6881	1.2548	2.5756	1.5701	1.8271	4.2623	6.284
P1	4	40.679	50.7056	2.3891	3.8238	1.5701	1.8271	3.3621	5.9187
P1	30	25.2871	32.8567	4.7818	7.1508	1.6456	1.9266	9.4878	14.5392

Tabla XLVI Valores de Fuerza axial, fuerza cortante, torsión y momento en la estructura original y estructura con disipadores viscoelásticos – Sismo en la dirección X

Fuente: Etabs 2015 versión 15.2.0. Archivo: TORRE4V6-DPV.EDB

Las columnas marcadas representan el mayor incremento de la fuerza axial en los elementos, aquellas columnas que deberán ser revisadas en cuanto a su capacidad y su carga última según lo establecido por el código AISC 360-05 mediante el procedimiento mostrado anteriormente. Se obtiene:

Tabla XLVII Comprobación de capacidad portante de columnas de la estructura con disipadores viscoelásticos

Columna P7-80			Columna P1-7		
Solicitaciones del elemento					
Pu	17.354	ton	Pu	94.6132	ton
Mux	2.9283	ton-m	Mux	6.9919	ton-m
Muy	2.999	ton-m	Muy	13.7898	ton-m
Propiedades Geométricas					
L	4680	mm	L	4390	mm
h	400	mm	h	450	mm
b	400	mm	b	400	mm
Fy	35.1632	kg/mm ²	Fy	35.1632	kg/mm ²
Fc	2.813056	kg/mm ²	Fc	2.813056	kg/mm ²
Es	20389.02	kg/mm ²	Es	20389.02	kg/mm ²
Is	1844224	mm ⁴	Is	421611872	mm ⁴
Ec	2154.29	kg/mm ²	Ec	2154.29	kg/mm ²
Ic	1811939328	mm ⁴	Ic	2615888128	mm ⁴
As	12544	mm ²	As	13344	mm ²
Ac	147456	mm ²	Ac	166656	mm ²
Resultados					
C3	0.7568		C3	0.7483	
C2	0.85		C2	0.85	
Eleff	2.99173E+12		Eleff	1.2813E+13	
Po	793.6688685	ton	Po	867.7085024	ton
Pe	1346.758145	ton	Pe	6555.137378	ton
0.44Po	349.2143021		0.44Po	381.7917411	
Pe>0.44Po	OK		Pe>0.44Po	OK	
Pn	620.1783278	ton	Pn	820.9416252	ton
φPn	465.1337458	ton	φPn	615.7062189	ton
Pu/φPn	0.037309699		Pu/φPn	0.153666143	
Mnx	64.84881736	ton-m	Mnx	14825.22258	ton-m
Mny	64.84881736	ton-m	Mny	12382.05531	ton-m
φbMnx	58.36393562	ton-m	φbMnx	13342.70032	ton-m
φbMny	58.36393562	ton-m	φbMny	11143.84978	ton-m
Carga Axial Pequeña			Carga Axial Pequeña		
a	0.115548716	OK	a	0.059386264	OK

Fuente: Autores

Siendo a el valor de $\frac{Pu}{\phi P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right)$ que se comprueba que para ambos casos es menor a 1, es decir las columnas son capaces de soportar la flexocompresión que se ejerce en ellas frente a la carga sísmica.

CAPÍTULO 5

5. DISCUSIÓN DE ALTERNATIVAS DE PROTECCIÓN SÍSMICA PLANTEADAS Y SELECCIÓN DE MÉTODO

En el siguiente capítulo se realizará la comparación de los métodos planteados según los resultados obtenidos de los modelos generados mediante el software ETABS v2015, las ventajas de cada método, así como las restricciones que se presentan para cada uno de ellos. Finalmente se seleccionará un método de protección sísmica para la estructura en cuestión mediante el análisis multicriterio “método del scoring” el cual permitirá evaluar las propuestas según la ponderación que se considere adecuada para cada criterio de selección.

5.1. Análisis comparativo entre métodos planteados.

Para evaluar el desempeño estructural de los métodos planteados se realiza la comparación de los resultados obtenidos en el capítulo 4, los desplazamientos generados por los sismos tanto en la dirección X como en la dirección Y según los valores obtenidos por cada modelo.

En cada uno de los métodos se obtuvo una disminución en los desplazamientos máximos y las distorsiones máximas de los pisos superiores, sin embargo, se obtuvo un aumento en los pisos inferiores de la estructura. Se calculó el porcentaje

de reducción de desplazamientos debido al sismo tanto en X como en Y, los cuales se muestran en las tablas XLV y XLVI.

De igual manera se obtuvieron los valores de las derivas generadas en cada entepiso y se realiza la comparación de las alternativas planteadas, tomando en cuenta que la norma NEC-2015 estipula un valor determinado para la deriva máxima como fue explicado en el capítulo 3.

Tabla XLVIII Comparación de porcentajes de reducción de desplazamientos con métodos planteados – Sismo en X

Planta	Elevación (m)	Modelo Original		ASB		DPH		DPV	
				Porcentaje de reducción					
		X mm	Y mm	X %	Y %	X %	Y %	X %	Y %
P9	31.5	91.1	73	56.97%	35.21%	43.80%	20.14%	47.31%	23.70%
P8	27.73	76.1	61.6	50.72%	24.03%	34.69%	6.66%	39.68%	11.36%
P7	23.98	59.1	50	39.76%	7.60%	19.46%	-	25.38%	-
P6	19.3	53.4	39.9	28.28%	-	-	-	8.43%	-
P5	16.6	45	32.1	17.33%	-	-	-	4.00%	-
P4	13.72	43.2	26	5.56%	-	-	-	-	-
P3	10.87	31.2	21.5	-	-	-	-	-	-
P2	7.63	19	14.1	-	-	-	-	-	-
P1	4.39	6.4	6.9	-	-	-	-	-	-
BASE	0	0	0	-	-	-	-	-	-

Fuente: Autores

Tabla XLIX Comparación de derivas máximas de entrepiso según métodos planteados – Sismo en X

Planta	Elevación (m)	Modelo Original		ASB		DPH		DPV	
				Derivas máximas de entrepiso					
		X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
P9	31.5	0.004	0.004	0,000405	0,000453	0.005033	0.004513	0.000693	0.000731
P8	27.73	0.005	0.004	0,000474	0,00058	0.005053	0.004542	0.00081	0.000827
P7	23.98	0.004	0.003	0,000435	0,000391	0.003682	0.003025	0.001094	0.00096
P6	19.3	0.004	0.002	0,000373	0,000282	0.002014	0.001992	0.002306	0.002091
P5	16.6	0.004	0.002	0,000406	0,00037	0.002847	0.002903	0.003345	0.00314
P4	13.72	0.004	0.002	0,000508	0,000403	0.003897	0.003382	0.004129	0.003576
P3	10.87	0.004	0.002	0,00049	0,000369	0.003861	0.003471	0.003849	0.003138
P2	7.63	0.003	0.002	0,000411	0,000402	0.00299	0.002977	0.002681	0.00284
P1	4.39	0.001	0.002	0,000467	0,003568	0.001921	0.001921	0.001594	0.001833
BASE	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Fuente: Autores

Tabla L Comparación de porcentajes de reducción de desplazamientos con métodos planteados – Sismo en Y

Planta	Elevación (m)	Modelo Original		ASB		DPH		DPV	
				Porcentaje de reducción					
		X mm	Y mm	X %	Y %	X %	Y %	X %	Y %
P9	31.5	91.1	73	67.51%	42.47%	58.49%	19.70%	54.72%	43.87%
P8	27.73	76.1	61.6	62.81%	32.79%	48.17%	8.76%	46.79%	27.93%
P7	23.98	59.1	50	54.48%	18.40%	44.29%	0.00%	46.19%	5.73%
P6	19.3	53.4	39.9	39.89%		40.31%	2.09%	16.33%	5.50%
P5	16.6	45	32.1	30.44%		40.00%	1.28%	14.12%	3.19%
P4	13.72	43.2	26	14.58%		41.35%	2.14%	0.00%	7.69%
P3	10.87	31.2	21.5			45.28%	4.88%	0.00%	23.78%
P2	7.63	19	14.1			58.11%	5.10%	12.16%	31.63%
P1	4.39	6.4	6.9			57.14%	6.82%	17.86%	27.27%
BASE	0	0	0						

Fuente: Autores

Tabla LI Comparación de derivas máximas de entrepiso según métodos planteados – Sismo en Y

Planta	Elevación (m)	Modelo Original		ASB		DPH		DPV	
				Derivas máximas de entrepiso					
		X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
P9	31.5	0.001	0.006	0,000295	0,00043	0.000993	0.002864	0.00041	0.000804
P8	27.73	0.002	0.007	0,000345	0,000559	0.001019	0.003559	0.000426	0.001031
P7	23.98	0.001	0.001	0,000309	0,000394	0.00084	0.002526	0.000398	0.001339
P6	19.3	0.001	0.001	0,000283	0,000329	0.000602	0.00195	0.000792	0.002205
P5	16.6	0.002	0.002	0,000317	0,000383	0.000936	0.002582	0.001098	0.003059
P4	13.72	0.002	0.002	0,000439	0,00043	0.000952	0.002751	0.00166	0.003278
P3	10.87	0.001	0.001	0,000443	0,000385	0.000923	0.001799	0.001411	0.001971
P2	7.63	0.001	0.001	0,000373	0,000401	0.000734	0.00153	0.00086	0.00116
P1	4.39	0.001	0.001	0,000468	0,003913	0.000273	0.000897	0.000521	0.000729
BASE	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Fuente: Autores

De la tabla XLVIII se observa que el máximo porcentaje de reducción de desplazamientos por efectos del sismo en la dirección X se obtiene con el método de aislamiento sísmico basal con un 56.97%, de igual forma, se obtiene un alto porcentaje para los métodos de disipación pasiva.

En el caso del sismo en la dirección Y se observa el correcto desempeño de los disipadores pasivos, tanto hysteréticos como viscoelásticos, altos porcentajes de reducción de los desplazamientos generados, frente al modelo original y en la mayoría de pisos, sin embargo, el uso de los disipadores hysteréticos presenta mayores porcentajes de reducción debido a que estos dispositivos se comportan mejor en estructuras flexibles, mientras que los disipadores viscoelásticos en estructuras más rígidas.

Se advierte que este comportamiento presentado frente al sismo en Y depende en gran parte en la disposición de los mismos, las riostras deberán ser colocadas en la estructura de manera que se obtenga la mayor eficiencia de los métodos, como se obtuvo para la dirección Y.

En las tablas L y LI se detallan los valores de las derivas de entre piso, pese al aumento del valor de las derivas en los entrepisos inferiores por efectos de los métodos de protección sísmica planteados, se observa que los valores cumplen con el valor máximo permitido según la NEC en su Capítulo "Peligro Sísmico", valor detallado en la sección 3.3.4 del presente trabajo.

5.2. Ventajas

5.2.1. Ventajas Disipadores de aislamiento sísmico basal

Como ventaja principal para este tipo de sistemas se puede indicar la modificación del periodo de la estructura de tal manera que experimente valores de aceleraciones espectrales menores a las que experimentaría la estructura empotrada.

Esto resulta en una reducción de esfuerzos en los elementos estructurales de tal manera que no estén sujetos a efectos contraproducentes en su desempeño, por otro lado, el sistema de aislación es el que tomaría la mayor parte de energía proveniente del sismo y el primer mecanismo en disiparlo hacia la cimentación y posteriormente al terreno de fundación.

Para determinar la efectividad del sistema de aislación se debe garantizar la menor magnitud de cortante basal en los entresijos, puesto que esto aminora los esfuerzos en los elementos estructurales, consecuentemente implica reducción en los valores de los diagramas de momentos y diagrama de cortante de cada elemento. Esto se cumplió en el diseño del aislador elastomérico, puesto que presenta valores de cortante basal de entresijo bajos.

El diseño del aislador estuvo sujeto a resistir cargas máximas y mínimas verticales, logrando así una capacidad para soportar cargas de servicio durante su vida útil, de tal manera que se eviten las vibraciones en la estructura.

Cuando se tienen estructuras muy altas con elementos muy esbeltos, el aislador sísmico de base es la primera opción puesto que proporciona un periodo a la edificación mucho mayor al obtenido si estuviera empotrado, tal es el caso del edificio de Oakland City Hall en California, cuya construcción de 18 pisos se encuentra aislada mediante estos dispositivos.

Su fácil instalación hace de este sistema un ahorro significativo en lo que respecta a mano de obra y materiales, cada aislador posee placas de anclaje que son las que permiten la conexión entre la subestructura y la superestructura. La instalación de estos dispositivos debe ir de la mano con un buen trabajo de topografía y altimetría para corroborar los niveles y coordenadas requeridas para el ensamblaje correcto de estos artefactos.

Si existiera un desnivel exagerado se producirían cargas excéntricas sobre el aislador, lo que impediría su buen desempeño y rápido deterioro.

Respecto al análisis de los desplazamientos obtenidos, se lograron porcentajes de reducción del orden de 67% para un sismo en dirección Y comparado a los desplazamientos obtenidos por el modelo original, resaltando la efectividad del sistema de aislación.

5.2.2. Ventajas disipadores pasivos histeréticos

Las riostras colocadas en la estructura como disipadores de energía lograron controlar las derivas, proporcionar rigidez adicional al sistema y mejorar el desempeño estructural, con lo que se otorga una protección adicional a la estructura, además son capaces de soportar ciclos de carga reversibles de tracción y compresión sin perder rigidez ni resistencia.

Se reportaron reducciones de hasta del 58.49 % en desplazamientos, lo que sugiere una protección controlada de la estructura principal, esto se atribuye básicamente al aumento de rigidez del sistema dado por las riostras modeladas.

El uso de estos disipadores histeréticos metálicos logrará también evitar pequeñas e incómodas vibraciones ocasionadas por vientos o el paso continuo de personas que asistan a los eventos deportivos, de manera que no afecten el confort de los usuarios.

El modelamiento de estos elementos es simple con la ayuda de algún software, para este caso se empleó el software de ETABS para análisis estructural de sistemas en tres dimensiones.

Los dispositivos son de fácil manejo y puesto en obra, sus materiales que en su mayor parte corresponde al acero A36 son accesibles para nuestra región.

El precio de cada dispositivo es en función a su diseño estructural, esto le da cierta flexibilidad al analista y diseñador para definir la mejor opción en cuanto a la economía y alto desempeño estructural.

Las riostras disipan parte o totalidad de la energía impuesta por el sismo lo que localiza el daño estructural en ellas y disminuye las reparaciones post-sismo sin afectar el funcionamiento continuo de la edificación y con ello las pérdidas económicas que se puedan presentar.

Este mecanismo requiere poco mantenimiento y posee una alta resistencia a factores ambientales y variaciones de temperatura dentro de los rangos de operación usuales.

5.2.3. Ventajas disipadores pasivos viscoelásticos

Mediante la implementación de los disipadores pasivos viscoelásticos se reportó una reducción máxima del 54.72% en los desplazamientos por efectos del sismo.

La instalación de estos dispositivos se realiza de varias maneras, ya sea colocando los amortiguadores horizontalmente, como una diagonal inclinada o en la base del edificio trabajando en conjunto con el sistema de aislamiento basal, esto proporciona al diseñador y analista libertad en cuanto a la disposición de los mismos de manera que no interfieran en la estética de la edificación y no bloquee los accesos a esta, particularidad importante para la estructura en cuestión.

Los disipadores modifican la propiedad dinámica de amortiguamiento del sistema estructural, de modo que las vibraciones inducidas por la excitación son absorbidas por estos dispositivos.

El modelamiento de estos dispositivos es sencillo y se logra mediante software ETABS v2015, que permite ingresar factores que detallen las propiedades de los amortiguadores según la elección de los mismo.

Son de fácil colocación y puesta en obra al igual que los disipadores pasivos histeréticos antes mencionados.

5.3. Restricciones

5.3.1. Restricciones en el análisis de implementación del método de aislamiento sísmico de base.

En cuanto a restricciones técnicas se presentaron los siguientes puntos:

- 1.- Desplazamiento máximo de 350mm en direcciones X e Y, debido a que dicha medida corresponde a la junta de construcción respecto a las otras edificaciones.
- 2.- Al tener elementos esbeltos en los últimos 3 pisos se debe evitar el efecto de golpeteo e impedir que los elementos estructurales colapsen, lo que reduce aún más las derivas en los pisos superiores, tratando de ser menores a 0,012.

En cuanto a restricciones económicas se presentaron los siguientes puntos:

- 1.- El costo del proyecto de aislación junto con la estructura de la torre 4 no deben exceder el presupuesto de la torre más cara del Estadio Capwell.
- 2.- Realizar el diseño de un aislador de alto amortiguamiento y observar su desempeño sin tomar en cuenta núcleos de plomo.

En cuanto a restricciones ambientales se presentaron los siguientes puntos:

- 1.- Evitar el uso de plomo en los aisladores puesto que es un elemento contaminante y de difícil tratamiento si afecta al medio circundante.
- 2.- Emplear alternativas que generen el menor impacto ambiental en sus procesos de fabricación, instalación, funcionamiento y reemplazo en caso de ser necesario.

5.3.2. Restricciones en el análisis de implementación de disipadores pasivos histeréticos.

En cuanto a restricciones técnicas se presentaron los siguientes puntos:

- 1.- Evitar el uso de conexiones soldadas, puesto que son elementos metálicos se debe emplear algún mecanismo de conexión diferente al uso de soldaduras.

2.- Evitar el pandeo flexionante en el elemento a usarse como disipador histerético, se debe garantizar que sea una sección compacta y no esbelta, además de corroborar que la carga axial transmitida a las columnas esté dentro de la capacidad de este último elemento estructural.

3.- Se debe respetar el diseño arquitectónico ante cualquier circunstancia, por lo tanto, se restringirá la colocación de cualquier sistema pasivo como diagonales que afecten la visibilidad del campo de juego y del interior del Estadio.

En cuanto a restricciones económicas se presentaron los siguientes puntos:

1.- El costo del sistema de disipadores pasivos histeréticos junto con la estructura de la torre 4 no deben exceder el presupuesto de la torre más cara del Estadio Capwell.

2.- Utilizar el mismo material que predomina en los elementos principales de la estructura metálica torre 4 con el objetivo de mantener los mismos costos para los elementos.

5.3.3. Restricciones en el análisis de implementación de disipadores pasivos viscoelásticos.

En cuanto a restricciones ambientales se presentaron los siguientes puntos:

1.- Emplear fluidos viscoelásticos que generen el menor impacto ambiental en sus procesos de instalación, funcionamiento y reemplazo en caso de ser necesario.

En cuanto a restricciones económicas se presentaron los siguientes puntos:

1.- El costo del sistema de disipadores pasivos viscoelásticos junto con la estructura de la torre 4 no deben exceder el presupuesto de la torre más cara del Estadio Capwell.

En cuanto a restricciones técnicas se presentaron los siguientes puntos:

1.- Se debe considerar de manera específica la ubicación de este tipo de disipadores, puesto que al estar compuesto de caucho estos se ven muy afectados a los cambios térmicos y su comportamiento es diferente según la temperatura en que se encuentra operando, creando o no inestabilidad en el pórtico estructural.

5.3.4. Restricciones en el análisis de implementación de sistemas activos.

Básicamente los sistemas activos requieren de una fuente de energía para funcionar ante la presencia de un sismo o simplemente de vibraciones, son recomendadas para edificaciones que alberguen gran cantidad de espectadores, sin embargo, es un sistema muy costoso que requiere de la instalación de sensores en distintas ubicaciones las cuales comenzarán a actuar cuando el sistema registre una actividad exagerada de vibración.

Se tiene una restricción económica para optar por este sistema, también se debe destacar que las fuentes de energía no son continuas por la zona de estudio, regularmente realizan cortes eléctricos para mantenimiento, por lo tanto, no se puede garantizar el correcto uso de este sistema.

Otro tipo de restricción implica el uso de softwares que aún no poseen la habilidad para simular el desempeño de una estructura en conjunto con un sistema activo de disipación.

5.3.5. Restricciones en el análisis de implementación de muro de corte.

Las edificaciones altas de muros estructurales presentan deformaciones excesivas debido a su flexibilidad y al comportamiento dominado generalmente por flexión, existe la restricción técnica de que el centro de masa de la estructura debe coincidir con el centro de gravedad, con esto se asegura que la edificación no presentará problemas de torsión.

El costo de las cimentaciones para edificaciones altas de sistemas de muros portantes puede resultar elevado en muchos casos. Opción que deberá ser descartada debido a que la cimentación ya está construida y además se cuenta con la restricción de que no se debe exceder el presupuesto de la torre más cara del Estadio Capwell.

Una restricción del tipo técnica también corresponde a que se deben respetar los diseños arquitectónicos, al ser una estructura que poseerá suites debe asegurar una

buena visibilidad hacia el campo de juego y el interior del Estadio, por lo tanto, se limitaría la ubicación de muros en zonas que no garantizan la rigidez equitativa en todos los pisos de la edificación, generando un problema más para su diseño.

5.4. Análisis multicriterio – método del scoring

Con el fin de seleccionar el método que resulte idóneo para la estructura en cuestión, y según los resultados obtenidos en base a los modelos generados, ventajas y restricciones para cada sistema, se implementa el método del scoring que permite identificar la alternativa preferente en base a multicriterios planteados para la discusión.

Los criterios de selección se muestran en la tabla LIII y se asigna una ponderación w_i para cada uno de ellos mediante una escala de 5 puntos siendo 1 muy poco importante y 5 altamente importante.

De acuerdo al grado de satisfacción que logre cumplir cada uno de los métodos planteados según el criterio analizado, se establece una calificación r_i empleando una escala de 9 puntos, siendo 1 el incumplimiento absoluto del criterio y 9 el cumplimiento del mismo, valores en el rango del 1 al 9 se aceptan para denotación del cumplimiento parcial del criterio analizado.

Se calcula el puntaje S para cada método mediante:

$$S = \sum w_i * r_i$$

La alternativa con el puntaje más alto representa la alternativa que será seleccionada.

Mediante la matriz de scoring dispuesta en los anexos, se evaluaron los tres métodos planteados, la ponderación numérica fue realizada subjetivamente luego de un análisis comparativo entre los métodos. Bajo las calificaciones realizadas, se determina que en aspecto global, con todos los parámetros estudiados como un conjunto, el sistema de disipación de energía sísmica más óptimo es el uso de los disipadores pasivos histeréticos según el puntaje que se obtuvo con el análisis multicriterio. Ver Anexo 2

CAPÍTULO 6

6. ALTERNATIVA DE PROTECCIÓN SÍSMICA SELECCIONADA

En el capítulo 4 se estudió el desempeño de tres métodos de protección sísmo resistente para la estructura en cuestión y se continuó con la elección de uno de ellos para establecer como propuesta final para el desarrollo del presente trabajo mediante el capítulo 5.

El método de disipación de energía sísmica seleccionado corresponde a los disipadores pasivos histeréticos por su versatilidad, beneficios y acoplamiento con las condiciones de nuestro país.

6.1. Detalles técnicos

La configuración en la estructura de los dispositivos se dispuso de forma que no se comprometa de manera significativa el aspecto arquitectónico de la torre, se conectan directamente las riostras de pandeo restringido a las columnas del piso inferior con las vigas del piso superior de manera que se logre controlar el desplazamiento relativo del entrepiso, este tipo de conexión es la más utilizada ya que presenta la mayor eficiencia y control de la respuesta estructural. La conexión

propuesta es de placas empernadas, las cuales deberán permanecer rígidas y elásticas.

Los esfuerzos estructurales producidos por mecanismos de flexión, cortante, torsión o fuerza axial producen la fluencia del metal y con ello la disipación de energía, las riostras de pandeo restringido deberán ser seleccionadas y sus conexiones diseñadas de manera que logre soportar los esfuerzos inducidos al mecanismo, se pueden llegar a diseñar dispositivos en una variedad de formas y configuraciones.

A continuación se propone un tipo de disipador por fluencia y detalle de conexión a las vigas y columnas. Se debe considerar que el diseño deberá ser ensayado y estudiado previo a su diseño y aceptación final.

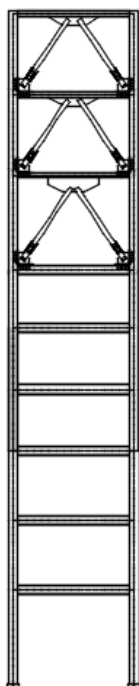


Figura 6.1 Detalle de colocación de disipadores pasivos histeréticos

Fuente: Autores

6.2. Diseño del sistema disipador pasivo histerético

La norma "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings" del American Institute of Steel Construction, ANSI/AISC 341-10, detalla requerimientos para el diseño de riostras tipo V invertida que deberá cumplir su diseño de manera que se logre la mayor productividad y seguridad del método.

Las vigas de tipo en V invertida y de tipo V serán conexiones empernadas lejos de la conexión viga-columna y deberá satisfacer con los siguientes requisitos:

- La fuerza requerida se determina en base a las combinaciones de carga según el código de construcción con el supuesto de que las riostras no aportan resistencia de cargas muertas y cargas vivas. y en base a las combinaciones de carga que incluyen los efectos de las cargas impuestas por el sismo.

- La resistencia nominal de las riostras en tensión, se entenderá que será la menor de los siguientes:
 - (A) El límite de elasticidad esperada de la abrazadera de la tensión, $\phi F_y A_g$

 - (B) El efecto de carga en base a la carga sísmica amplificada

 - (C) La fuerza máxima que puede ser desarrollada por el sistema

- Las fuerzas de compresión en los apoyos se supone que son iguales a $0.3P_n$.

Del modelo, y combinaciones más críticas, incluyendo la envolvente de las combinaciones y primeros dos modos de vibración de la estructura se obtienen:

Tabla LII Tabla de solicitación de elementos para el diseño

Solicitación elementos			
Tu	(1.4D)	1.0581	ton
	(1.2D+1.6L)	1.1108	ton
	ENV	10.2478	ton
	SPC X	7.3044	ton
	SPC Y	6.5760	ton
	MODAL 1	19.9811	ton
	MODAL 2	40.4894	ton
	Tu MAX	40.4894	ton

Fuente: Autores

De manera que se empleará para el diseño la siguiente carga última definida por el modo 2 de vibración de la estructura.

6.2.1. Elementos a tensión

6.2.1.1 Estados límites de fluencia y fractura

Las conexiones para los elementos que conforman los dispositivos disipadores se diseñan en base a dos estados límites, fluencia y fractura, cuya resistencia nominal varía de acuerdo a las propiedades geométricas de las conexiones y factor ϕ_t de acuerdo al estado que se evalúe.

La AISC define la resistencia nominal se define como:

Fluencia: $T_n = F_y \cdot A_g$

Fractura: $T_n = F_u \cdot A_e$

Donde:

T_n = Resistencia nominal a la tensión

F_y = Esfuerzo de Fluencia

F_u = Resistencia mínima a la tensión (Esfuerzo Último)

A_g = Área total o gruesa

A_e = Área neta efectiva

$A_e = U \cdot A_n$

A_n = Área neta

U = coeficiente de reducción (factor de eficiencia)

El área neta según el número de pernos, diámetro, distancia de separación entre pernos y espesor t de las placas, se define como:

$$A_n = \left[W_g - n(d + c) + \sum \frac{s^2}{4g} \right] * t$$

Donde:

g = espaciamiento transversal (gramil) de los pernos.

s = espaciamiento longitudinal (paso) entre 2 pernos cualesquiera.

El valor U, factor de rezago de cortante se extrae de la Tabla D3.1 de la AISC, dicho valor considera que hay una zona de transición en la cual los esfuerzos no se distribuyen uniformemente, puesto que en las zonas cercanas a los orificios de los pernos se encuentra la concentración de esfuerzo que disminuye a medida que se aleja de esta zona.

El material de los elementos que conforman el dissipador es el acero tipo ASTM-36, que ofrece uno de los mejores comportamientos en cuanto a la estabilidad de sus propiedades mecánicas y principalmente su punto de fluencia, lo que es un aspecto muy importante dentro del proyecto de estructuras con dispositivos de tipo histerético por deformación. (Oviedo & Duque , 2006)


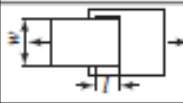

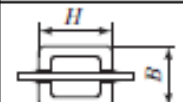
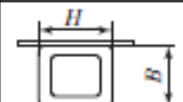
Tabla LIII Propiedades del acero A36 para diseño de conexiones y elemento

Acero A36		
Fy	25.31	kg/mm ²
Fu	40.78	kg/mm ²
E	20389.02	kg/mm ²

Fuente: Autores

Tabla LIV Valores de factor de rezago de cortante para cálculo de área neta

TABLA 3.2 Factores de retraso de cortante para los conectores de los miembros a tensión.

Caso	Descripción del elemento	Factor de retraso de cortante, U	Ejemplo
1	Todos los miembros a tensión donde la carga de tensión se transmite directamente a cada uno de los elementos de la sección transversal mediante sujetadores o soldadura (excepto en los Casos 4, 5 y 6).	$U = 1.0$	—
2	Todos los miembros a tensión, excepto placas y HSS, donde la carga de tensión se transmite a algunos pero no a todos los elementos de la sección transversal mediante sujetadores o soldadura longitudinal en combinación con soldadura transversal. (En forma alterna, para W, M, S y HP, puede usarse el Caso 7. Para los ángulos, puede usarse el Caso 8.)	$U = 1 - \bar{x}/l$	
3	Todos los miembros a tensión donde la carga de tensión se transmite solamente por la soldadura transversal a algunos pero no a todos los elementos de la sección transversal.	$U = 1.0$ y $A_n = \text{área de los elementos directamente conectados}$	—
4	Placas donde la carga de tensión se transmite solamente por soldadura longitudinal.	$l \geq 2w \dots U = 1.0$ $2w > l \geq 1.5w \dots U = 0.87$ $1.5w > l \geq w \dots U = 0.75$	
5	HSS redonda con una placa de empalme concéntrica individual.	$l \geq 1.3D \dots U = 1.0$ $D \leq l < 1.3D \dots U = 1 - \bar{x}/l$ $\bar{x} = D/\pi$	
6	HSS rectangular		
	con una placa de empalme concéntrica individual	$l \geq H \dots U = 1 - \bar{x}/l$ $\bar{x} = \frac{B^2 + 2BH}{4(B + H)}$	
	con dos placas de empalme laterales	$l \geq H \dots U = 1 - \bar{x}/l$ $\bar{x} = \frac{B^2}{4(B + H)}$	
7	Perfiles W, M, S o HP o tes cortadas de estos perfiles. (Si U se calcula según el Caso 2, se permite usar el valor mayor.)	con el patín conectado con 3 o más sujetadores por línea en la dirección de la carga	$b_f \geq 2/3d \dots U = 0.90$ $b_f < 2/3d \dots U = 0.85$
		con el alma conectada con 4 o más sujetadores por línea en la dirección de la carga	$U = 0.70$
8	Ángulos individuales y dobles (si U se calcula según el Caso 2, se permite usar el valor mayor).	con 4 o más sujetadores por línea en la dirección de la carga	$U = 0.80$
		con 3 sujetadores por línea en la dirección de la carga (con menos de 3 sujetadores por línea en la dirección de la carga, use el Caso 2).	$U = 0.60$

l = longitud de la conexión, plg (mm); w = ancho de placa, plg (mm); \bar{x} = excentricidad de la conexión, plg (mm); B = ancho total del miembro rectangular HSS, medido a 90° con el plano de la conexión, plg (mm); H = altura total del miembro rectangular HSS, medida en el plano de la conexión, plg (mm).

Fuente: Especificación AISC, Tabla D3.1, p. 16.1-28, junio 22, 2010. Derechos reservados © American Institute of Steel Construction. Reproducido con autorización. Todos los derechos reservados.

Fuente: AISC, Tabla D3.1, 2010

La filosofía para diseño de las conexiones y elementos será el diseño por factores de carga y resistencia (LRFD), basado en los estados límites del material. La resistencia teórica o nominal es multiplicada por un factor de resistencia que es normalmente menor que la unidad. Este factor toma en cuenta las incertidumbres de resistencia de los materiales, dimensiones y la mano de obra.

$$\phi R_n \geq \sum \gamma_i * Q_i$$

Para miembros sujetos a fuerzas de tensión:

$$\phi_t T_n \geq T_u$$

En donde:

ϕ_t = Factor de reducción de resistencia

$\phi_t = 0.90$ (Estado límite de Fluencia)

$\phi_t = 0.75$ (Estado límite de Fractura)

R_n = Resistencia nominal de un elemento a tensión

$\phi_t T_n$ = Resistencia de diseño de un elemento a tensión

T_u = Carga última en el miembro a tensión o resistencia requerida.

Fluencia: $\phi T_n = \phi F_y A_g = 0.9 F_y A_g$

Fractura: $\phi T_n = \phi F_u A_e = 0.75 F_u A_e$

La resistencia de diseño ϕT_n es la menor de las ecuaciones.

6.2.1.2 Estado límite de bloque de cortante

Se deberá revisar también el estado límite de bloque de cortante definido por la zona de conexión del miembro, que presenta un plano de falla a cortante y uno transversal a tensión por efecto de la combinación de estos dos esfuerzos.

La resistencia de diseño para el estado límite de ruptura de bloque de cortante, ϕR_{bc} , a lo largo de una trayectoria o trayectorias de falla por corte y una trayectoria de falla por tensión perpendicular a la trayectoria anterior es:

$$\phi R_{bc} = \phi(0.6 F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt}) \leq \phi(0.6 F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt})$$

Se deberá escoger el menor término de la desigualdad.

Donde

A_{gv} : Área total sujeta a cortante

A_{nv} : Área neta sujeta a cortante

A_{nt} : Área neta sujeta a tensión

U_{bs} : Factor de reducción

$\phi = 0.75$

El valor de U_{bs} es un factor de reducción para aproximar la no uniformidad de la distribución de esfuerzos en el plano de tensión. Cuando el esfuerzo de tensión es uniforme, $U_{bs} = 1$, cuando el esfuerzo de tensión es no-uniforme, $U_{bs} = 0.5$.

6.2.1.3 Estado límite de aplastamiento

Adicionalmente, se revisa la resistencia al aplastamiento en función del material que se conecta, el tipo de agujero y el espaciamiento y la distancia a los bordes; es independiente del tipo de perno y la presencia o ausencia de la rosca en el área de aplastamiento.

La norma AISC-LRFD, especifica la resistencia de diseño al aplastamiento como ϕR_n donde $\phi = 0.75$ y R_n es la resistencia nominal por aplastamiento y se debe chequear tanto para conexiones tipo aplastamiento como para conexiones de deslizamiento crítico y está dada por:

Para agujeros estándar, holgados y de ranura corta independientemente de la dirección de la carga o para agujeros de ranura larga con la ranura paralela a la dirección de la fuerza.

a) Deformación en agujero a cargas de servicio es una consideración en diseño:

$$\phi R_n = \phi(1.2 L_c t F_u) \leq \phi(2.4 d t F_u)$$

b) Deformación en agujero a cargas de servicio no es una consideración en diseño:

$$\phi R_n = \phi(1.5 L_c t F_u) \leq \phi(3.0 d t F_u)$$

Para agujeros de ranura larga con la ranura perpendicular a la dirección de la fuerza

$$\phi R_n = \phi(1.0 L_c t F_u) \leq \phi(2.0 d t F_u)$$

Donde

F_u = Resistencia a la tensión del material de la placa (esfuerzo último)

L_c = Distancia al borde a la largo de la línea de acción de la fuerza (desde el borde del agujero al borde de la placa o la distancia libre entre agujeros)

t = Espesor de la placa

6.2.2. Diseño de elementos a compresión

Se deberá también estudiar el desempeño de estos elementos debido a las fuerzas axiales de compresión ejercidas durante el sismo.

Se requiere inicialmente conocer el tipo de columna de acuerdo a su relación de esbeltez, para lo cual se presentan dos casos:

a) Columnas cortas e intermedias - Intervalo inelástico

$$KL/r \leq 4.71\sqrt{E/F_y} \quad \text{O} \quad F_e \geq 0.44F_y$$

b) Columna larga; Pandeo elástico

$$KL/r > 4.71\sqrt{E/F_y} \quad \text{O} \quad F_e < 0.44F_y$$

De acuerdo al AISC (D1, p.26): KL/r deberá ser inferior a 300 preferiblemente (excepto para varillas y tirantes).

Es recomendable el uso de valores de KL/r entre 40 y 120, valores mayores a 200 indican el uso de perfiles con resistencia despreciable, valores muy pequeños dan como resultado un diseño costoso. Para elementos sometidos a compresión, la relación de esbeltez deberá ser inferior a 200.

6.2.2.1 Carga crítica de Euler

La fórmula de Euler válida solamente para columnas largas calcula la carga crítica de pandeo, carga última que puede ser soportada por columnas largas antes del colapso.

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_e^2}$$

Donde

P_{cr} = Carga crítica de pandeo de la columna (Carga de Euler)

E = Módulo de Elasticidad

I = Momento de Inercia

L_e = longitud efectiva de la columna

$$L_e = KL$$

El valor K, para el cálculo de la longitud efectiva de la columna, depende de los tipos de apoyos del elemento, según se muestra:

Tabla LV Valores del factor de longitud efectiva K

Las líneas punteadas muestran la forma pandeada de la columna	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Valor K teórico	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valores recomendados de diseño cuando las condiciones reales son aproximadas	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
Símbolos para las condiciones de extremo						
	<ul style="list-style-type: none"> Rotación y traslación impedidas Rotación libre y traslación impedida Rotación impedida y traslación libre ? 					

Fuente: Comentario de la Especificación, Apéndice 7 – Tabla C-A-7.1, p. 16.1-511, junio 22, 2010. American Institute of Steel Construction

Cuando $KL/r \leq 4.71\sqrt{E/F_y}$, la falla se da en el intervalo inelástico y su esfuerzo crítico se calcula con:

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] * F_y$$

Cuando $KL/r > 4.71\sqrt{E/F_y}$ la falla de la columna se presenta por pandeo elástico, cuya resistencia F_{cr} se calcula:

$$F_{cr} = 0.877F_e$$

Donde F_e es el esfuerzo de pandeo elástico calculado con la fórmula de Euler

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K L}{r}\right)^2}$$

6.2.2.2 Elementos rigidizados y no rigidizados

Se deberá seleccionar perfiles que cumplan con los parámetros que aseguran que sean secciones no esbeltas y compactas de manera que no se pandeen durante su operación.

Para una sección compacta:

a) Las alas deben estar conectadas en forma continua al alma o almas.

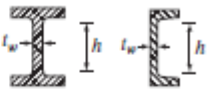

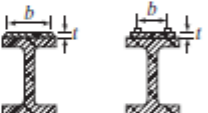


b) $\lambda_f \leq \lambda_p$ y $\lambda_w \leq \lambda_p$

λ_p = Parámetro de esbeltez máxima para elementos compactos.

$\lambda_f = b/t_f$: esbeltez del ala

$\lambda_w = h/t_w$: esbeltez del alma

Tabla LVI Valores de Parámetro de esbeltez máxima λ_p para elementos compactos

Caso	Descripción del elemento	Razón ancho-espesor	Relación límite ancho-espesor λ_p (no esbelto/esbelto)	Ejemplos
5	Almas de perfiles I y canales doblemente simétricos	h/t_w	$1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
6	Paredes de HSS rectangulares y cajones de espesor uniforme	b/t	$1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
7	Cubreplacas de patines y placas de diafragmas entre líneas de conectores o soldaduras	b/t	$1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
8	Todos los otros elementos rigidizados	b/t	$1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
9	HSS redondo	D/t	$0.11\frac{E}{F_y}$	

Fuente: Comentario de la Especificación, Apéndice 7 – Tabla C-A-7.1, p. 16.1-511, junio 22, 2010. American Institute of Steel Construction

6.2.3. Diseño de conexiones

De acuerdo con los estados límites de fluencia y fractura, estudiados previamente, se asumen dos tipos de conexiones para los elementos metálicos, conexiones de contacto y conexiones de deslizamiento crítico.

Para las conexiones empernadas se deberá calcular la resistencia nominal de los pernos a ser utilizados y con ello el número necesario en la conexión.

La resistencia nominal de los pernos está dada por el mínimo entre:

- Tensión

$$R_n = F_{ub}(0.75A_b)$$

Donde

F_{ub} = Resistencia a la tensión del material del perno (Esfuerzo último)

A_b = Área total del vástago del perno

- Cortante

$$R_n = m A_b (0.625F_{ub})$$

Donde

m = número de planos de cortante

$m = 1$ para cortante simple y $m = 2$ cortante doble

- Aplastamiento en la placa

Cuando la deformación en el agujero estándar a cargas de servicio no es una consideración en el diseño, la resistencia al aplastamiento de la placa está dada por:

$$\phi R_n = \phi(1.5 L_c t F_u) \leq \phi(3.0 d t F_u)$$

L_c = distancia al borde a lo largo de la línea de acción de la fuerza (desde el borde del agujero al borde de la placa o la distancia libre entre agujeros)

t = espesor de la placa

6.2.3.1 Conexiones de contacto

La conexión de contacto entre los elementos de conexión a vigas y columnas se supone como conexiones de contacto. Se asumen placas de 8mm de espesor y el uso de pernos A325 de $\frac{3}{4}$ " , adicionalmente se asume un valor de 35 mm para L_c en base a la tabla de valores de L_c mínimo para agujeros estándar según AISC 360-05, de manera conservadora se asumen bordes cizallados. La carga última de diseño T_u fue definida al inicio de la sección 6.2, con lo que se obtiene:

Tabla LVII Valores asumidos para conexiones de contacto

Pernos de conexión		
ϕ Pernos	19.05	mm
Ab	284.88	mm ²
Fub A325	84.00	Kg/mm ²
t placa	6.00	mm
L_c	35.00	mm

Fuente: Autores

Se revisan los tres estados antes mencionados y se calcula el número de pernos a ser empleados en la conexión:

Tabla LVIII Revisión de estados límites para pernos de conexiones de contacto

Tensión		
ϕR_n	13.460	ton
Cortante		
ϕR_n	8.076	ton
Aplastamiento		
ϕR_n	19.661	ton
ϕR_n	21.603	ton
ϕR_n min	19.661	ton
Numero de pernos		
ϕR_n	8.076	ton
Nb	4	pernos
ϕR_n	32.3052	ton
$\phi R_n > T_u$	OK	

Fuente: Autores

De manera conservadora se colocarán 4 pernos dispuestos de según las recomendaciones para conexiones empernadas descritas por el AISC 2010 sección J3. Con lo que se obtiene:

Tabla LIX Valores asumidos para disposición de conexión de contacto

Φ Pernos	19.05	mm
t placa	6	mm
b placa	180	mm
n pernos plano de falla	2	
c	1.6	mm
s	60	mm
g	80	mm
i	45	mm
j	50	mm
Lc	35	mm
Fub A325	84	Kg/mm ²
ϕ aplastamiento	0.75	

Fuente: Autores

A continuación se revisan los estados límites de fluencia, fractura y bloque de cortante para la conexión asumida:

Tabla LX Revisión de estados límites para conexión de contacto

Tu	20.24	ton
Fluencia y Fractura conexión		
Ag	1080.00	mm ²
U	1.00	
An 1	832.20	mm ²
An2	899.70	mm ²
An	832.20	mm ²
ϕT_n fluencia	24.601	ton
ϕT_n fractura	25.453	ton
ϕT_n	24.601	ton
$\phi T_n > T_u$	OK	
Bloque de Cortante		
Agv	660	mm ²
Anv	1136.100	mm ²
Ant	476.100	mm ²
0.6FuAnv	27.800	ton
0.6FyAgv	10.020	ton
ϕ cortante	0.75	
ϕR_{bc}	22.078	ton
$\phi R_{bc} > T_u$	OK	

Fuente: Autores

Se observa que la configuración, materiales y elementos de la conexión resisten los estados límites en base a la fuerza máxima obtenida en el modelo, por lo que se considera satisfactorio el diseño.

6.2.3.2 Conexiones de deslizamiento crítico

$$\phi R_{n,dc} = \phi \mu D_u h_f T_b n_s$$

Donde

$\phi R_{n,dc}$: Resistencia de diseño al deslizamiento

$\phi = 1$ Para agujeros estándar y de ranura corta perpendicular a la dirección de la carga

$\mu = 0.30$ Coeficiente de deslizamiento promedio. Valor conservador

$D_u = 1.13$ Relación entre la tensión media de ajuste y la tensión mínima

$h_f = 1.0$ No existen placas de relleno

T_b = Mínima tensión en pernos

n_s = Número de pernos

Tabla LXI Valores de tracción mínima en pernos de ajuste T_b

TABLA J3.1 Pretensión Mínima de Pernos, ton*		
Tamaño Perno, in	Grupo A (ej. Pernos A325)	Grupo B (ej. Pernos A490)
$\frac{1}{2}$	5,44	6,80
$\frac{5}{8}$	8,62	10,89
$\frac{3}{4}$	12,70	15,88
$\frac{7}{8}$	17,69	22,23
1	23,13	29,03
$1 \frac{1}{8}$	25,40	36,29
$1 \frac{1}{4}$	32,21	46,27
$1 \frac{3}{8}$	38,56	54,88
$1 \frac{1}{2}$	46,72	67,13

* Igual a 0,70 veces la resistencia última de los pernos, redondeada al valor entero más cercano, tal como lo especifican las Especificaciones ASTM para pernos A325 y A490 con hilo UNC.

Fuente: AISC – 2010: Tabla J3.1

De lo que se obtiene:

Tabla LXII Revisión de estados límites para pernos de conexiones de deslizamiento crítico

Tensión Perno		
ϕR_n	13.460	ton
Cortante Perno		
ϕR_n	8.076	ton
Aplastamiento Perno		
ϕR_n	19.845	ton
ϕR_n	21.603	ton
ϕR_n min	19.845	ton
Resistencia al deslizamiento		
$\phi R_n,dc$	8.6106	ton
Numero de pernos		
ϕR_n	8.0763	ton
Nb	4	pernos
ϕR_n	32.3052	ton
$\phi R_n > T_u$	OK	

Fuente: Autores

Revisada la resistencia nominal al deslizamiento crítico, se observa que es mayor a la resistencia al cortante del perno, por lo que se considera satisfactoria la conexión.

6.2.4. Diseño de los miembros diagonales

Para riostras en V invertida conectadas en la zona central de las vigas, las fuerzas axiales de compresión y tracción que se generan en las diagonales del pórtico son iguales en magnitud, por lo que se deberán diseñar en base a la fuerza descrita al inicio de la sección 6.2 y de manera que su resistencia sea la adecuada frente a las fuerzas de tensión y compresión ejercida en los elementos.

6.2.4.1 Diseño de los miembros a tensión

El diseño de los elementos a tensión se lo realiza de acuerdo a la sección 6.2.1, se calcula el área de la sección necesaria para resistir a la fuerza de tensión de acuerdo a los estados límites de fluencia y fractura, se asume un valor de relación de esbeltez igual a 120 de manera que se calcule el r_{\min} que deberá tener la sección.

Tabla LXIII Valores requeridos para selección de perfil

RE	120	
L	4000	mm
Ag fluencia	1777.49	mm ²
Ag fractura	1781.62	mm ²
Ag min	1781.62	mm ²
Ag	2.76	pulg ²
r_{\min}	33.33	mm

Fuente: Autores

Con los datos obtenidos de área y r_{\min} se selecciona el perfil tubular de 200x100x6 mm y se verifica que cumpla con los parámetros establecidos anteriormente.

Tabla LXIV Propiedades geométricas del perfil seleccionado

Perfil Tubular 200x100x6 mm		
t	6.00	mm
b	200	mm
h	100	mm
A	3456.00	mm ²
I _x	17939072.00	mm ⁴
I _y	5990272.00	mm ⁴
A HSS > Ag min	OK	
r _x	72.05	mm
r _y	41.63	mm

r_{min}	41.63	mm
Perfil Tubular 200x100x6 mm		
$r_y > r_{min}$	OK	
KL/r	96.08	

Fuente: Autores

Se obtiene el perfil 200x100x6 mm, cabe recalcar que en el modelo inicial se escogió un perfil 200x100x4 mm, dicha sección no es satisfactoria para el estado límite de bloque de cortante, por lo que se aumentó el espesor t de la sección.

6.2.4.2 Diseño de los miembros a compresión

Como se explicó al inicio de la sección 6.2.4 para el diseño del perfil a utilizar como riostra, estos miembros también estarán sujetos a fuerzas de compresión debido a la inversión de esfuerzos generada durante el sismo. A continuación se evaluará la carga crítica de la columna y su resistencia al pandeo flexionante.

De acuerdo con la tabla LXVII de las propiedades geométricas del perfil seleccionado, se concluye que la sección es compacta, no esbelta.

Tabla LXV Parámetros de esbeltez de alas y almas de la sección

kL/r	96.08	
λ_w	16.67	
λ_f	33.33	
λ_p	39.74	
$\lambda_w < \lambda_p$	OK	Sección no esbelta y compacta
$\lambda_f < \lambda_p$	OK	

Fuente: Autores

El valor k tomado para la sección es igual a 1, apoyos articulados en los dos extremos del elemento.

La relación de esbeltez calculada $KL/r \leq 4.71\sqrt{E/F_y}$, la falla se da en el intervalo inelástico y su esfuerzo crítico se calcula con:

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

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e}\right] * F_y$$

$$P_{cr} = F_{cr} * A$$

De manera que:

Tabla LXVI Análisis de la carga crítica a compresión del elemento

KL/r	96.078	
4.71raiz(E/Fy)	133.68	> KL/r
Columna corta e intermedia		
Fe	21.80	kg/mm2
Fcr	15.57	kg/mm2
Pcr	53.805	ton
Pcr > Tu	OK	

Fuente: Autores

La carga crítica Pcr es mayor a la carga axial de compresión de diseño, por lo que se considera una sección satisfactoria frente a estos esfuerzos.

6.3. Detallamiento de conexiones y elementos

6.3.1. Elementos de la conexión

Los elementos utilizados para las conexiones 1 y 2, siendo la conexión 1 la unión de las riostras a la parte inferior de las columnas, y la conexión 2 la unión de las riostras a la viga superior del piso, se detallan en la siguiente ilustración:

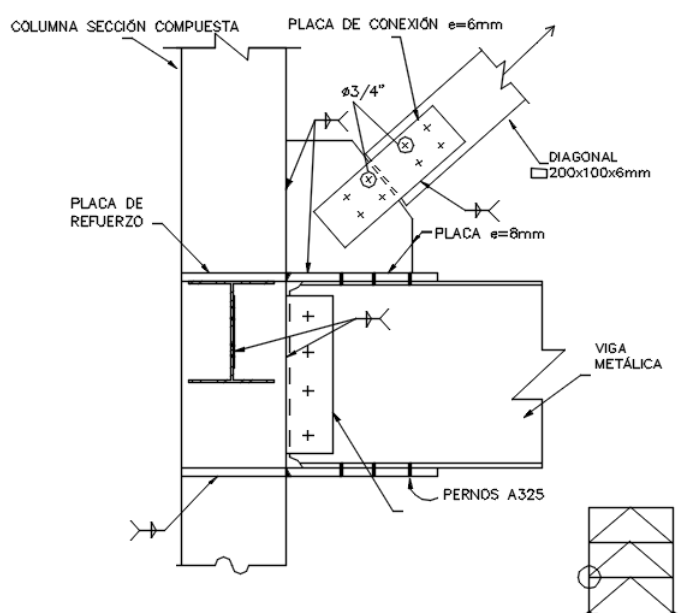


Figura 6.2 Detalle de elementos empleados para conexión tipo 1
Fuente: Autores

La conexión 1 se definió como una conexión de contacto formada por 4 pernos de $\frac{3}{4}$ " A325, tanto para la unión placa rigidizadora-placa de conexión, como para la conexión placa de unión-perfil tubular.

Para el análisis y diseño de la trabazón se evaluó la capacidad de la placa de conexión y se estableció su material y medidas para que su resistencia sea la adecuada frente a los estados límites que se presentan para este tipo de uniones. De manera análoga se establecen las características de la placa rigidizadora dispuesta en la parte inferior de las columnas y se aumenta su espesor a 8 mm a fin de asegurar su correcto desempeño.

Se estableció el uso del perfil tubular de 200x100x6 mm de acuerdo a los estados límites de fluencia y fractura y se comprobó su resistencia al pandeo torsional y valores λ de manera que se tenga una sección compacta resistente al pandeo que podría presentarse por las cargas axiales de compresión ejercidas durante la inversión de esfuerzos ocasionado por efectos del sismo.

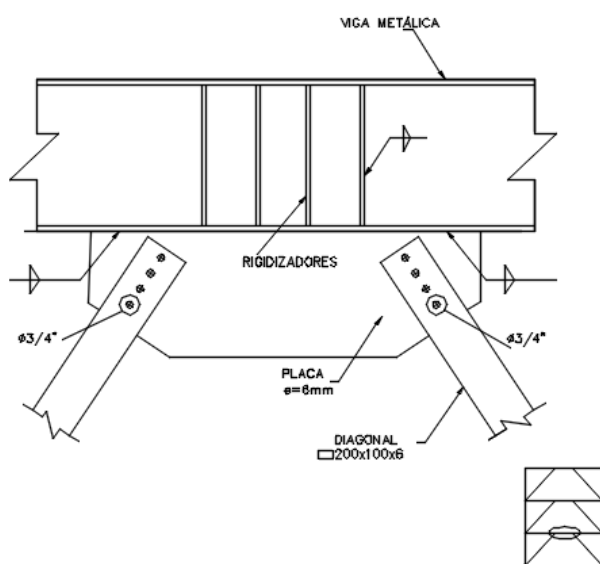


Figura 6.3 Detalle de elementos empleados para conexión tipo 2

Fuente: Autores

La conexión 2 se definió como una conexión de deslizamiento crítico formada por 4 pernos de $\frac{3}{4}$ " A325, para la unión placa soldada al patín inferior de la viga de espesor de 6mm al perfil tubular 200x100x6 mm antes descrito.

Se sugiere el uso de rigidizadores transversales que proporcionen una mejor unión alma-ala en las vigas que se conecten los disipadores debido a la concentración de cargas por efectos de los elementos dispuestos y fuerza cortante generada.

6.3.2. Disposición de pernos de conexión

La disposición de los pernos de conexión se realizó en base a las recomendaciones de la AISC 2010, sección J3 que establece:

- La distancia entre centros de perforaciones estándar o ranuradas, no debe ser menor que $2\frac{2}{3}$ veces el diámetro nominal, d , del conector; se prefiere una distancia de $3d$.
- La distancia desde el centro de una perforación estándar hasta el borde de una parte conectada en cualquier dirección no debe ser menor que el valor aplicable de la Tabla J3.4.

Tabla LXVII Valores de distancia mínima al borde de pernos de conexión

TABLA J3.4 Distancia Mínima al Borde^[a], in, desde el Centro del Agujero Estándar^[b] hasta el Borde de la Parte Conectada	
Diámetro Perno (In)	Distancia Mínima al Borde
$\frac{1}{2}$	$\frac{3}{4}$
$\frac{5}{8}$	$\frac{7}{8}$
$\frac{3}{4}$	1
$\frac{7}{8}$	$1 \frac{1}{8}$
1	$1 \frac{1}{4}$
$1 \frac{1}{8}$	$1 \frac{1}{2}$
$1 \frac{1}{4}$	$1 \frac{5}{8}$
Sobre $1 \frac{1}{4}$	$1 \frac{1}{4} \times d$

^[a] De ser necesario, se permite utilizar distancias de borde menores provisto que se satisfacen las disposiciones de la Sección J3.10 y de Sección J4, sin embargo distancias al borde menores que (1) diámetro del perno no son permitidas sin aprobación del ingeniero a cargo.

^[b] Para agujeros sobretamaño y ranurados, ver la Tabla J3.5.

Fuente: American Institute of Steel Construction AISC 360-10 Sección J3 Tabla J3.4

De esta manera se obtiene:

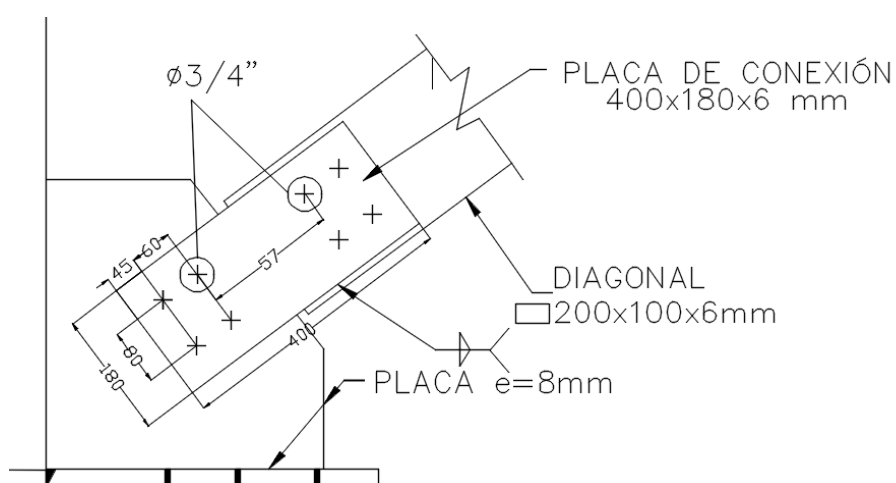


Figura 6.4 Detalle de disposición de pernos para conexión tipo 1

Fuente: Autores

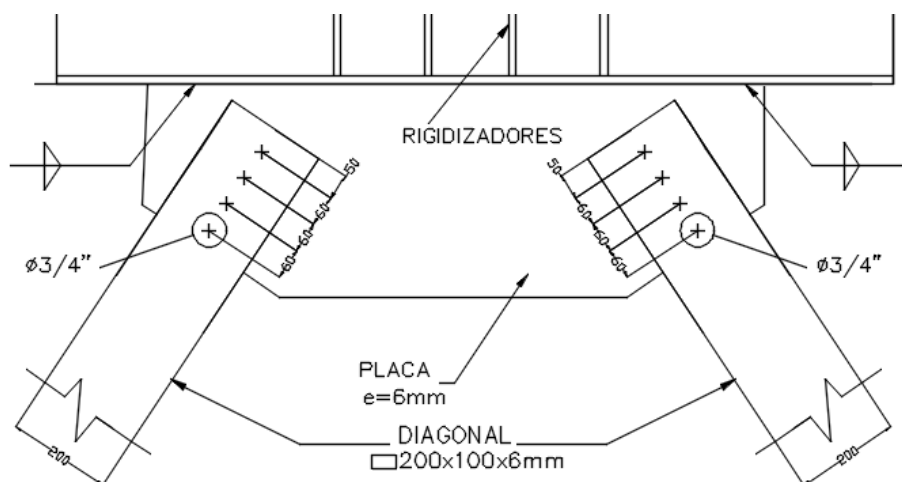


Figura 6.5 Detalle de disposición de pernos para conexión tipo 2
Fuente: Autores

6.4. Costos

Para poder evaluar económicamente la instalación de un sistema de disipación de energía sísmica se consideran los siguientes puntos.

- Costos de los dispositivos.
- Costo del proyecto
- Costos de instalación. Costos directos y gastos generales
- Costos de ensayos y certificación

- Costos de los esfuerzos locales de la estructura requeridos para la instalación de disipadores. En algunos casos el costo de los dispositivos puede ser menor al de los elementos de sujeción del dispositivo a la estructura.
- Costos generados por aumento de plazos
- Costos de mantención y/o reposición
- Costos de posibles recintos que dejan de utilizarse para instalar los dispositivos

6.4.1. Costos de los dispositivos

Para establecer un presupuesto referencial es necesario estipular los rubros que implican la instalación de los disipadores pasivos histeréticos, con la particularidad de que son dispositivos metálicos de fácil fabricación, unidos a los pórticos mediante pernos y placas soldadas, que deben garantizar la mejor distribución de esfuerzos de tal manera que no atenten contra las capacidades de los elementos estructurales.

En la siguiente tabla se hará una evaluación del peso propio que generan los elementos pasivos, los cuales junto con los precios unitarios, servirán para establecer un presupuesto inicial.

Los disipadores son elementos tubulares rectangulares que se tratarán como dos perfiles U para la correcta aplicación de la siguiente fórmula para la determinación del peso por metro lineal. Además, se cuenta con la longitud total de dichos elementos estratégicamente colocados.

Tabla LXVIII Determinación de pesos para disipadores histeréticos

U 200x50x6mm	
Dimensión a =	200 mm
Dimensión b =	50 mm
Dimensión c =	6 mm
(Peso Específico) d =	7850 kg/m ³
Peso x ml =	$\left[\frac{a}{1000} + \frac{2b}{1000} - \frac{2c}{1000} \right] \times \frac{d}{1000} \times c$
Peso x ml =	13,56 kg/ml
Peso x ml (2U) =	27,129 kg/ml
Longitud total disipadores =	86,18 ml
Peso total =	2338,03 kg

Fuente: Autores

Los rubros a crear consisten en la provisión e instalación de los disipadores pasivos histeréticos, así como otro rubro dedicado al ensamble de las conexiones de placas rigidizadoras a las vigas y columnas principales. Posteriormente se presentarán los análisis de precios unitarios para estos dos nuevos rubros y se procederá a establecer una comparación porcentual de la variación del presupuesto de la estructura con los disipadores histeréticos respecto al presupuesto indicado para la estructura original, sin ningún tipo de disipador de energía.

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: UNIDAD: KG
 DETALLE: DISIPADOR PASIVO HISTERÉTICO

1.- EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDA D	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO UNITARIO
Herramientas menores	0,5	\$0,80	\$0,40	0,350	\$0,14
Torcómetro	1,0	\$4,00	\$4,00	0,350	\$1,40
Soldadora Eléctrica	1,0	\$2,00	\$2,00	0,350	\$0,70
EQUIPOS SUBTOTAL					\$2,24

2.-MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDA D	JORNAL REAL/HOR A	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO UNITARIO
Maestro de Obra Categoría C2	0,50	\$3,21	\$1,61	0,350	\$0,56
Fierrero Categoría D2	1,00	\$3,05	\$3,05	0,350	\$1,07
Peon Categoría E2	2,00	\$3,01	\$6,02	0,350	\$2,11
MANO DE OBRA SUBTOTAL					\$3,74

3.- MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDA D	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
Acero Estructural	Kg	1,050	\$0,94	\$0,99
Pernos 3/4" A325	Kg	0,8	\$3,25	\$2,60
Pintura Anticorrosiva	Gln	0,005	\$16,00	\$0,08
Soldadura 60-11	kg	0,020	\$3,00	\$0,06
MATERIAL SUBTOTAL				\$3,73

4.- TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDA D	TARIFA	COSTO UNITARIO
TRANSPORTE SUBTOTAL				\$0,00
COSTO DIRECTO				\$9,71

INDIRECTOS Y UTILIDADES	15,00%	\$1,46
OTROS INDIRECTOS	0,00%	\$0,00

COSTO TOTAL DEL RUBRO	\$11,17
-----------------------	---------

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: UNIDAD: KG
 DETALLE: CONEXIONES PARA LOS DISIPADORES HISTERÉTICOS (PLACAS DE ANCLAJE)

1.- EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO UNITARIO
Herramientas menores	0,5	\$0,80	\$0,40	0,210	\$0,08
Soldadora Eléctrica	1,0	\$2,00	\$2,00	0,210	\$0,42
EQUIPOS SUBTOTAL					\$0,50

2.-MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL REAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO UNITARIO
Maestro de Obra Categoría C2	0,25	\$3,21	\$0,80	0,210	\$0,17
Fierrero Categoría D2	1,00	\$3,05	\$3,05	0,210	\$0,64
Peon Categoría E2	1,00	\$3,01	\$3,01	0,210	\$0,63
MANO DE OBRA SUBTOTAL					\$1,44

3.- MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
Acero Estructural	Kg	1,050	\$0,94	\$0,99
Soldadura 60-11	kg	0,060	\$3,00	\$0,18
Pintura Anticorrosiva	Gln	0,040	\$16,00	\$0,64
MATERIAL SUBTOTAL				\$1,81

4.- TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO UNITARIO
TRANSPORTE SUBTOTAL				\$0,00
COSTO DIRECTO				\$3,75

INDIRECTOS Y UTILIDADES	15,00%	\$0,56
OTROS INDIRECTOS	0,00%	\$0,00

COSTO TOTAL DEL RUBRO	\$4,31
-----------------------	--------

VALOR OFERTADO	\$4,31
----------------	--------

Estos análisis de precios unitarios fueron hechos en base a valores referenciales, los cuales pueden variar de acuerdo a factores externos. Sin embargo, proporcionan una idea de lo que costaría la fabricación e implementación de estos elementos pasivos y sus respectivas conexiones.

6.4.2. Costos del proyecto

Tabla LXIX Resumen de Costos de Construcción de la “Torre 4”

ITEM	DESIGNACION	UNID.	CANTIDAD REAL	P. UNITARIO	P. TOTAL REAL
	EDIFICIO TORRE 4 (GRAL. GÓMEZ Y PÍO MONTUFAR)				\$ 229.527,30
1	SUPER ESTRUCTURA				
1,01	ACERO ESTRUCTURAL	KG	64.814,19	2,64	\$171.109,46
1,02	DISIPADORES PASIVOS HISTERÉTICOS	KG	2.338,03	11,17	\$ 26.115,78
1,03	CONEXIONES PARA DISIPADORES HISTERÉTICOS (PLACAS DE ANCLAJE)	KG	719,59	4,31	\$ 3.101,43
2	LOSAS				
2,01	PLACA COLABORANTE E=0,65	M2	698,25	12,63	\$ 8.818,90
2,02	MALLA ELECTROSOLDA	M2	698,25	7,65	\$ 5.341,61
2,03	CONECTORES	M2	698,25	3,53	\$ 2.464,82
3	ESCALERA				
3,01	ACERO ESTRUCTURAL	KG	4.069,81	2,64	\$ 10.744,30
3,02	PLACA COLABORANTE E=0,65	M2	76,90	12,63	\$ 971,25
3,03	MALLA ELECTROSOLDA	M2	76,90	7,65	\$ 588,29
3,04	CONECTORES	M2	76,90	3,53	\$ 271,46
				TOTAL	\$ 229.527,30

Fuente: Empresa Contratista KLAERE

El costo de la estructura original alcanza los \$200,310.08 y teniendo un área de construcción de 563.06 m² se puede indicar que el costo por metro cuadrado alcanza los \$355.75/m². El análisis de precios unitarios para la estructura original se encuentra en los anexos.

Por otro lado, la estructura con el sistema de disipadores pasivos histeréticos está valorada en \$229,527.30, cuyo costo por metro cuadrado es de \$407.64/m², se puede observar que el proyecto con el sistema de disipadores ha incrementado en un 14% respecto al proyecto original.

Además los rubros que corresponden al sistema de disipación histerética conforman el 12.7% del presupuesto total correspondiente a este proyecto en estudio. Un valor aceptable considerando el criterio de costo-beneficio con el cual se pretende asegurar los menores daños posibles en la estructura ante cargas sísmicas.

6.4.3. Costo de instalación: costos directos y gastos generales

Los costos directos son aquellos que tienen una influencia primordial en la construcción de la estructura, tal es el caso de:

- 1.- Materiales, mano de obra, equipos, con los cuales se realizan los rubros diariamente a fin de respetar los plazos y controles de calidad exigidos para cada construcción.
- 2.- Costos del sistema de disipación de energía.

En el caso de costos indirectos en cada uno de los rubros se estipuló un porcentaje del 15%, con el cual se adiciona a cada rubro el cobro de:

- 1.- Reparaciones en caso de que la estructura experimente grandes deformaciones ante un evento sísmico.
- 2.- Daños y pérdidas en el contenido de una edificación, materiales que se deben resguardar ante cualquier situación.
- 3.- La ganancia que le corresponde a la entidad contratista como honorarios por dirección técnica.

6.5. Instalación

El proceso de instalación de la alternativa propuesta se basa específicamente en actividades de soldadura y conexiones empernadas, en cuyo caso deberán ser usados equipos como soldadoras y torcómetros respectivamente.

La protección del obrero deberá primar ante cualquier circunstancia, se les obligará el uso de cascos protectores, guantes, chalecos, etc, para los especializados en los trabajos de soldadura. Mientras que el obrero que realice el ajuste de los pernos deberá llevar guantes y gafas protectoras.

Como primer paso se sueldan las placas de anclaje de 8mm a las conexiones entre columnas y vigas de cada pórtico, se basa en una soldadura de filete con cordones de soldadura de 3/4" en las direcciones X e Y.

Una vez llevados a campo los elementos metálicos denominados Disipadores histeréticos, deberán ser acarreados hacia los pisos superiores pues en esos pisos se obtuvieron las mejores respuestas.

Mediante una placa de conexión se fija el disipador histerético con la placa de anclaje de las columnas, a través de pernos de diámetro de 3/4" A325, en total deberán ser 8 unidades de pernos las que aseguran los desplazamientos máximos críticos de las conexiones.

6.6. Aspecto ambiental

En la siguiente sección se evaluará el impacto ambiental producido por la solución propuesta, describiendo las actividades y recursos afectados debido a las actividades ejecutadas para la construcción del método.

Durante el proceso de construcción de estos elementos, compuestos en su mayor parte por acero, se enlistan las actividades cuyo impacto deberá ser considerado de manera que se controlen sus efectos sobre el ambiente.

- Corte y biselado, incluye el corte del material base como placas y perfiles tubulares de acero para armado de los elementos que forman el mecanismo de disipación.
- Armado y perforado de las piezas producidas en corte, dar forma a la estructura metálica. Incluye otros procesos como plegado y rolado en caso de ser necesario.
- Soldadura de en las placas de unión como reforzamiento de la conexión empernada.
- Pintura y sand blasting de la estructura disipadora fabricada.

De las siguientes actividades, se estudian sus impactos ambientales con lo que se obtiene:

Tabla LXX Impactos Ambientales de actividades para construcción de elementos disipadores.

Actividad	Aspecto Ambiental
Actividades de corte	Generación de residuos sólidos no reciclables
	Riesgo de accidentes
	Emisión de gases
	Emisión de material particulado
	Emisión de ruido
Actividades de armado	Generación de residuos sólidos no reciclables
	Emisión de gases
	Generación de residuos peligrosos (lubricantes usados)
	Riesgo de accidentes
	Emisión de material particulado
	Emisión de calor

Actividad	Aspecto Ambiental
Actividades de soldadura	Emisión de gases
	Emisión de material particulado
	Riesgo de accidentes
	Emisión de calor
	Generación de residuos sólidos no reciclables
Actividades de sand blasting y pintura	Emisión de material particulado en el aire
	Riesgo de accidentes
	Emisión de gases
	Emisión de polvo

Fuente: Autores

Las actividades que mayormente causan impactos al ambiente son los trabajos con soldadura eléctrica, sand blasting y pintura en cuanto a la afectación del aire y salud de los trabajadores.

Considerando que la zona de la construcción es céntrica y poblada, el ruido producido por las máquinas de corte y la generación de material particulado presenta también un problema que deberá ser considerado y controlado durante la ejecución de las actividades.

Se establece entonces, que las actividades de construcción de los disipadores están acordes con aquellas que generalmente se realizarían en la obra puesto que se trata de una estructura metálica, sus impactos al medio ambiente no aportan con mayores daños que los descritos anteriormente, pero deberán ser considerados para planteamiento de un plan de mitigación que logre reducir sus impactos.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

1. Se realizó el análisis estructural de la denominada Torre 4 mediante la generación del modelo en el software ETABS v15.2.0, donde se detalla el proceso de modelamiento de los elementos estructurales como columnas, vigas, losas y escaleras del sistema. Se realizó el análisis dinámico modal definiendo el espectro según las condiciones de la estructura en base a lo detallado por la Norma Ecuatoriana de la Construcción en su capítulo “Riesgo Sísmico” y se obtuvieron las solicitaciones de la estructura y respuesta frente a las cargas impuestas por el sismo.
2. Mediante el análisis de los tres métodos planteados se obtuvieron los resultados para cada uno de ellos y su efecto frente a los desplazamientos forjados en la estructura, resultados que ayudaron a la selección del método de protección sísmica junto con otros criterios de selección.
3. Se seleccionó un sistema de protección sísmica basado en el uso de disipadores pasivos histeréticos, compuestos de placas metálicas que disipan energía por flexión pura al enrollarse por efecto del desplazamiento relativo entre sus extremos.

4. Se realizó el diseño preliminar de los disipadores pasivos histeréticos y se definió la sección de las riostras a colocar, en base a la norma “Seismic Provisions for Structural Steel Buildings” del American Institute of Steel Construction, ANSI/AISC 341-10 que detalla los requerimientos para el diseño de riostras tipo V invertida, de manera que su resistencia sea la adecuada frente a los estados límites que se presentan en este tipo de conexiones.
5. El presupuesto elaborado para el sistema de disipación demostró ser el equivalente en un 12.7% del costo total de la estructura, lo que denota que no hay un aumento excesivo en cuanto a los costos total de la estructura.
6. En el modelo generado con los disipadores pasivos propuestos se obtuvo la reducción en un 58.49% de los desplazamientos máximos en el análisis de la respuesta de la estructura frente a las cargas impuestas por el sismo. La implementación del método genera un incremento en las solicitaciones de los elementos estructurales, se verificó su resistencia y se probaron satisfactorios frente al incremento de cargas.
7. El método escogido se considera adecuado para la estructura en cuestión debido al alto grado de acoplamiento con las condiciones de nuestro país, facilidad de acceso de sus materiales y simplicidad en cuanto a técnicas constructivas, lo que hace al sistema bastante accesible.
8. El desarrollo del presente estudio, análisis y diseño de la solución propuesta, se elaboraron acorde con los valores éticos, morales y responsabilidad social que

supone este tipo de trabajo, en base a las normas y reglamentos antes mencionados.

RECOMENDACIONES

1. El uso de métodos de protección sísmica para estructuras actualmente se desarrolla en la mayoría de los países que presentan un alto riesgo sísmico, es importante que cada país realice estudios, ensayos y reglamentos acorde con las necesidades y condiciones locales para cada región, en relación a su capacidad técnica, costos y nivel de protección que se desee para cada estructura de manera que se logre el máximo desempeño de los dispositivos.
2. Se deberán realizar numerosos análisis en cuanto a la disposición de los disipadores pasivos en lo alto de la estructura, esto es de gran importancia en el método y de ello dependerá en gran parte el grado de control y protección que se le proporcione al sistema, es preciso también realizarlo junto con el arquitecto encargado de manera que no afecte en la estética o imposibilite las entradas y salidas del edificio.
3. Los disipadores pasivos histeréticos deberán ser ensayados y estudiados previos a su diseño y aceptación final. El diseño realizado en este anteproyecto solo detalla las conexiones de las placas de unión a los miembros rigidizadores.

4. Se deberán estudiar los tipos de ensayos y mantenimientos que se le dan a estos sistemas de disipación de energía de manera que se garantice su funcionamiento durante un largo periodo dentro de la vida útil de la estructura.
5. Se recomienda realizar un estudio de impacto ambiental de manera que se reduzcan los efectos presentados por implementación del sistema y establecer un plan de mitigación que logre aminorarlos.
6. Actualmente se han desarrollado una gama de sistemas de protección sísmica, el estudio realizado hace referencia a solo tres de ellos, se conoce que no existe un dispositivo disipador que pueda ser utilizado de manera general y presente los más altos beneficios, se recomienda el estudio de nuevos sistemas de manera que se logre obtener la mejor alternativa para la estructura.
7. Evaluar el uso de sistemas de protección sísmica combinados como es el caso de los amortiguadores viscoelásticos en forma horizontal, en la base del edificio trabajando en conjunto con el sistema de aislamiento basal o demás combinaciones que se puedan presentar cuidando siempre la respuesta de la estructura de manera que se logre el más óptimo procedimiento sin afectaciones en sus modos de vibraciones.

BIBLIOGRAFÍA

- [1] Federal Emergency Management Agency. *Recomended Seismic Design Criteria for New Steel Moment Frame Buildings* . California, USA, 2000.
- [2] Morales Díaz, L. J., & Contreras Bálaro, J. J. Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil. *Protección de una Edificación existentes con Disipadores de energía*. Lima, Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú, 2012.
- [3] Aguilar Mantilla, K. T. *Estudio Comparativo de Edificios de Acero de gran Altura con Diagonales Excéntricas, Concéntricas y Diagonales con Amortiguadores en la Ciudad de Quito*. Quito-Ecuador: Pontificia Universidad Católica del Ecuador, 2015.
- [4] American Concrete Institute. *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-14) y Comentario (ACI 318SR-14)*. Estados Unidos: Comité ACI 318, 2015.
- [5] Fajfar, P., & Krawinkler, H. *Analysis and Design of Reinforced Concrete Buldings* . Stanford University, USA: Taylor and Francis Group, 2005.
- [6] Federal Emergency Management Agency. *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. California, Estados Unidos: American Society of Civil Engineers, 2000.
- [7] Mayorga Vela, C. A. (2011). Facultad de Ingeniería. Departamento de Ingeniería Civil y Agrícola, Posgrado en Estructuras. *Caracterización mecánica y modelamiento estructural de un disipador pasivo de energía de tipo arriostamiento de pandeo restringido*. Universidad Nacional de Colombia, Bogotá, Colombia. [online]. Disponible en: <http://repositorio.puce.edu.ec/bitstream/handle/22000/8473/ESTUDIO%20COMPARATIVO%20DE%20EDIFICIOS%20DE%20ACERO%20DE%20GRAN%20ALTURA%20CON%20DIAGONALES%20EXC%C3%89NTRICAS,%20CONC%C3%89NTRICAS%20Y%20DIAGONALES%20CON%20AMORTI-1.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
- [8] McCormac, J., & Csernak, S. *Diseño de Estructura de Acero* (Quinta Edición ed.). New Jersey, USA.: Alfaomega, 2013.












- [9] Norma Ecuatoriana de la Construcción. En *Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente*. Ecuador: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI, 2015.
- [10] Oviedo , J. A., & Duque , M. (Diciembre de 2006). Sistemas de Control de Respuesta Sísmica en Edificaciones. *Revista EIA*, 105-120. [online]. Disponible en: http://www.scielo.org.co/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1794-12372006000200010
- [11] Palacio Gonzales, J., Blum Gutiérrez, E., Maruri Díaz, R., Ayón, H., & Rodríguez, J. Contribución al estudio de riesgo sísmico en el Ecuador. *Acta Científica Ecuatoriana*, 1988. Vol. 1 No. 1, 9-22.
- [12] Paulay, T., & Priestley, M. *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. New Zealand, San Diego: Wiley Interscience Publications, 1992.
- [13] Pazmiño Lincago , H. P. (Marzo de 2015). Diseño Comparativo para Edificios en Estructura de Acero con Diversos tipos de Arriotramiento Lateral: Caso Muros de Corte . *Proyecto previo a la obtención del Título de Ingeniero Civil. Mención Estructuras*. Quito, Ecuador : Escuela Politécnica Nacional . [online]. Disponible en: <http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/10922>
- [14] PhD Symans, M. D. Seismic Protective Systems: Passive Energy Dissipation. *Instructional Material Complementing FEMA 451, Design Examples*. California, EEUU, 2003
- [15] Pimiento, J., Salas, A., & Ruiz1, D. (2014). Desempeño sísmico de un pórtico con disipadores de energía pasivos de placas ranuradas de acero. *Revista ingeniería de construcción. Versión On-line ISSN 0718-5073*. [online]. Disponible en: http://www.scielo.cl/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0718-50732014000300005
- [16] Sánchez Abarca, K. A. (Diciembre de 2015). Diseño comparativo de estructuras de acero con y sin columnas. Quito, Ecuador: Universidad San Francisco de Quito. [online]. Disponible en: <http://repositorio.usfq.edu.ec/handle/23000/5000>
- [17] Soria Carrasco, J. W. (2015). *Diseño Comparativo para Edificios en Estructuras de Acero con Diversos Tipos de Arriostramiento Lateral: Caso*




Diagonales en Punta. Escuela Politécnica Nacional, Quito. [online].
Disponible en: <http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/10478>

- [18] Timothy P, M. Shear Walls . En *Seismic Retrofit Training* (págs. 17-28). California, 2013.
- [19] Wilson, E. L. Three Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures A Physical Approach with Emphasis on Earthquake Engineering. California: University of California at Berkeley, 1995
- [20] Zambrano Leiva , P. (2008). *Diseño Sismorresistente de Conexiones Rígidas Viga-Columna y Arriostramientos Excéntricos para un Edificio de Acero de 15 Pisos Emplazado en la Ciudad de Valdivia*. Valdivia, Chile. [online]. Disponible en:
<http://dspace.esPOCH.edu.ec/bitstream/123456789/3531/1/15T00574.pdf>

ANEXOS

1. PLANOS ESTRUCTURALES DE LA TORRE 4

ANEXO 1		
PLANOS	ARCHIVO	DETALLE
1.- CIMENTACIÓN TORRE 4	 CAPWELL-CIMENTACION-T4.pdf	Contiene el detalle de la subestructura para la torre 4. Se observa el armado de los dados de hormigón.
2.- PÓRTICOS TORRE 4	 CAPWELL-T4-29JUN 2016 PÓRTICOS ELE	Contiene el detalle en elevación de los pórticos que conforman la torre 4
3.- ALZADO DE COLUMNAS	 CAPWELL-T4-29JUN 2016 COLUMNAS.pdf	Contiene las transiciones del ensamble de columnas en elevación para los respectivos pórticos de la torre 4
4.- IMPLANTACIÓN DE LOSA 1 Y LOSA 2	 CAPWELL-T4-29JUN 2016 PRIMERA Y SEC	Contiene el diseño de las losas de primer y segundo nivel de la torre 4
5.- IMPLANTACIÓN DE LOSA 3 Y LOSA 4	 CAPWELL-T4-29JUN 2016 TERCERA Y CUAR	Contiene el diseño de las losas de tercer y cuarto nivel de la torre 4
6.- IMPLANTACIÓN DE LOSA 5 Y LOSA 6	 CAPWELL-T4-29JUN 2016 QUINTA SEXTA	Contiene el diseño de las losas de quinto y sexto nivel de la torre 4
7.- IMPLANTACIÓN DE CUBIERTA	 CAPWELL-T4-29JUN 2016 CUBIERTA PLAN	Contiene el diseño de cubierta de la torre 4 y la vista en elevación de las diagonales
8.- VIGAS PRINCIPALES Y SECUNDARIAS	 CAPWELL-T4-29JUN 2016 SECCIONES VIG	Contiene el diseño de las secciones de las vigas usadas como elementos principales y de apoyo
9.- DETALLE DE VOLADOS	 CAPWELL-T4-29JUN 2016 CERCHA Y VOL	Contiene el diseño de losa inclinada y detalles para asientos de suites corporativas
10.- DETALLE DE CONECTORES DE CORTE	 CAPWELL-T4-29JUN 2016 CONECTORES C	Contiene el detalle de los conectores usado para el armado de la losa metálica
11.- DETALLE ESCALERAS 1	 CAPWELL-T4-29JUN 2016 DETALLE ESCAL	Contiene los cortes para la observación de las escaleras y las implantaciones respectivas

<p>12.- DETALLE ESCALERAS 2</p>	 CAPWELL-T4-29JUN 2016 DETALLE ESCAL	<p>Contiene los cortes para la observación de las escaleras y las implantaciones respectivas</p>
<p>13.- IMPLANTACIÓN ARQUITECTÓNICA</p>	 EBP-ARQ-FINAL-TORRE 4 ARQUITECTÓNICA	<p>Contiene la implantación de la torre 4, con su respectiva ubicación y niveles.</p>
<p>14.- RENDER TORRE 4</p>	 RENDER TORRE 4.jpg	<p>Esquema en 3 dimensiones del Estadio George Capwell</p>


2. MATRIZ SCORING PARA EVALUACIÓN DE PROPUESTAS

Tabla LXXI Matriz de scoring para análisis multicriterio y selección entre las alternativas propuestas

Criterios de selección de alternativas	Ponderación w_i	ASB	DPH	DPV
		r_i		
Alto porcentaje de reducción de desplazamientos en los entrepisos superiores	5	9	8	7
Baja probabilidad de reemplazo post-sismo de los dispositivos de control	5	8	4	5
Reducción del daño estructural por sismo	5	9	7	7
Baja afectación en el aspecto arquitectónico de la estructura	5	8	4	4
Larga vida útil de los dispositivos	4	8	8	4
Bajo costo de mantenimiento de los dispositivos de control	4	3	9	7
Alto control de daño en contenidos	4	8	7	8
Bajo impacto ambiental	4	5	8	7
Bajo costo de instalación y puesta en obra de los dispositivos de control	3	2	9	7
Bajo costo de reemplazo de los dispositivos de control	3	1	8	6
Bajo costo de fabricación de los dispositivos de control	3	1	9	7
Instalación simple en obra de los dispositivos de control	3	7	9	7
Bajo impacto en las prácticas de construcción actuales	3	7	9	7
Fácil consecución de materiales necesarios para la fabricación de los dispositivos en el país	3	5	9	2
No requiere mano de obra altamente calificada para la instalación de los dispositivos de control	2	5	8	6
Baja interrupción del continuo funcionamiento de estructuras indispensables en el reemplazo de los dispositivos de control	1	2	5	5
Puntuación		347	423	344

Fuente: Autores

3. DETALLE DEL ELEMENTO DISIPADOR PROPUESTO

ANEXO 2		
PLANOS	ARCHIVO	DETALLE
<p>1.- ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y RESPUESTA SÍSMICA DEL EDIFICIO TORRE 4 DEL ESTADIO CAPWELL - ESTUDIO DE MÉTODOS DE PROTECCIÓN SÍSMICAS PARA LA ESTRUCTURA</p>	 ANEXO 2.pdf	<p>Contiene el detalle de la disposición de los disipadores pasivos hysteréticos y detalle de la conexión empernada</p>

4. ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIO DE LA TORRE 4

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: UNIDAD: M2
DETALLE: PLACA COLABORANTE DECK METÁLICO 0,65MM

1.- EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDA D	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIEN T O	COSTO UNITARI O
Herramientas menores	0,5	\$0,80	\$0,40	0,098	\$0,04
EQUIPOS SUBTOTAL					\$0,04

2.- MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDA D	JORNAL REAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIEN T O	COSTO UNITARI O
Maestro Soldador Especializado C1	0,25	\$3,38	\$0,85	0,098	\$0,08
Soldador categoria D2	1,00	\$3,05	\$3,05	0,098	\$0,30
Peon Categoria E2	2,00	\$3,01	\$6,02	0,098	\$0,59
MANO DE OBRA SUBTOTAL					\$0,97

3.- MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDA D	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARI O
Plancha Colaborante Deck e=0,65 mm inc. Accesorios	m2	1,05	\$9,50	\$9,98
MATERIAL SUBTOTAL				\$9,98

4.- TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDA D	TARIFA	COSTO UNITARI O
TRANSPORTE SUBTOTAL				\$0,00
COSTO DIRECTO				\$11,78

INDIRECTOS Y UTILIDADES	15,00%	\$1,65
OTROS INDIRECTOS	0,00%	\$0,00
COSTO TOTAL DEL RUBRO		\$12,63

VALOR OFERTADO	\$12,63
----------------	---------

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: UNIDAD: M2
 DETALLE: MALLA ELECTROSOLDADA R-131 (5.5-15)

1.- EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO UNITARIO
Herramientas menores	0,5	\$0,80	\$0,40	0,215	\$0,09
EQUIPOS SUBTOTAL					\$0,09

2.- MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL REAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO UNITARIO
Maestro de Obra Categoría C2	0,40	\$3,21	\$1,28	0,215	\$0,28
Fierrero Categoría D2	1,00	\$3,05	\$3,05	0,215	\$0,66
Peon Categoría E2	2,00	\$3,01	\$6,02	0,215	\$1,29
MANO DE OBRA SUBTOTAL					\$2,23

3.- MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
Malla Electrosoldada de 5,5 mm. 15x15 cm.	m2	1,050	\$4,07	\$4,27
Alambre recosido # 18	Kg	0,042	\$1,40	\$0,06
MATERIAL SUBTOTAL				\$4,33

4.- TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO UNITARIO
TRANSPORTE SUBTOTAL				\$0,00
COSTO DIRECTO				\$6,64

INDIRECTOS Y UTILIDADES	15,00%	\$1,00
OTROS INDIRECTOS	0,00%	\$0,00
COSTO TOTAL DEL RUBRO		\$7,64
VALOR OFERTADO		\$7,64

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO:

UNIDAD:

M2

DETALLE: CONECTORES DE CORTE

1.- EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO UNITARIO
Herramientas menores	0,5	\$0,80	\$0,40	0,250	\$0,10
Soldadora Eléctrica	1,0	\$2,00	\$2,00	0,250	\$0,50
EQUIPOS SUBTOTAL					\$0,60

2.- MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL REAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO UNITARIO
Maestro de Obra Categoría C2	0,25	\$3,21	\$0,80	0,250	\$0,20
Soldador categoría D2	1,00	\$3,05	\$3,05	0,250	\$0,76
Peon Categoría E2	1,00	\$3,01	\$3,01	0,250	\$0,75
MANO DE OBRA SUBTOTAL					\$1,71

3.- MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
Conectores	Kg	0,550	\$0,94	\$0,52
Soldadura 60-11	kg	0,080	\$3,00	\$0,24
MATERIAL SUBTOTAL				\$0,76

4.- TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO UNITARIO
TRANSPORTE SUBTOTAL				\$0,00
COSTO DIRECTO				\$3,07

INDIRECTOS Y UTILIDADES	15,00%	\$0,46
OTROS INDIRECTOS	0,00%	\$0,00

COSTO TOTAL DEL RUBRO	\$3,68
-----------------------	--------

VALOR OFERTADO	\$3,53
----------------	--------

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: UNIDAD: KG
 DETALLE: ACERO ESTRUCTURAL (PROVISIÓN Y MONTAJE)

1.- EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO UNITARIO
Herramientas menores	0,5	\$0,80	\$0,40	0,150	\$0,06
Soldadora Eléctrica	1,0	\$2,00	\$2,00	0,150	\$0,30
EQUIPOS SUBTOTAL					\$0,36

2.-MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL REAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO UNITARIO
Maestro de Obra Categoría C2	0,25	\$3,21	\$0,80	0,150	\$0,12
Fierrero Categoría D2	1,00	\$3,05	\$3,05	0,150	\$0,46
Peon Categoría E2	1,00	\$3,01	\$3,01	0,150	\$0,45
MANO DE OBRA SUBTOTAL					\$1,03

3.- MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
Acero Estructural	Kg	1,050	\$0,94	\$0,99
Soldadura 60-11	kg	0,060	\$3,00	\$0,18
Pintura Anticorrosiva	Gln	0,040	\$16,00	\$0,64
MATERIAL SUBTOTAL				\$1,81

4.- TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO UNITARIO
TRANSPORTE SUBTOTAL				\$0,00
COSTO DIRECTO				\$3,20

INDIRECTOS Y UTILIDADES	15,00%	\$0,48
OTROS INDIRECTOS	0,00%	\$0,00

COSTO TOTAL DEL RUBRO	\$3,68
------------------------------	---------------

VALOR OFERTADO	\$3,68
-----------------------	---------------