

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CHILE  
ESCUELA DE INGENIERÍA

**MODIFICACIÓN EN LA  
NORMA ECUATORIANA DE DISEÑO  
SÍSMICO NEC-2015  
ESTUDIO DE REHABILITACIÓN  
ESTRUCTURAL MEDIANTE EL USO DE  
DIAGONALES “BRB”**

**MARCELO LEONARDO SEMBLANTES VÉLEZ**

Informe de Actividad de Graduación para optar al Grado de  
Magíster en Ingeniería Estructural y Geotécnica

Profesor Supervisor:

**MIGUEL MEDALLA RIQUELME**

Santiago de Chile, Octubre, 2015.

A Dios por esta oportunidad.

A mis padres por todo su amor,  
consejos y apoyo incondicional.

## **AGRADECIMIENTOS**

Agradezco especialmente a mi madre Luz María por todo el amor, apoyo y consejos que me ha brindado a lo largo de toda la vida y en especial estos años lejos de mi país.

A mi padre que me inculcó el gusto por la ingeniería y siempre aporta con ideas y criterios que han cambiado mi manera de entender el mundo.

A Elena Cornejo coordinadora de programa por toda su ayuda y preocupación tanto por lo académico como por lo personal.

Al Senescyt y al gobierno ecuatoriano por la oportunidad de estudiar en el extranjero desarrollando mis capacidades académicas, profesionales y personales.

A los compañeros del magister que han sido un constante apoyo y compañía en los últimos años especialmente a Raúl Heredia, Adhemir Taboada y Edgar Canchi, les deseo que cumplan todos sus objetivos personales y profesionales en cada uno de sus respectivos países.

De manera muy especial al Magister Miguel Medalla, mi profesor supervisor por su tiempo, ayuda y colaboración durante la realización de este trabajo.

## INDICE GENERAL

	Pág.
DEDICATORIA.....	ii
AGRADECIMIENTOS .....	iii
INDICE DE TABLAS .....	vii
INDICE DE FIGURAS.....	ix
RESUMEN.....	xiii
ABSTRACT .....	xiv
I. INTRODUCCIÓN.....	1
I.1 Código Ecuatoriano de la Construcción 2001.....	1
I.1.1 Zonas Sísmicas y Factor de Zona Z.....	2
I.1.2 Geología Local y Perfiles de Suelo, coeficientes S y Cm. ....	3
I.1.3 Importancia de la Estructura, Coeficiente I. ....	4
I.1.4 Estructuras Regulares e Irregulares: Factores $\Phi_E$ , $\Phi_P$ .....	5
I.1.5 Respuesta Estructural, coeficiente de reducción de respuesta R. ....	5
I.1.6 Periodo fundamental T.....	6
I.1.7 Cortante Basal de Diseño.....	7
I.1.8 Procedimiento Dinámico de Cálculo de Fuerzas.....	8
I.1.9 Límites de la Deriva de Piso.....	8
I.2 Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015.....	9
I.2.1 Zonas Sísmicas y Factor de Zona Z.....	10
I.2.2 Tipos de Perfiles de suelos para diseño sísmico. ....	11
I.2.3 Coeficientes de perfil de suelo $F_a$ , $F_d$ y $F_s$ .....	12
I.2.4 Importancia de la Estructura, Coeficiente I. ....	14
I.2.5 Estructuras Regulares e Irregulares factores $\Phi_E$ , $\Phi_P$ .....	14
I.2.6 Respuesta Estructural, coeficiente de reducción de respuesta R. ..	14
I.2.7 Periodo fundamental T.....	15
I.2.8 Cortante Basal de Diseño.....	16
I.2.9 Espectro elástico horizontal de diseño de pseudo-aceleraciones...	17
I.2.10 Límites de la Deriva de Piso.....	20

I.3	Rehabilitación Sísmica de edificios .....	20
I.3.1	Objetivos de Rehabilitación.....	20
I.3.2	Estrategias de Rehabilitación.....	21
I.3.3	Riostras de Pandeo Restringido o BRB.....	22
II.	EDIFICIO EN ESTUDIO.....	25
II.1	Descripción General del Edificio .....	25
II.2	Estructuración del Edificio.....	26
II.3	Modelo Estructural.....	26
II.3.1.	Geometría.....	27
II.3.2.	Materiales.....	30
II.3.3.	Secciones .....	30
II.3.4.	Losas de entrepiso.....	32
II.3.5.	Cargas gravitacionales .....	33
II.3.6.	Masa sísmica reactiva W .....	34
II.3.7.	Análisis Modal Espectral .....	34
II.3.8.	Solicitaciones sísmicas .....	36
II.3.9.	Combinaciones de carga .....	40
III.	RESULTADOS DEL ANALISIS MODAL ESPECTRAL .....	41
III.1	Cortante Basal .....	41
III.2	Axiales en barras .....	41
III.3	Momentos en barras .....	43
III.4	Análisis de derivas y drifts .....	44
III.5	Revisión del diseño de barras .....	45
III.6	Comprobación de cimentación .....	48
IV.	DISEÑO DE RIOSTRAS DE PANDEO RESTRINGIDO BRB.....	52
IV.1	Demanda y Capacidad de los BRB .....	52
IV.2	Comportamiento Inelástico de los BRB.....	54
IV.3	Verificación de la Viga IPE240.....	57
IV.4	Verificación por capacidad de la columna HEB300 .....	61
V.	ANALISIS DE LA ESTRUCTURA CON BRB.....	65
V.1	Modelación Lineal de los BRB .....	65
V.2	Análisis Modal Espectral con BRB.....	67

V.3	Cortante Basal con BRB .....	69
V.4	Axiales en barras con BRB .....	69
V.5	Momentos en barras con BRB .....	70
V.6	Análisis de derivas y drifts con BRB .....	71
V.7	Diseño de barras para estructura con BRB.....	72
V.8	Validación de cimentación para estructura con BRB.....	74
VI.	ANALISIS TIEMPO HISTORIA.....	76
VI.1	Rótulas Plásticas.....	76
VI.2	Modelación de riostras convencionales.....	77
VI.3	Modelación de elementos BRB.....	79
VI.4	Registros sísmicos sintéticos.....	81
VI.5	Modelación Computacional .....	86
VI.6	Respuesta de Cortante Basal en el tiempo .....	91
VI.7	Respuesta de aceleración de techo en el tiempo .....	92
VI.8	Respuesta de desplazamiento de techo en el tiempo .....	93
VI.9	Grafica Cortante Basal vs desplazamiento de Techo .....	94
VI.10	Respuesta de riostras CBF y BRB en el tiempo.....	95
VI.11	Formación de rotulas plásticas .....	100
VI.12	Envolvente de axiales en columna central .....	101
VI.13	Envolvente de momentos en columna central.....	102
VII.	ANALISIS DE RESULTADOS.....	103
VIII.	CONCLUSIONES.....	109
	BIBLIOGRAFIA.....	112

## INDICE DE TABLAS

	Pág.
Tabla I-1: Valores del Factor Z de la zona sísmica adoptada .....	2
Tabla I-2: Clasificación del suelo según CEC-2001 .....	4
Tabla I-3: Coeficiente de suelo S y coeficiente $C_m$ .....	4
Tabla I-4: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura .....	4
Tabla I-5: Coeficiente de Reducción de Respuesta Estructural .....	6
Tabla I-6: Valores límite de $\Delta_M$ , expresados como fracción de la altura de piso .....	9
Tabla I-7: Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada .....	10
Tabla I-8: Clasificación de los perfiles de suelo según NEC-2015 .....	12
Tabla I-9: Factor de amplificación en la zona de periodo corto, $F_a$ .....	13
Tabla I-10: Factor de amplificación de las ordenadas del espectro elástico, $F_d$ .....	13
Tabla I-11: Factor de comportamiento inelástico del subsuelo, $F_s$ .....	14
Tabla I-12: Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles .....	15
Tabla I-13: Coeficientes $C_t$ y $\alpha$ para determinar el periodo T .....	16
Tabla I-14: Niveles de amenaza sísmica .....	20
Tabla I-15: Objetivos de Rehabilitación .....	21
Tabla II-1: Cargas gravitacionales .....	33
Tabla II-2: Periodos y masa modal efectiva participante .....	35
Tabla II-3: Rápida comparación entre CEC-2001 y NEC-2015 .....	37
Tabla II-4: Análisis del incremento de demanda del NEC-2015 .....	38
Tabla III-1: Reacciones Basales .....	41
Tabla III-2: Resumen de diseño con CEC-2001 .....	48
Tabla III-3: Resumen de diseño con NEC-2015 .....	48
Tabla III-4: Cargas para el diseño de la cimentación .....	51
Tabla III-5: Comprobaciones a Flexión .....	51
Tabla III-6: Comprobaciones a Corte .....	51
Tabla IV-1: Propiedades del BRB diseñado para piso 5 .....	55
Tabla IV-2: Propiedades del BRB diseñado para piso 4 .....	56
Tabla IV-3: Propiedades del BRB diseñado para piso 3 .....	56

Tabla IV-4: Propiedades del BRB diseñado para piso 2 .....	56
Tabla IV-5: Propiedades del BRB diseñado para piso 1 .....	57
Tabla IV-6: Fuerza axial requerida para $2.0\Delta_{bm}$ .....	62
Tabla V-1: Periodos y masa modal efectiva participante con BRB .....	67
Tabla V-2: Reacciones Basales con BRB .....	69
Tabla V-3: Resumen de diseño Estructura Convencional.....	73
Tabla V-4: Resumen de diseño Estructura con BRB .....	73
Tabla V-5: Cargas para el diseño de la cimentación.....	74
Tabla V-6: Comprobaciones a Flexión .....	75
Tabla V-7: Comprobaciones a Corte.....	75
Tabla VI-1: Sismos Considerados como registros Semilla.....	81
Tabla VI-2: Sismos artificiales generados .....	82



## INDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura I-1: Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño .....	3
Figura I-2: Espectro Sísmico Elástico para CEC-2001 .....	8
Figura I-3: Zonas sísmicas para diseño y valor del factor Z .....	11
Figura I-4: Espectro elástico horizontal de diseño para NEC-2015 .....	17
Figura I-5: Comparación entre riostra convencional y riostra BRB .....	22
Figura I-6: Descripción general de un BRB .....	23
Figura I-7: Componentes básicos de un BRB .....	23
Figura I-8: Curva esqueleto típico para BRB .....	24
Figura II-1: Vista 3D de la estructura analizada .....	26
Figura II-2: Configuración geométrica en planta de todos los pisos .....	27
Figura II-3: Configuración geométrica en elevación de los ejes 1 y 5 .....	28
Figura II-4: Configuración geométrica en elevación de los ejes 2, 3 y 4 .....	28
Figura II-5: Configuración geométrica en elevación de los ejes A y E .....	29
Figura II-6: Configuración geométrica en elevación de los ejes B, C y D .....	29
Figura II-7: Modelación de acero y hormigón estructural en SAP2000 .....	30
Figura II-8: Modelación de secciones para columnas .....	31
Figura II-9: Modelación de Secciones para vigas .....	31
Figura II-10: Modelación de secciones para riostras .....	32
Figura II-11: Modelación de secciones tipo shell .....	32
Figura II-12: Modelación de cargas gravitacionales .....	33
Figura II-13: Modelación de la carga sísmica reactiva .....	34
Figura II-14: Primer modo de vibración $T=1.01$ seg. ....	35
Figura II-15: Segundo modo de vibración $T=0.73$ seg. ....	36
Figura II-16: Tercer modo de vibración $T=0.60$ seg. ....	36
Figura II-17: Comparación entre espectros de diseño NEC-2015 y CEC-2001 .....	38
Figura II-18: Análisis comparativo entre NEC-2015 y CEC-2001 .....	39
Figura II-19: Modelación de la excitación sísmica en SAP2000 .....	39
Figura III-1: Comparación de axiales para el pórtico arriostrado .....	42

Figura III-2: Comparación de axiales en el pórtico de momentos .....	42
Figura III-3: Envolvente de momentos para el pórtico arriostrado .....	43
Figura III-4: Envolvente de momentos para el pórtico de momentos .....	43
Figura III-5: Deriva de piso.....	44
Figura III-6: Drifts de Entrepiso.....	45
Figura III-7: Resumen de diseño pórtico arriostrado .....	46
Figura III-8: Resumen de diseño de pórtico a momento .....	46
Figura III-9: Resumen de diseño de sistema de piso.....	47
Figura III-10: Zapata Aislada típica para cimentación.....	49
Figura IV-1: Demanda de Axiales en los BRB .....	53
Figura IV-2: Largo de fluencia en los BRB .....	54
Figura IV-3: Fuerza Axial requerida por capacidad según FEMA 450 .....	59
Figura IV-4: Demanda de compresión axial para cargas gravitacionales.....	62
Figura IV-5: Demanda de compresión axial producto de los BRB.....	63
Figura V-1: Modelación del Factor de corrección de rigidez KF .....	65
Figura V-2: Modelación de la sección de los BRB .....	66
Figura V-3: Primer modo de vibración T=1.01 seg.....	68
Figura V-4: Segundo modo de vibración T=0.74 seg.....	68
Figura V-5: Tercer modo de vibración T=0.61 seg.....	68
Figura V-6: Comparación de axiales para estructura con y sin BRB.....	70
Figura V-7: Comparación de momentos para estructuras con y sin BRB .....	70
Figura V-8: Influencia del BRB en las derivas .....	71
Figura V-9: Influencia de los BRB en el drift de Entrepiso .....	72
Figura V-10: Resumen de diseño pórtico arriostrado .....	72
Figura V-11: Zapata Aislada típica para cimentación.....	74
Figura VI-1: Curvas de fuerza vs deformación.....	76
Figura VI-2: Modelación de rotulas plásticas en SAP2000 .....	77
Figura VI-3: Histéresis típica de elemento tubular .....	78
Figura VI-4: Modelación de riostras convencionales en SAP2000 .....	78
Figura VI-5: Modelación de elementos BRB en SAP2000.....	80

Figura VI-6: Corrección de Rigidez por longitud efectiva de fluencia .....	80
Figura VI-7: Ubicación de los sismos seleccionados como registros semilla.....	82
Figura VI-8: Registro artificial basado en ICA .....	83
Figura VI-9: Espectro de Respuesta para registro ICA artificial .....	83
Figura VI-10: Registro artificial basado en MOC .....	84
Figura VI-11: Espectro de Respuesta para registro MOC artificial .....	84
Figura VI-12: Registro artificial basado en APQ .....	85
Figura VI-13: Espectro de Respuesta para registro APQ artificial .....	85
Figura VI-14: Modelación componentes sísmicas para registro ICA .....	86
Figura VI-15: Modelación componentes sísmicas para registro MOC .....	86
Figura VI-16: Modelación componentes sísmicas para registro APQ .....	87
Figura VI-17: Modelación de Pre-carga gravitacional No Lineal.....	87
Figura VI-18: Modelación del caso de carga Tiempo Historia no Lineal ICA.....	88
Figura VI-19: Modelación del caso de carga Tiempo Historia no Lineal MOC.....	88
Figura VI-20: Modelación del caso de carga Tiempo Historia no Lineal APQ.....	89
Figura VI-21: Expresión para amortiguamiento de Rayleigh .....	89
Figura VI-22: Modelación del amortiguamiento de Rayleigh .....	90
Figura VI-23: Respuesta de cortante Basal en el tiempo .....	91
Figura VI-24: Respuesta en el tiempo de desplazamiento en “X” .....	93
Figura VI-25: Cortante Basal vs. Desplazamiento de Techo .....	94
Figura VI-26: Respuesta en el tiempo de los CBF y BRB del primer piso.....	95
Figura VI-27: Respuesta en el tiempo de los CBF y BRB del segundo piso .....	96
Figura VI-28: Respuesta en el tiempo de los CBF y BRB del tercer piso .....	97
Figura VI-29: Respuesta en el tiempo de los CBF y BRB del cuarto piso .....	98
Figura VI-30: Respuesta en el tiempo de los CBF y BRB del quinto piso .....	99
Figura VI-31: Formación de Rótulas Plásticas .....	100
Figura VI-32: Comparación de Envolvente axial máximo en columna central .....	101
Figura VI-33: Comparación de Envolvente de momento máximo en columna central ....	102
Figura VII-1: Comparativa del Cortante Basal .....	103
Figura VII-2: Comparativa Desplazamiento de Techo .....	104

Figura VII-3: Comparativa de Aceleraciones de techo .....	104
Figura VII-4: Comparación de Amortiguamiento viscoso Equivalente.....	105
Figura VII-5: Comparativa de Axiales máximos en columna central.....	106
Figura VII-6: Comparativa de Momento máximo en columna central.....	106
Figura VII-7: Comparativa de drifts máximos para registro ICA .....	107
Figura VII-8: Comparativa de drifts máximos para registro MOC.....	107
Figura VII-8: Comparativa de drifts máximos para registro APQ.....	107

## RESUMEN

En Enero del 2015 se aprobó la nueva norma ecuatoriana de la construcción NEC-2015. Esta nueva normativa trata de lograr niveles de desempeño sísmico superiores en las estructuras ecuatorianas, por esta razón se ha definido una demanda espectral mayor que el antiguo código CEC-2001. Esta actualización de la norma obligará a verificar la condición de diseño de muchas estructuras antiguas para que cumplan con los nuevos requisitos de diseño.

El objetivo de este trabajo es estudiar la respuesta de un edificio de acero de 5 pisos con ambas normativas y estudiar la factibilidad de rehabilitación con riostras de pandeo restringido (BRB).

Para cumplir este objetivo se verifica el diseño original con un análisis modal espectral de acuerdo a CEC-2001, y a NEC-2015; después de esto se estudia una solución con BRB considerando un análisis modal espectral y un análisis de respuesta en el tiempo para tres registros artificiales compatibles con el nuevo espectro elástico de diseño de la NEC-2015.

Del presente estudio se concluye que para el sistema estructural en estudio la nueva norma produce un aumento importante en la demanda sísmica. Después de los análisis se observa que instalar diagonales de pandeo restringido puede disminuir la demanda de cortante basal en un 10%, y los desplazamientos máximos de techo en un 28%.

Por último los análisis de respuesta en el tiempo establecieron que el nivel de daño es importante en diagonales y columnas para la estructura convencional, y que este daño puede ser eliminado con la utilización de riostras de pandeo restringido. Se concluye además que los BRB al ser diseñados como fusibles preservan la integridad estructural del resto de elementos sismo-resistentes frente a sismos compatibles con el espectro de diseño definido en la NEC-2015.

## **ABSTRACT**

The new Ecuadorian specification for construction (NEC-2015) was approved in January 2015. This new legislation try to achieve higher seismic performance levels in the Ecuadorian building structures, therefore it has a greater spectral demand than the old Standart CEC-2001. This update will require to verify the design for seismic performance of many ancient buildings to comply with the new requirements of design structures.

The purpose of this work is to study the response of a steel building of 5 floors with both specifications and study the feasibility of rehabilitation with buckling restrained braces (BRB).

To achieve this goal the original design of the buiding is verified with a spectral modal analysis according to the requirements of the standards, CEC-2001 and NEC-2015, after that the effect of buckling restrained braces implementation is studied first with a modal spectral analysis and then whith a time response analysis for three artificial records compatible with the new elastic design spectrum of the NEC-2015.

From this study it is concluded that the new standard produces a significant increase in seismic demand for the Structure of the buiding of this paper. After the analysis is found that the use of buckling Restrained braces in the structure decreases the demand for base shear by 10%, and also decreases the maximum roof displacement by 28%.

Finally time response analysis showed a significant level of damage in braces and columns for the conventional structure, and also this damage can be avoided with the use of buckling restrained braces. It is conclude that the diagonal elements behave like fuses and preserve the structural integrity of the rest of earthquake-resistant elements against earthquakes compatible with the design spectrum defined in the NEC-2015.

## **I. INTRODUCCIÓN**

La sismicidad en el Ecuador es consecuencia de la convergencia entre la placa de Nazca y la placa Sudamericana. La subducción de la primera bajo la segunda ha sido ya bien descrita en la bibliografía científica, aunque su historia geológica no se haya definido con exactitud. El Ecuador se ve afectado a la vez por sismos originados en la zona de subducción y por sismos superficiales relacionados con la deformación andina actual. En el trabajo de (Yepes, 2000) se explica que los registros de los equipos GPS de alta precisión colocados en Manabí y Esmeraldas detectan un movimiento promedio de 6 centímetros por año de la placa de Nazca que se empuja hacia la placa Sudamericana, es la principal fuente de generación de sismos en la zona costera del país, decir que las islas Galápagos se están acercando hacia el continente a esa velocidad por año.

A pesar de que el Ecuador tiene una larga historia de actividad sísmica que, en los últimos 460 años, ha provocado la destrucción de ciudades enteras como Riobamba en 1970 Ibarra en 1868 y la muerte de más de 60.000 personas por causa de terremotos, no existe en el país una conciencia real acerca del peligro sísmico que pesa sobre él. Cada nuevo terremoto ocasiona víctimas, las mismas que habrían podido evitarse o disminuirse si se hubieran asimilado las lecciones dejadas por estos eventos telúricos pasados.

### **I.1 Código Ecuatoriano de la Construcción 2001**

Este código se basa principalmente en el comportamiento dinámico de estructuras de edificación, tomando como documentos de trabajo los códigos UBC97 de los Estados Unidos, y las normativas sismo-resistentes colombiana 1998 y peruana 1997, y tiene como finalidad proporcionar a las estructuras un diseño sismo-resistente.

De acuerdo a lo descrito en (CEC, 2001) se tiene que las estructuras diseñadas de acuerdo a los requerimientos del código cumplen con la siguiente filosofía:

- a) Prevenir daños en elementos no estructurales y estructurales, ante terremotos pequeños y frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.

- b) Prevenir daños estructurales graves y controlar daños no estructurales, ante terremotos moderados y poco frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- c) Evitar el colapso ante terremotos severos que pueden ocurrir rara vez durante la vida útil de la estructura, procurando salvaguardar la vida de sus ocupantes.

Se busca cumplir estos objetivos diseñando la estructura de modo tal que pueda disipar energía a través de deformación inelástica, conforme a las demandas reducidas especificadas en el código.

Entre otros la demanda sísmica depende de:

- a) La zona sísmica y factor de zona  $Z$
- b) La geología local, perfiles de suelo
- c) Importancia de la Estructura
- d) Regularidad en planta y la elevación de la estructura
- e) Respuesta Estructural, coeficiente de reducción de respuesta  $R$
- f) Periodo Fundamental de la estructura
- g) Cortante Basal de Diseño

### **I.1.1 Zonas Sísmicas y Factor de Zona $Z$**

El mapa reconoce el hecho de que la subducción de la Placa de Nazca dentro de la Placa Sudamericana es la principal fuente de generación de energía sísmica en el Ecuador. A este hecho se añade un complejo sistema de fallas locales superficiales que produce sismos importantes en gran parte del territorio ecuatoriano.

Tabla I-1: Valores del Factor  $Z$  de la zona sísmica adoptada

<b>Zona Sísmica</b>	<b>I</b>	<b>II</b>	<b>III</b>	<b>IV</b>
Valor factor $Z$	0.15	0.25	0.30	0.40



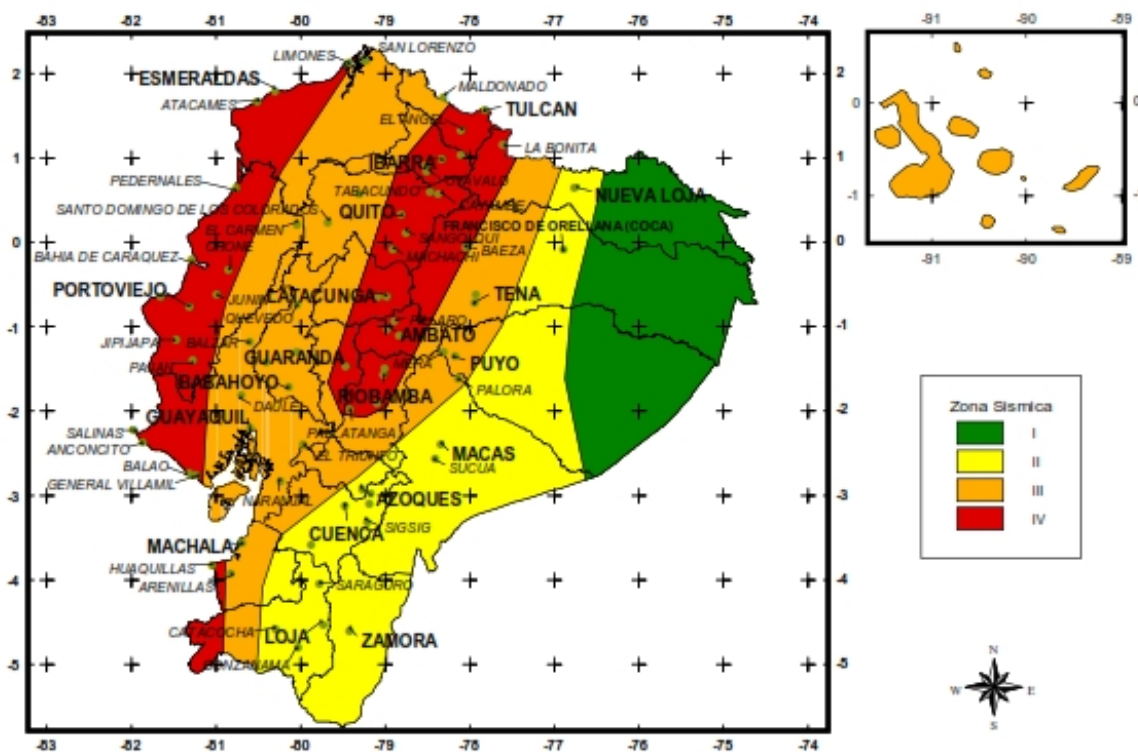


Figura I-1: Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño  
[Fuente: Código Ecuatoriano de la Construcción 2001]

### I.1.2 Geología Local y Perfiles de Suelo, coeficientes S y Cm.

Las condiciones geotécnicas de los sitios o perfiles de suelo se las clasifica de acuerdo con las propiedades mecánicas del sitio, los espesores de los estratos y la velocidad de propagación de las ondas de corte. Este último parámetro puede ser correlacionado con otros parámetros del suelo, como por ejemplo el número de golpes del SPT, para algunos tipos de suelo en sitios donde se disponga de las correlaciones correspondientes.

Los tipos de perfiles de suelo se clasifican de la siguiente manera:

Tabla I-2: Clasificación del suelo según CEC-2001

<b>Tipo de Perfil</b>	<b>Descripción</b>	<b>Definición</b>
<b>I</b>	Roca o suelo firme	$V_s \geq 750 \text{m/s}$
<b>II</b>	Suelos Intermedios	$750 \text{m/s} > V_s \geq 350 \text{m/s}$
<b>III</b>	Suelos blandos o estratos profundos	$350 \text{m/s} > V_s$
<b>IV</b>	Condiciones especiales de evaluación del suelo	

Tabla I-3: Coeficiente de suelo S y coeficiente Cm

<b>Perfil Tipo</b>	<b>Descripción</b>	<b>S</b>	<b>Cm</b>
S1	Roca o Suelo Firme	1.0	2.5
S2	Suelos Intermedios	1.2	3.0
S3	Suelos blandos y estrato profundo	1.5	2.8
S4	Condiciones especiales de suelo	2.0*	2.5

### I.1.3 Importancia de la Estructura, Coeficiente I.

La estructura a construirse se clasificará en una de las categorías que se establecen en la siguiente tabla y se adoptará el correspondiente factor de importancia I.

Tabla I-4: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

<b>Categoría</b>	<b>Tipo de uso, destino e importancia</b>	<b>Factor</b>
Edificaciones esenciales y/o peligrosas	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	1.5

	de generación, transmisión 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.	
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

#### **I.1.4 Estructuras Regulares e Irregulares: Factores $\Phi_E$ , $\Phi_P$ .**

El código incorpora factores penalizantes al diseño de estructuras irregulares, tanto en planta como en elevación, debido a que la presencia de irregularidades usualmente causa problemas en las estructuras ante la ocurrencia de un sismo.

La utilización de los factores penalizantes incrementa el valor del cortante de diseño, con la intención de proveer de mayor resistencia a la estructura, pero no evita los problemas que pudieran presentarse en el comportamiento sísmico de la edificación. Por tanto, es recomendable evitar al máximo la presencia de las irregularidades mencionadas.

#### **I.1.5 Respuesta Estructural, coeficiente de reducción de respuesta R.**

Reducción de los parámetros de respuesta elástica para diseño: los parámetros de respuesta elástica pueden ser reducidos para propósitos de diseño, con el limitante de que en ningún caso podrán reducirse los parámetros de respuesta elástica a valores tales que el cortante basal de diseño correspondiente sea menor que el cortante basal de respuesta elástica dividido por R.

Tabla I-5: Coeficiente de Reducción de Respuesta Estructural

<b>Sistema Estructural</b>	<b>R</b>
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas o de acero laminado en caliente, con muros estructurales de hormigón armado (sistemas duales).	12
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas o de acero laminado en caliente.	<b>10</b>
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas banda y muros estructurales de hormigón armado (sistemas duales).	10
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y diagonales rigidizadoras.	10
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes de hormigón armado con vigas banda y diagonales rigidizadoras.	9
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes de hormigón armado con vigas banda.	8
Estructuras de acero con elementos armados de placas o con elementos de acero conformados en frío. Estructuras de aluminio.	7
Estructuras de madera	7
Estructura de mampostería reforzada o confinada	5
Estructuras con muros portantes de tierra reforzada o confinada	3

### **I.1.6 Período fundamental T.**

Se requiere utilizar métodos apropiados de la dinámica de estructuras para la estimación del período fundamental de vibración, para estructuras de edificación el valor de T puede determinarse aproximadamente mediante la utilización de la siguiente expresión:

$$T = C_t (h_n)^{3/4} \quad (I.1)$$

Donde:

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

$C_t = 0,09$  para pórticos de acero.

$C_t = 0,08$  para pórticos espaciales de hormigón armado.

$C_t = 0,06$  para pórticos espaciales de hormigón armado con muros estructurales y para otras estructuras.

### I.1.7 Cortante Basal de Diseño.

El peso  $W$  para fines de diseño, representa la carga reactiva por sismo y es igual a la carga muerta total de la estructura. En el caso de estructuras de bodegas o de almacenaje,  $W$  se calcula como la carga muerta más un 25% de la carga viva de piso. El cortante basal total de diseño  $V$ , que será aplicado a una estructura en una dirección dada, se determinará mediante las expresiones:

$$V = \frac{Z * I * C}{R * \Phi_P * \Phi_E} * W \quad (I.2)$$

$$C = \frac{1.25 * S^S}{T} \quad (I.3)$$

Donde:

$C$  No debe exceder del valor de  $C_m$  establecido en la tabla 3, no debe ser menor a 0,5 y puede utilizarse para cualquier estructura,

$S$  Su valor y el de su exponente se obtienen de la tabla 3,

$R$  Factor de reducción de respuesta estructural,

$\Phi_P, \Phi_E$  Coeficientes de configuración estructural en planta y en elevación, respectivamente.

### I.1.8 Procedimiento Dinámico de Cálculo de Fuerzas.

Para el análisis dinámico se considera el uso de un espectro de respuesta elástico obtenido para un sitio específico, basado en la geología, tectónica, sismología y características del suelo local. El espectro debe desarrollarse para una fracción de amortiguamiento crítico de 0,05, a menos que la utilización de otros valores sea consistente con el comportamiento estructural previsto y con la intensidad del sismo establecida para el sitio.

El requerimiento de que se utilicen en el análisis todos los modos de vibración que contribuyan significativamente a la respuesta total de la estructura, puede satisfacerse al utilizar todos los modos que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales principales consideradas.

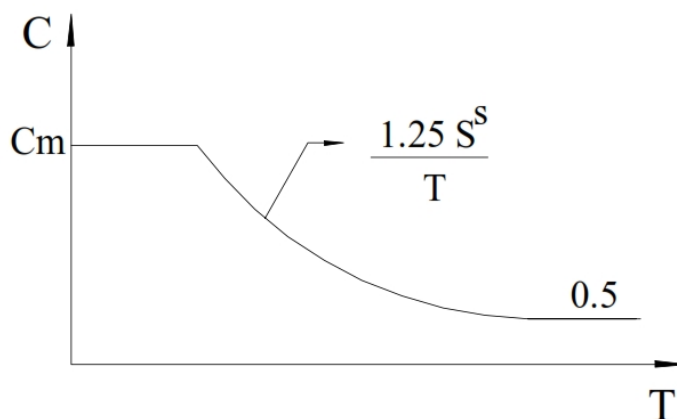


Figura I-2: Espectro Sísmico Elástico para CEC-2001  
[Fuente: Código Ecuatoriano de la Construcción 2001]

### I.1.9 Límites de la Deriva de Piso.

Para la revisión de las derivas de piso se utilizará el valor de la respuesta máxima inelástica en desplazamientos  $\Delta_M$  de la estructura, causada por el sismo de diseño, y no pueden superar los valores establecidos en la siguiente tabla.

Tabla I-6: Valores límite de  $\Delta_M$ , expresados como fracción de la altura de piso

<b>Tipo Estructura</b>	<b><math>\Delta_M</math> máxima</b>
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.020
De Mampostería	0.010

## **I.2 Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015**

En los últimos años el Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda del Ecuador llevó a cabo un proceso de actualización de la Normativa Técnica referente a la Seguridad Estructural de las construcciones (Código Ecuatoriano de la Construcción de 2001).

Esta labor fue realizada en conjunto con la Cámara de la Industria de la Construcción, donde se coordinó el desarrollo de varios documentos normativos a través de comités de expertos de entidades públicas, del sector privado y representantes de instituciones académicas.

Se realizaron talleres de trabajo con los profesionales del sector de la construcción y se aplicaron las mejores prácticas internacionales en el ámbito de la edificación.

El objetivo fue determinar nuevas normas de construcción de acuerdo a los avances tecnológicos para mejorar los mecanismos de control en los procesos constructivos, definir principios mínimos de diseño y montaje en obra, velar por el cumplimiento de los principios básicos de habitabilidad, además se definieron nuevas responsabilidades, obligaciones y derechos de los actores involucrados en los procesos de edificación.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción pretende dar respuesta a la demanda de la sociedad en cuanto a la mejora de la calidad y la seguridad de las construcciones, persiguiendo a su vez, proteger al ciudadano y fomentar un desarrollo urbano sostenible.

El NEC 2015 establece un conjunto de requisitos mínimos, para el diseño de estructuras de edificación que están sujetas a los efectos de terremotos que podrían presentarse en algún momento de su vida útil. (NEC, 2015).

El objetivo de desempeño de la filosofía de diseño basada en desempeño busca evitar la pérdida de vidas a través de impedir el colapso de todo tipo de estructura. Se añade el objetivo de protección en mayor medida y de garantía de funcionalidad luego de un evento sísmico extremo para las estructuras de ocupación especial y esencial.

Sin embargo, las actuales tendencias en el mundo se dirigen no sólo a la protección de la vida, sino también a la protección de la propiedad y a la búsqueda del cumplimiento de diversos niveles de desempeño sísmico, para cualquier tipo de estructura.

### **I.2.1 Zonas Sísmicas y Factor de Zona Z**

Para los edificios de uso normal, se usa el valor de  $Z$ , que representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.

El sitio donde se construirá la estructura determinará una de las seis zonas sísmicas del Ecuador, caracterizada por el valor del factor de zona  $Z$ , de acuerdo el mapa de la siguiente figura.

Tabla I-7: Valores del factor  $Z$  en función de la zona sísmica adoptada

<b>Zona sísmica</b>	<b>I</b>	<b>II</b>	<b>III</b>	<b>IV</b>	<b>V</b>	<b>VI</b>
Valor factor $Z$	0.15	0.25	0.30	0.35	0.4	>0.5
Amenaza sísmica	Interm.	alta	alta	Alta	alta	Muy alta



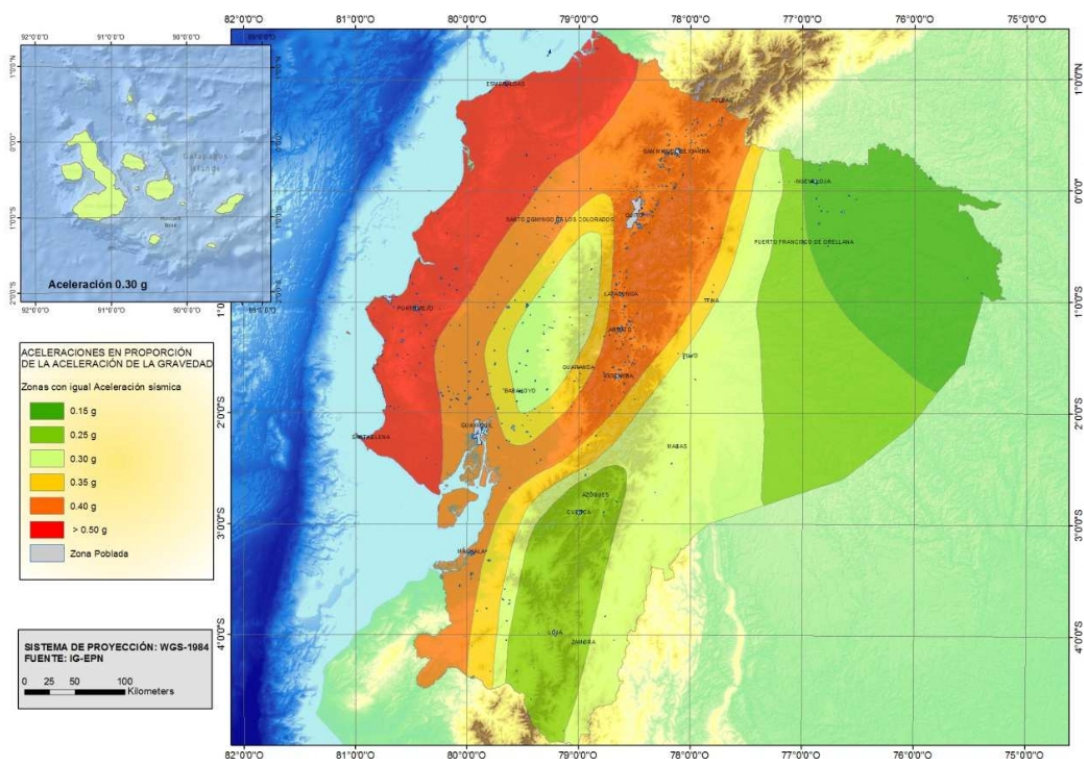


Figura I-3: Zonas sísmicas para diseño y valor del factor Z  
[Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015]

Se destaca el hecho de que el mapa de zonificación sísmica para diseño de la Figura I.3 proviene del resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (periodo de retorno 475 años), incluyendo una saturación a 0.50g de los valores de aceleración sísmica en roca en el litoral ecuatoriano que caracteriza la zona VI. Con ello se reconoce que los verdaderos resultados de peligro sísmico para un periodo de retorno de 475 años para la zona VI son en realidad mayores a 0.50g, y que han sido saturados a dicho valor para ser utilizados en estructuras de edificación de uso normal, por razones de tipo económico.

### I.2.2 Tipos de Perfiles de suelos para diseño sísmico.

Los parámetros utilizados en la clasificación son los correspondientes a los 30 m superiores del perfil para los perfiles tipo A, B, C, D y E.

Se definen seis tipos de perfil de suelo los cuales se presentan en la siguiente tabla:

Tabla I-8: Clasificación de los perfiles de suelo según NEC-2015

<b>Tipo de Perfil</b>	<b>Descripción</b>	<b>Definición</b>
<b>A</b>	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500 \text{ m/s}$
<b>B</b>	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760 \text{ m/s}$
<b>C</b>	Perfiles de suelo muy densos o roca blanda, que cumple con el criterio de velocidad de la onda de cortante.	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360 \text{ m/s}$
<b>D</b>	Perfil de suelo rígido que cumpla con el criterio de velocidad de cortante	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$
<b>E</b>	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3m de arcillas blandas	$V_s < 180 \text{ m/s}$
<b>F</b>	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotécnico. 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 ( $H > 3 \text{ m}$ para turba o arcillas orgánicas).	
	F3: Arcillas de muy alta plasticidad ( $H > 7.5 \text{ m}$ con $IP > 75$ )	
	F4: Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda ( $H > 30 \text{ m}$ )	
	F5: Suelos con contrastes de impedancia $\alpha$ 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.	

Para el perfil tipo F se aplican otros criterios, como los expuestos en la sección 10.5.4 del NEC 2015 los cuales no se explicarán en el presente documento.

### **1.2.3 Coeficientes de perfil de suelo $F_a$ , $F_d$ y $F_s$ .**

En la nueva norma se introduce los siguientes factores:

- a) Factor de amplificación de suelo en la zona de periodo corto,  $F_a$ , que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio.

Tabla I-9: Factor de amplificación en la zona de periodo corto,  $F_a$ .

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	$\geq 0.5$
<b>A</b>	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
<b>B</b>	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
<b>C</b>	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
<b>D</b>	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
<b>E</b>	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
<b>F</b>	Véase Tabla 1-7 y la sección 10.5.4 del NEC-2015					

- b) Factor de amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamiento para diseño en roca,  $F_d$ , que amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

Tabla I-10: Factor de amplificación de las ordenadas del espectro elástico,  $F_d$ .

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	$\geq 0.5$
<b>A</b>	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
<b>B</b>	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
<b>C</b>	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
<b>D</b>	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
<b>E</b>	2.1	1.75	1.70	1.65	1.60	1.50
<b>F</b>	Véase Tabla 1-7 y la sección 10.5.4 del NEC-2015					

- c) Factor de comportamiento no lineal de los suelos,  $F_s$ , que amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

Tabla I-11: Factor de comportamiento inelástico del subsuelo,  $F_s$ .

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	$\geq 0.5$
<b>A</b>	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
<b>B</b>	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
<b>C</b>	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
<b>D</b>	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
<b>E</b>	1.50	1.60	1.70	1.80	1.90	2.00
<b>F</b>	Véase Tabla 1-7 y la sección 10.5.4 del NEC-2015					

#### **I.2.4 Importancia de la Estructura, Coeficiente I.**

Con respecto al coeficiente de importancia I se mantiene igual que en la anterior normativa.

#### **I.2.5 Estructuras Regulares e Irregulares factores $\Phi_E$ , $\Phi_P$ .**

Con respecto a los factores de irregularidad en planta y elevación el NEC 2015 se mantiene igual que en la anterior normativa CEC 2001.

#### **I.2.6 Respuesta Estructural, coeficiente de reducción de respuesta R.**

Los valores del factor R consideran la definición de las cargas sísmicas a nivel de resistencia, en lugar del nivel de servicio, como se encontraban en la versión previa

de esta norma. En tal sentido, las combinaciones de carga deben ser congruentes con este aspecto y deben cumplirse con lo estipulado en la NEC-SE-CG.

Tabla I-12: Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles.

<b>Sistemas Estructurales Dúctiles</b>	<b>R</b>
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda	5

### **I.2.7 Periodo fundamental T.**

Se requiere utilizar métodos apropiados de la dinámica de estructuras para la estimación del período fundamental de vibración, para estructuras de edificación el valor de T puede determinarse aproximadamente mediante la siguiente expresión:

$$T = C_t (h_n)^\alpha$$

Donde:

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

$C_t$  Coeficiente que depende del tipo de edificio

Tabla I-13: Coeficientes  $C_t$  y  $\alpha$  para determinar el periodo  $T$ .

Tipo de Estructura	$C_t$	$\alpha$
Estructuras de acero sin arriostramientos	0.072	0.8
Estructuras de acero con arriostramientos	0.073	0.75
Pórtico especial de hormigón armado sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Pórtico especial de hormigón armado con muros estructurales o diagonales rigidizadoras, y para otras estructuras basadas en muros y mampostería estructural.	0.055	0.75

### I.2.8 Cortante Basal de Diseño.

El valor del cortante dinámico total en la base obtenido por cualquier método de análisis dinámico, no debe ser:

- < 80% del cortante basal  $V$  obtenido por el método estático (estructuras regulares)
- < 85% del cortante basal  $V$  obtenido por el método estático (estructuras irregulares).

El cortante basal total de diseño  $V$ , a nivel de cargas últimas, aplicado a una estructura en una dirección especificada, se determinará mediante las expresiones:

$$V = \frac{I * S_a(T_a)}{R * \Phi_p * \Phi_E} * W$$

Donde:

$S_a(T_a)$	Espectro de diseño en aceleración.
$\phi_P \phi_E$	Coefficientes de configuración en planta y elevación.
$I$	Coefficiente de importancia.
$R$	Factor de reducción de resistencia sísmica.
$V$	Cortante basal total de diseño.
$W$	Carga sísmica reactiva.
$T_a$	Período de vibración.

### I.2.9 Espectro elástico horizontal de diseño de pseudo-aceleraciones.

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones  $S_a$ , expresado como fracción de la aceleración de la gravedad, para el nivel del sismo de diseño, se proporciona en la siguiente figura, consistente con:

- el factor de zona sísmica  $Z$
- el tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura,
- la consideración de los valores de los coeficientes de amplificación de suelo  $F_a$ ,  $F_d$ ,  $F_s$

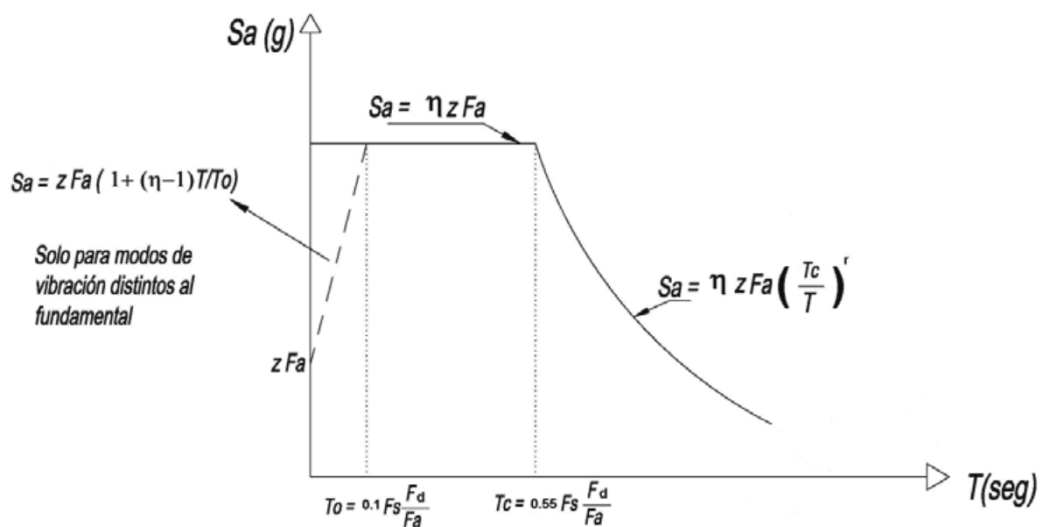


Figura I-4: Espectro elástico horizontal de diseño para NEC-2015  
[Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015]

Dicho espectro, que obedece a una fracción de amortiguamiento respecto al crítico de 5%, se obtiene mediante las siguientes ecuaciones, válidas para períodos de vibración estructural  $T$  pertenecientes a 2 rangos:

$$S_a = \eta * Z * F_a \xrightarrow{\text{para}} 0 \leq T \leq T_C$$

$$S_a = \eta * Z * F_a * \left( \frac{T_C}{T} \right)^r \xrightarrow{\text{para}} T > T_C$$

Dónde:

- $\eta$  Razón entre la aceleración espectral  $S_a$  ( $T = 0.1$  s) y el PGA para el período de retorno seleccionado.
- $r$  Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto
  - $r = 1$  para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E
  - $r = 1.5$  para tipo de suelo E.
- $S_a$  Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad (g). Depende del período o modo de vibración de la estructura
- $F_a$  Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período cortó. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio
- $F_d$  Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio
- $F_s$  Coeficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos
- $T_0$  Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
- $T$  Período fundamental de vibración de la estructura



- $T_C$  Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
- $T_L$  Período límite de vibración utilizado para la definición de espectro de respuesta en desplazamientos
- $Z$  Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad  $g$

Asimismo, de los análisis de las ordenadas de los espectros de peligro uniforme en roca para el 10% de probabilidad de excedencia en 50 años (período de retorno 475 años), que se obtienen a partir de los valores de aceleraciones espectrales proporcionados por las curvas de peligro sísmico y, normalizándolos para la aceleración máxima en el terreno  $Z$ , se definieron los valores de la relación de amplificación espectral,  $\eta$  ( $S_a/Z$ , en roca), que varían dependiendo de la región del Ecuador, adoptando los siguientes valores:

$\eta = 1.80$ : Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas),

$\eta = 2.48$ : Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos

$\eta = 2.60$ : Provincias del Oriente

Los límites para el período de vibración  $T_C$  y  $T_L$  (éste último a ser utilizado para la definición de espectro de respuesta en desplazamientos) se obtienen de las siguientes expresiones:

$$T_C = 0.55 * F_s * \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_L = 2.4 * F_d$$

$$T_0 = 0.10 * F_s * \frac{F_d}{F_a}$$

### **I.2.10 Límites de la Deriva de Piso.**

Con respecto a los límites de la deriva de piso el NEC 2015 se mantiene igual que en la anterior normativa CEC 2001.

## **I.3 Rehabilitación Sísmica de edificios**

La rehabilitación sísmica de edificios consiste en la evaluación y el diseño de sistemas de rehabilitación sísmica para mejorar el desempeño sísmico de estructuras existentes en función del cumplimiento de un objetivo de desempeño sísmico.

En la nueva norma ecuatoriana se incluye un capítulo de riesgo sísmico evaluación y rehabilitación de estructuras, principalmente basado en la ASCE-41, con el propósito de evaluación y rehabilitación sísmica de edificios se definen 4 niveles discretos de amenaza sísmica, que corresponden a probabilidades de excedencia de 50%, 20%, 10% y 2% en 50 años, tal como expuesto en la siguiente Tabla.

Tabla I-14: Niveles de amenaza sísmica

<b>Probabilidad de Excedencia en 50 años</b>	<b>Periodo de retorno Tr (años)</b>	<b>Tasa de Excedencia (1/Tr)</b>
2%	2500	0.00040
10%	475	0.00211
20%	225	0.00444
50%	72	0.1389

### **I.3.1 Objetivos de Rehabilitación.**

Un objetivo de rehabilitación se define con la selección de uno o más pares de niveles sísmicos y los correspondientes niveles de desempeño. Es decir los niveles de daño estructural y no estructural que debe alcanzar la edificación cuando es impactada por sismos de distinta probabilidad de excedencia (o periodo de retorno), los objetivos de rehabilitación se exponen en la siguiente tabla:

Tabla I-15: Objetivos de Rehabilitación

Nivel de Terremoto	Niveles de Desempeño Esperados en el Edificio			
	Operacional	Ocupación inmediata	Seguridad de vida	Prevención de Colapso
50%/50 años	a	b	c	d
20%/50 años	e	f	g	h
10%/50 años	i	j	k	l
2%/50 años	m	n	o	p

Se definen los siguientes objetivos:

- **Para estructuras esenciales:** deberán ser rehabilitadas al menos para el objetivo de rehabilitación básico de seguridad (k y p)
- **Para estructuras de ocupación especial:** deberán ser rehabilitadas para un objetivo limitado (g y l).

### I.3.2 Estrategias de Rehabilitación.

En la década de los 80's se produjo avances significativos en la ingeniería sismo-resistente, particularmente por el desarrollo e implementación de distintos dispositivos o sistemas innovadores para controlar la acción sísmica. Entre éstos puede mencionarse:

- El aislamiento sísmico
- Disipadores viscosos
- Amortiguadores de diversos tipos
- Sistemas de masa sintonizada,
- Disipadores por energía de fluencia BRB

El tema de los dispositivos de disipación de energía ha cobrado gran interés y ha generado una serie de expectativas en cuanto a su viabilidad económica, técnica y estética. En particular, los disipadores de energía por fluencia de acero son dispositivos especialmente diseñados para asegurar una respuesta dúctil, presentando

además la ventaja de que pueden reemplazarse fácilmente en caso de que fuera necesario.

### I.3.3 Riostras de Pandeo Restringido o BRB.

Con respecto a la historia y al desarrollo las riostras de pandeo restringido (BRB por sus siglas en inglés Buckling Restrained Braces), es una técnica relativamente nueva que busca un uso más efectivo de la ductilidad del acero, desde su concepción, en la década de 1970, debido a sus propiedades histeréticas se empezó a utilizar masivamente en Japón como amortiguadores histeréticos.

La tecnología busca diagonales que tengan un comportamiento dúctil tanto a tracción como a compresión eliminando el fenómeno de pandeo a compresión. El mecanismo de falla de estos elementos consiste en la fluencia a tensión y pandeo en modos altos a compresión, lo que genera ciclos de histéresis más estables y una mayor disipación de energía sísmica, para la comparación entre la respuesta de un marco con riostras convencionales y otro con riostras de pandeo restringido (ver Figura I-5) donde se aprecia a la izquierda los ciclos de histéresis característicos de las riostras metálicas convencionales con la presencia de pérdida de rigidez y resistencia, y a la izquierda se observa el comportamiento de una riostra BRB que fluye a tracción y compresión.

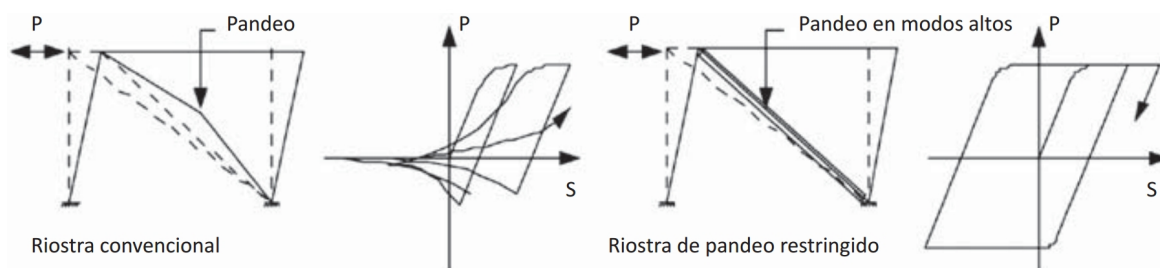


Figura I-5: Comparación entre riostra convencional y riostra BRB

[Fuente: (Cancelado, 2013)]

Los BRB son elementos que se componen básicamente de un núcleo de acero dúctil diseñado para resistir esfuerzos de tensión y compresión (ver Figura I-6). Para evitar

el pandeo elástico (modos bajos), el núcleo se coloca dentro una camisa de acero para el confinamiento del núcleo. Es importante garantizar que no exista transmisión de esfuerzos axiales desde el núcleo hasta el material llenante o a la camisa metálica. (Rafael Sabelli, 2004)

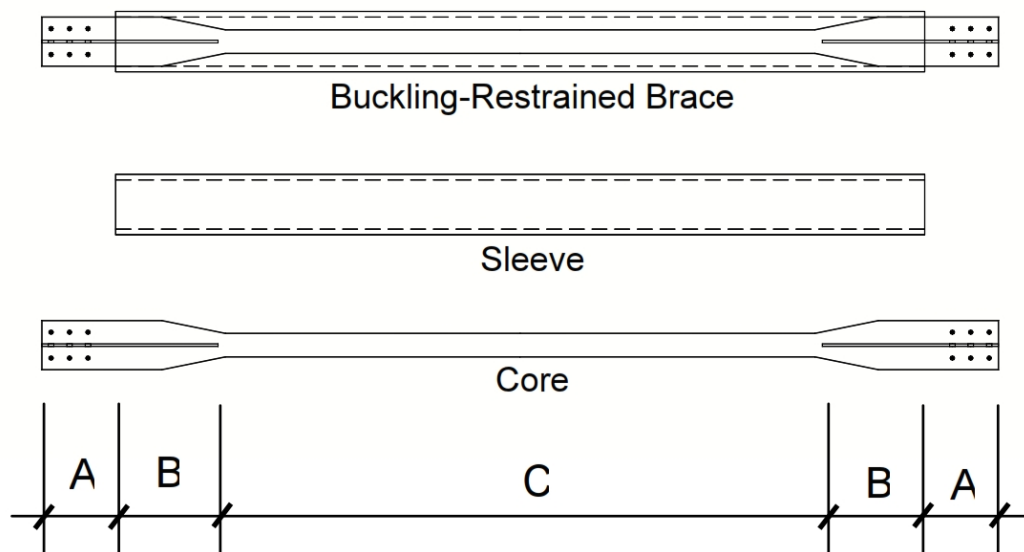


Figura I-6: Descripción general de un BRB  
[Fuente: (Rafael Sabelli, 2004)]



Figura I-7: Componentes básicos de un BRB  
[Fuente: (Cancelado, 2013)]

Para caracterizar y definir la respuesta de cada tipo de disipador el fabricante lo representa por una curva esqueleto fuerza-desplazamiento. Se necesita obtener o estimar el valor del factor de ajuste para fuerza de compresión  $\beta$ , cuyos valores típicos se encuentran entre 1.05 y 1.15, y el valor del factor de ajuste para la fuerza

de tensión  $\omega$  cuyos valores típicos se encuentran entre 1.3 y 1.5, estos valores son empíricos producto de la experimentación y resultados de los ensayos cíclicos de los BRB. Para este caso se considera  $\omega=1.3$  y  $\beta=1.07$ . La Figura I.8 muestra la curva esqueleto típica para caracterizar el comportamiento cíclico de los BRB.

$$\beta = \frac{P_{\max}}{T_{\max}}$$

$$\omega = \frac{T_{\max}}{F_y * A_{sc}}$$

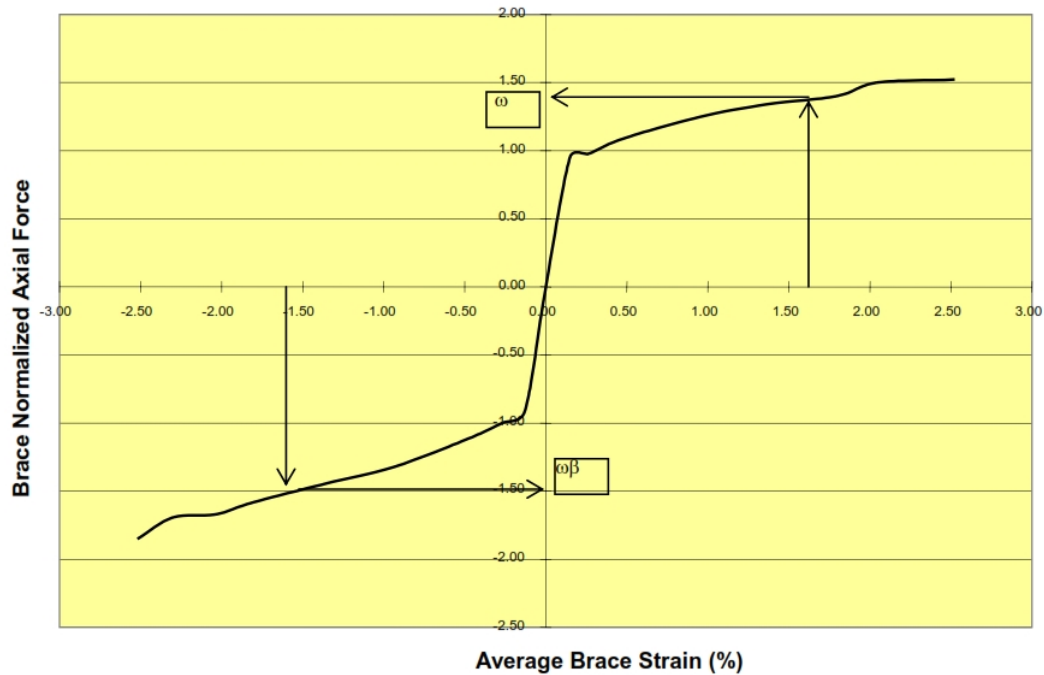


Figura I-8: Curva esqueleto típico para BRB  
[Fuente: Steel Tips 2004, Seismic Design of BRBF]

## **II. EDIFICIO EN ESTUDIO**

Debido al incremento de demanda que se produce por la nueva norma el presente trabajo tiene como objetivo analizar el comportamiento de una estructura diseñada con el antiguo código ecuatoriano de la construcción 2001, para las demandas solicitadas en la nueva Norma Ecuatoriana de la construcción 2015, y se evalúa el efecto del incremento de demandas sobre el sistema estructural luego se propone una alternativa de refuerzo mediante riostras de pandeo restringido BRB que sea fácilmente extrapolable a estructuras típicas de edificación que no estén cumpliendo los requisitos de la nueva norma.

En este capítulo se realiza una descripción detallada del edificio objeto de este estudio, específicamente, se detalla las características geométricas en planta y elevación y el sistema estructural que presenta.

### **II.1 Descripción General del Edificio**

El edificio está ubicado en la ciudad de Quito Ecuador, el edificio está destinado para oficinas, presenta 5 pisos de 3 metros de altura cada uno, y cuenta con 4 vanos de 6 metros en ambos ejes “X” y “Y”, con una superficie aproximada de 576 m<sup>2</sup> por piso. La altura total del edificio por sobre el nivel de calle es de 15 metros, en la Figura II-1 se aprecia una vista en tres dimensiones del edificio en estudio.

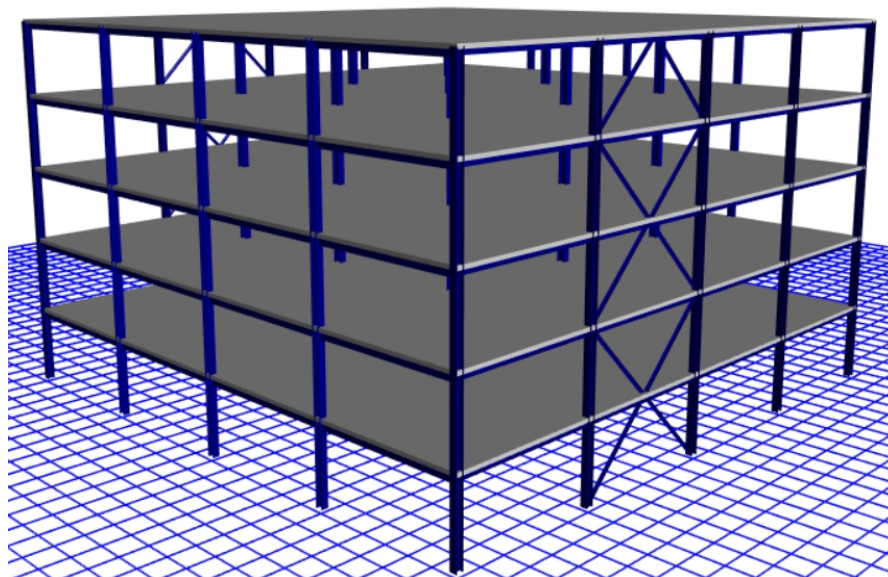


Figura II-1: Vista 3D de la estructura analizada

## II.2 Estructuración del Edificio

La estructura del edificio en estudio está compuesta por pórticos espaciales resistentes a momento de acero laminado en caliente en el eje “Y” y marcos arriostrados concéntricamente en el eje “X”. Para el sistema de piso se utiliza una losa con chapa de acero colaborante tipo Steel-deck con un espesor de hormigón de 15 cm. Por la separación y distribución entre columnas se tiene una estructura regular tanto en planta como en elevación.

## II.3 Modelo Estructural

En la elaboración del modelo estructural se han considerado las siguientes hipótesis:

- a) Se considera las losas de entrepiso como diafragmas rígidos con las masas sísmicas concentradas en el centro de gravedad de cada piso.
- b) Se considera las columnas empotradas en su eje fuerte y articuladas en su eje débil al nivel 0 y se omite el efecto de la interacción suelo-estructura.



- c) Se considera uniones capaces de resistir momento solo en los casos en que la viga llegue al eje fuerte de la columna tipo “I” (la viga se une a las alas de la columna).
- d) Todas las vigas secundarias y riostras se las modela con uniones articuladas.
- e) El análisis modal se lo realiza utilizando vectores propios.

Se ha utilizado el software SAP2000, a continuación se describe las características del modelo generado.

### II.3.1. Geometría

El edificio está estructurado como se indica en las siguientes figuras:

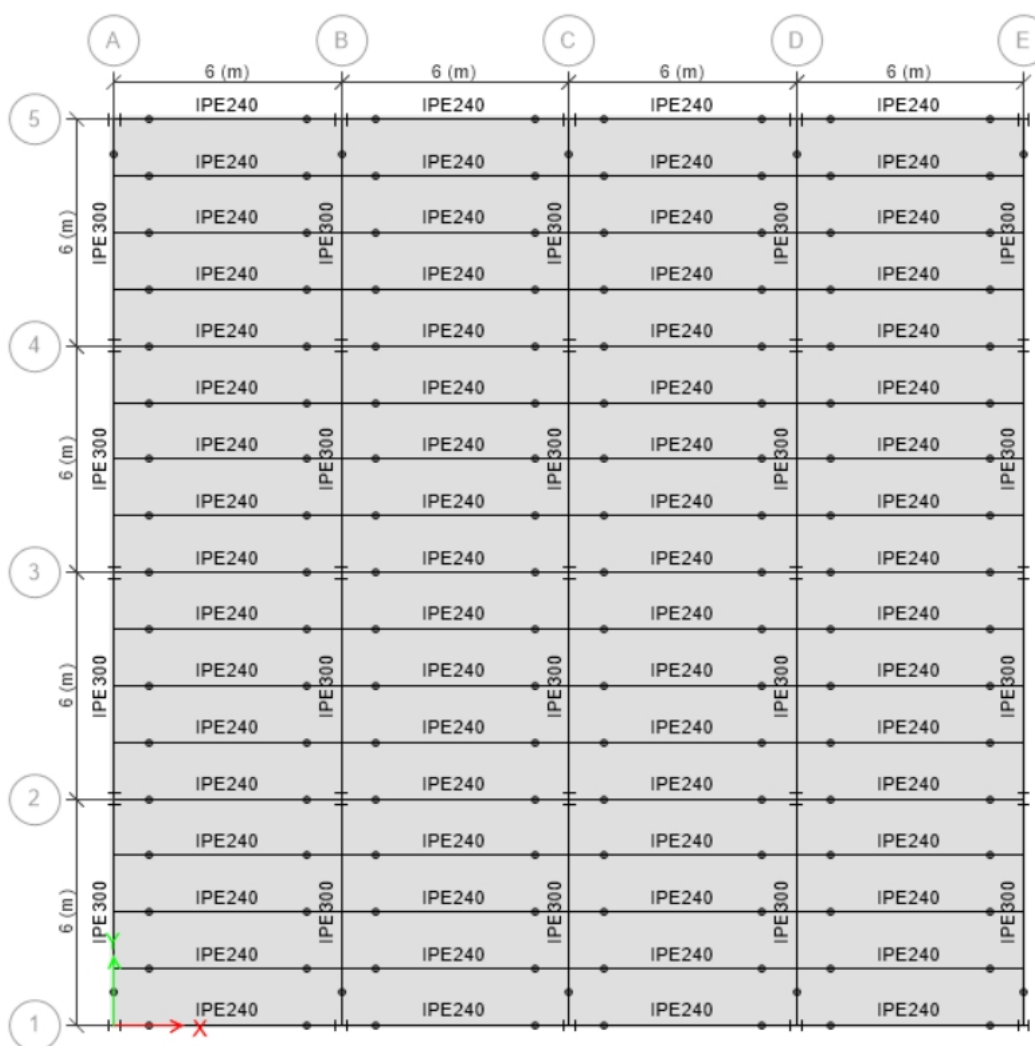


Figura II-2: Configuración geométrica en planta de todos los pisos

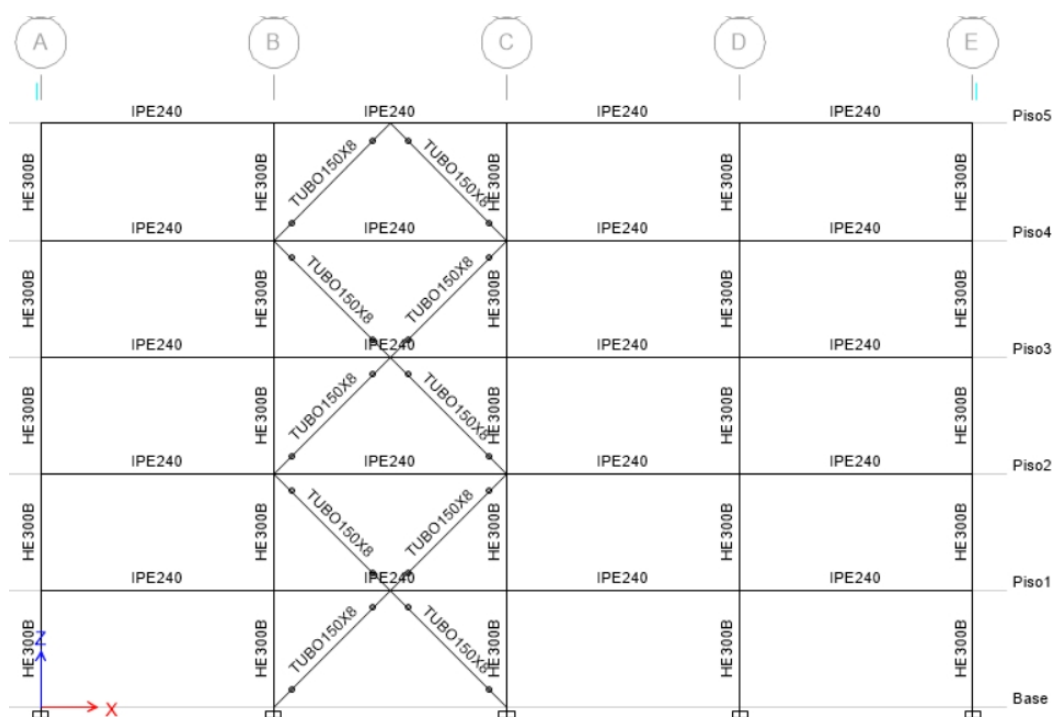


Figura II-3: Configuración geométrica en elevación de los ejes 1 y 5



Figura II-4: Configuración geométrica en elevación de los ejes 2, 3 y 4

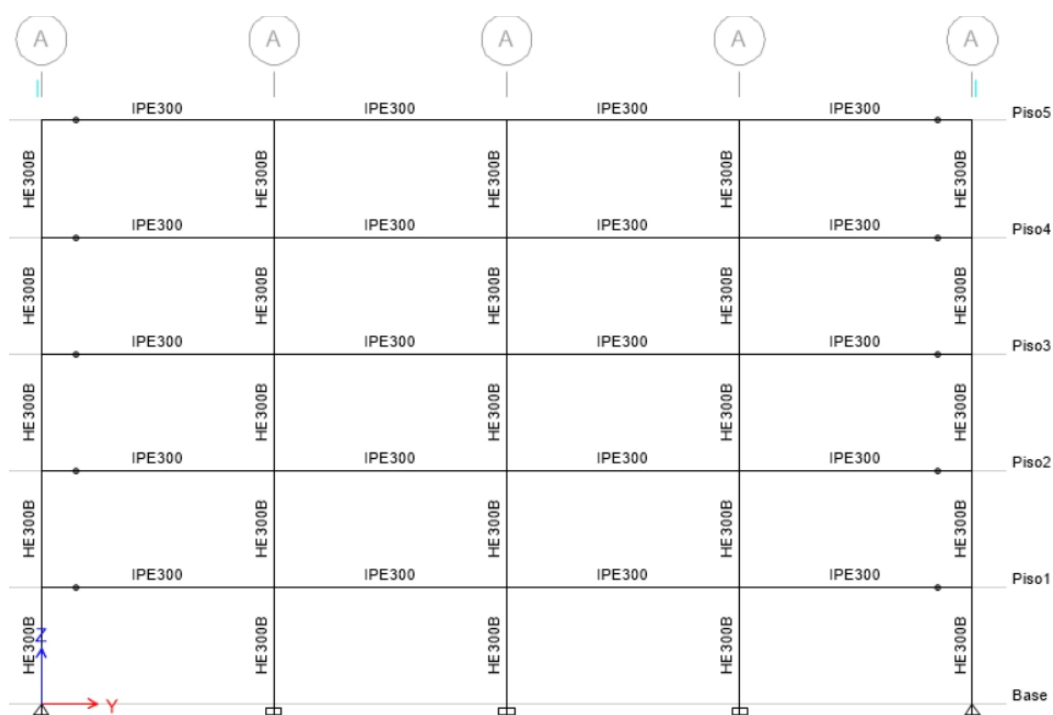


Figura II-5: Configuración geométrica en elevación de los ejes A y E

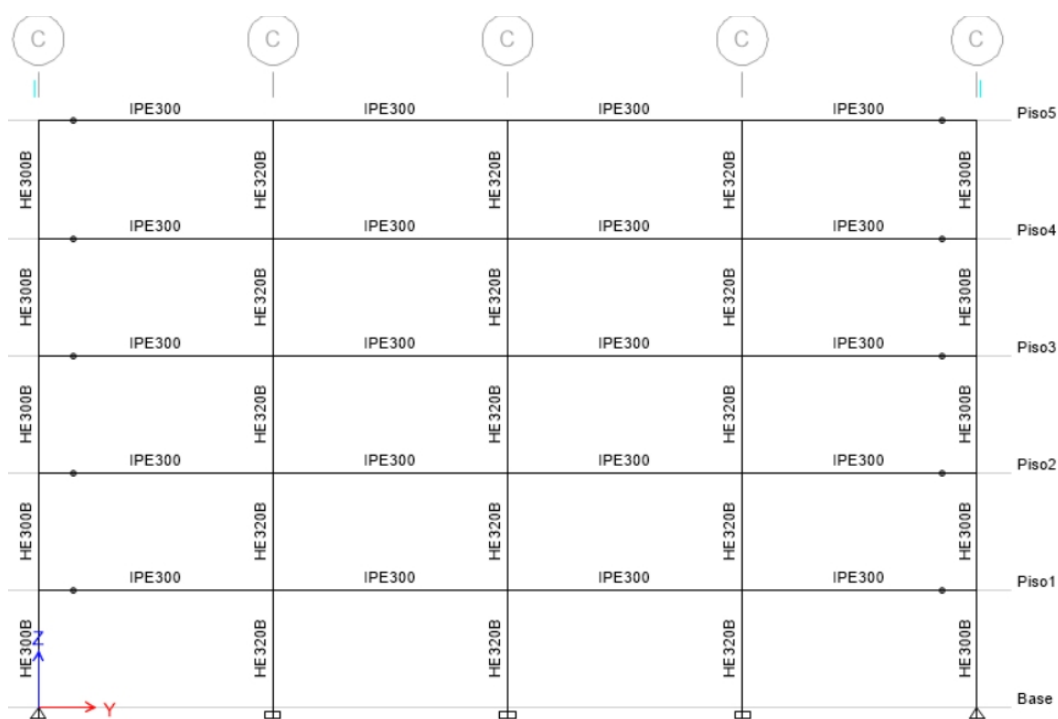


Figura II-6: Configuración geométrica en elevación de los ejes B, C y D

### II.3.2. Materiales

Para el presente análisis se ha considerado que todos los perfiles serán de acero estructural ASTM A36 con una fluencia  $f_y$  de 2531 kg/cm<sup>2</sup> para columnas, vigas principales y secundarias, así como para las riostras tubulares.

Las losas de entrepiso serán de hormigón  $f'_c=210$  kg/cm<sup>2</sup>. En la Figura II-7 se muestra los parámetros que se consideraron para modelar el acero y el concreto en el software de cálculo.

Property	A36 (Steel)	f'c210 (Concrete)
Material Name and Display Color	A36	f'c210
Material Type	Steel	Concrete
Weight per Unit Volume	7.849E-03	2.403E-03
Mass per Unit Volume	8.004E-06	2.450E-06
Modulus of Elasticity, E	2038901.9	219499.64
Poisson's Ratio, U	0.3	0.2
Coefficient of Thermal Expansion, A	1.170E-05	9.900E-06
Shear Modulus, G	784193.	91458.18
Minimum Yield Stress, Fy	2531.0507	-
Minimum Tensile Stress, Fu	4077.8038	-
Effective Yield Stress, Fye	3796.576	-
Effective Tensile Stress, Fue	4485.5842	-
Specified Concrete Compressive Strength, f'c	-	210.

Figura II-7: Modelación de acero y hormigón estructural en SAP2000

### II.3.3. Secciones

Se ha definido las secciones para vigas y columnas como elementos prismáticos unidireccionales tipo “frame”, con el material A36 y las dimensiones especificadas en las siguientes figuras.

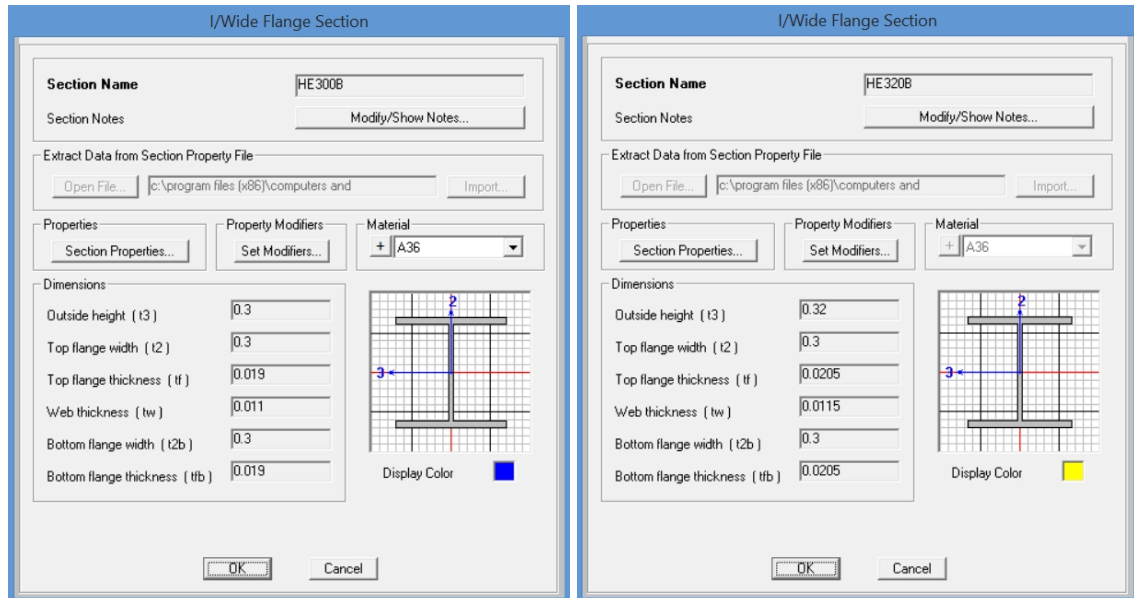


Figura II-8: Modelación de secciones para columnas

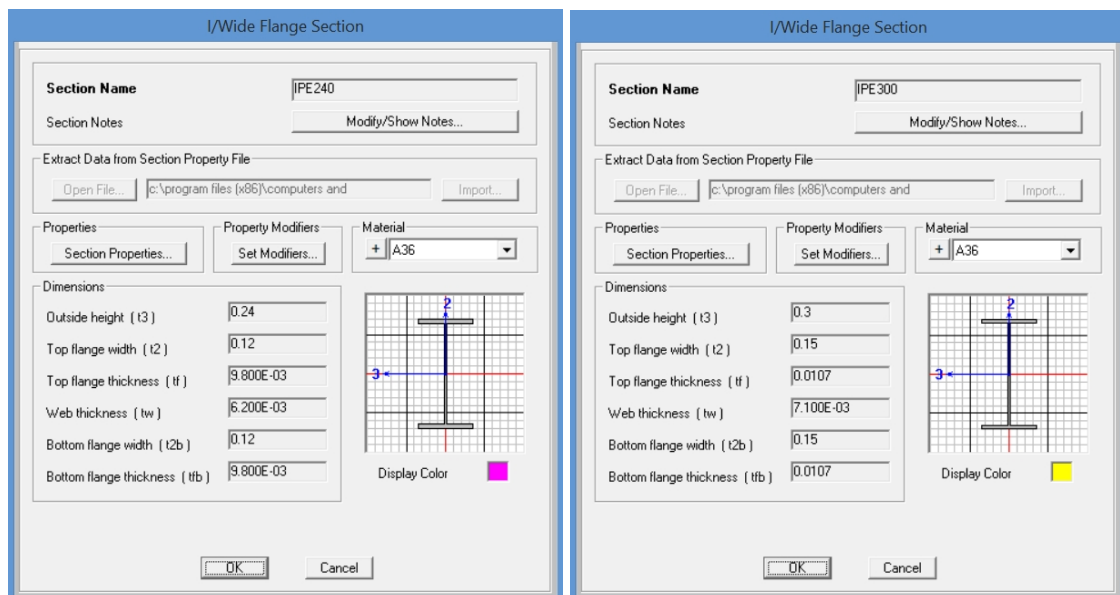


Figura II-9: Modelación de Secciones para vigas

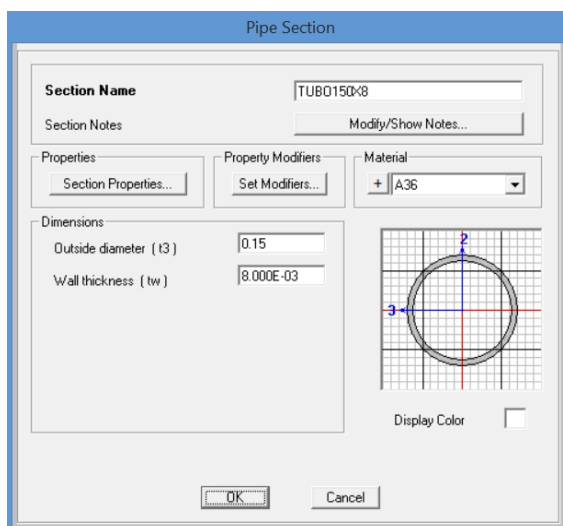


Figura II-10: Modelación de secciones para riostras

### II.3.4. Losas de entrepiso

Se ha definido las losas de entrepiso como placas tipo “Shell” con material hormigón con un  $f'c=210 \text{ Kg/cm}^2$  y 15 cm de espesor tal como se indica a continuación:

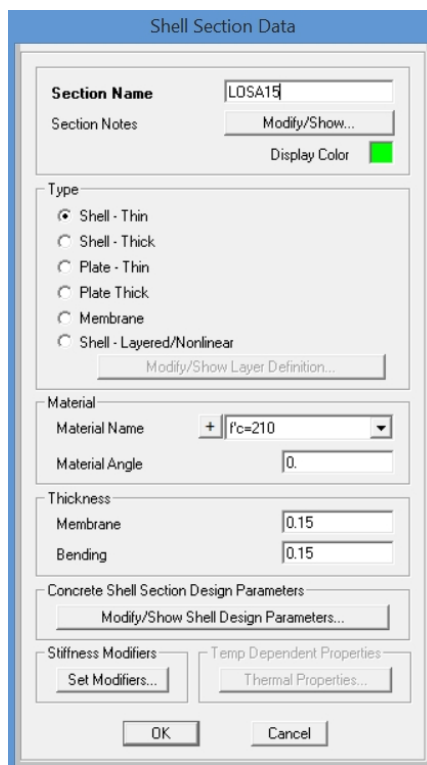


Figura II-11: Modelación de secciones tipo shell

### II.3.5. Cargas gravitacionales

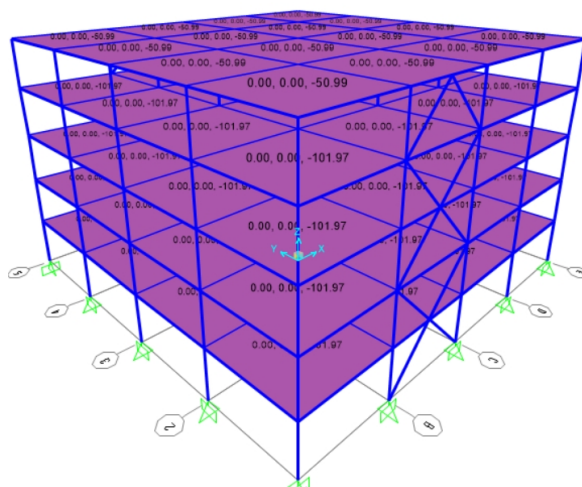
El peso propio de las estructuras fue evaluado directamente por el programa de análisis estructural SAP 2000. Basado en el peso específico de los materiales el software los multiplica por el área y por las longitudes teóricas de cada elemento para obtener el peso propio de cada elemento.

El peso de los elementos no estructurales que no se consideran automáticamente en el software se los tiene que considerar como load patterns para la carga muerta (D), se considera además la sobrecarga de uso, o carga viva (L), que actuará como se indica a continuación:

Tabla II-1: Cargas gravitacionales

Piso	Carga Muerta	Carga Viva
Pisos del 1 al 4	1.0 KN/m <sup>2</sup> 101.97 Kgf/m <sup>2</sup>	2.4 KN/m <sup>2</sup> 244.73 Kgf/m <sup>2</sup>
Piso 5	0.5 KN/m <sup>2</sup> 50.99 Kgf/m <sup>2</sup>	1.0 KN/m <sup>2</sup> 101.97 Kgf/m <sup>2</sup>

Carga Muerta (D)



Carga Viva (L)

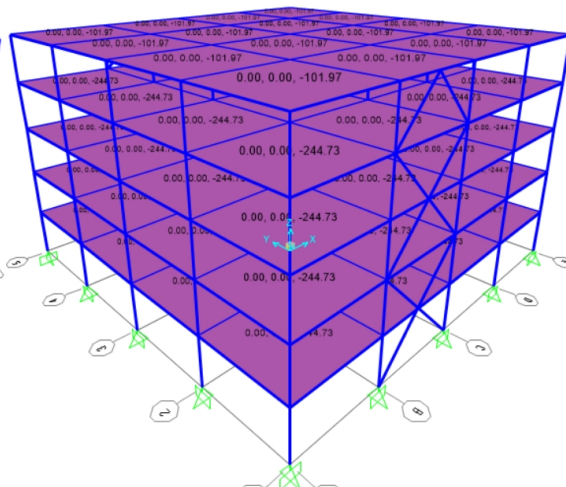


Figura II-12: Modelación de cargas gravitacionales

### II.3.6. Masa sísmica reactiva W

La carga sísmica W representa la carga reactiva por sismo y se considera el 100% de la carga muerta más el 25% de la carga viva.

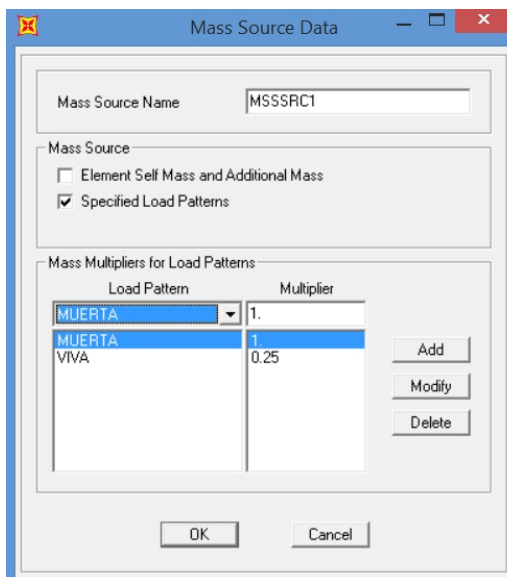


Figura II-13: Modelación de la carga sísmica reactiva

### II.3.7. Análisis Modal Espectral

Se realiza el análisis modal utilizando vectores propios para determinar las formas modales y los periodos naturales de vibración libre del sistema estructural, los resultados del análisis modal se muestran a continuación:



Tabla II-2: Periodos y masa modal efectiva participante

Step Num	Periodo	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
1	1.01	0.00	0.86	0.00	0.00	0.86	0.00	0.00
2	0.73	0.83	0.00	0.00	0.83	0.86	0.00	0.00
3	0.60	0.00	0.00	0.00	0.83	0.86	0.83	0.83
4	0.33	0.00	0.10	0.00	0.83	0.95	0.00	0.83
5	0.24	0.13	0.00	0.00	0.96	0.95	0.00	0.83
6	0.20	0.00	0.00	0.00	0.96	0.95	0.13	0.95
7	0.19	0.00	0.03	0.00	0.96	0.99	0.00	0.95
8	0.14	0.03	0.00	0.00	0.99	0.99	0.00	0.95
9	0.14	0.00	0.01	0.00	0.99	0.99	0.00	0.95
10	0.12	0.00	0.00	0.36	0.99	0.99	0.00	0.95
11	0.12	0.00	0.00	0.00	0.99	0.99	0.00	0.95
12	0.12	0.00	0.00	0.00	0.99	0.99	0.00	0.95

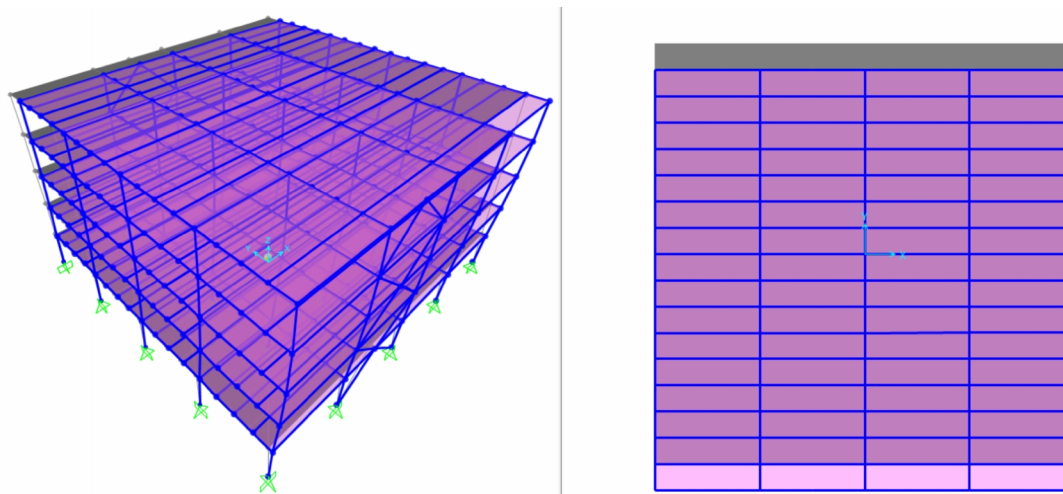


Figura II-14: Primer modo de vibración T=1.01 seg.

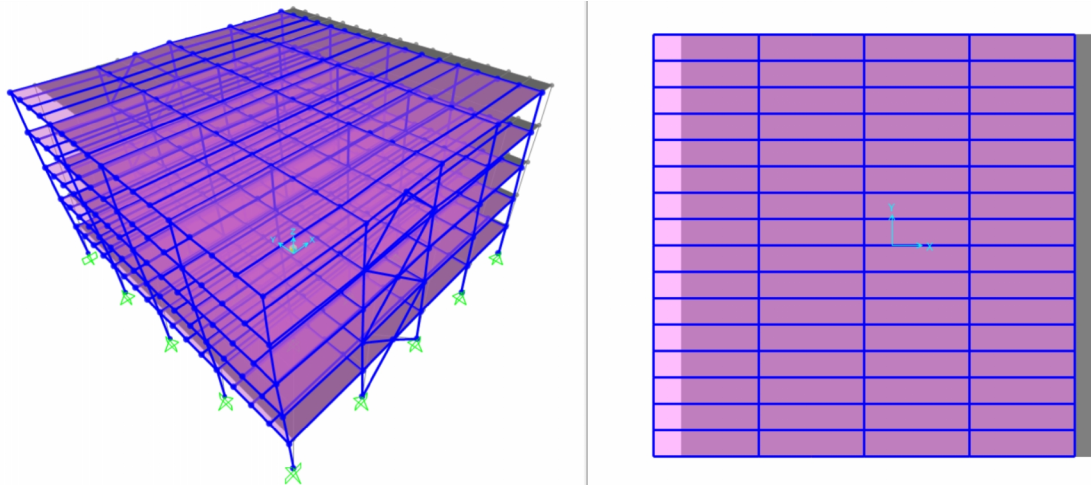


Figura II-15: Segundo modo de vibración  $T=0.73$  seg.

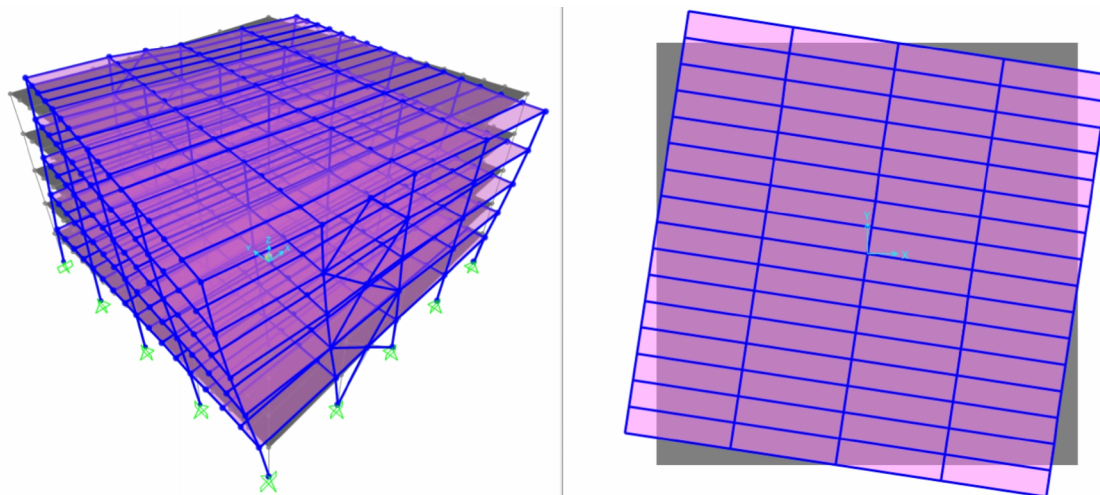


Figura II-16: Tercer modo de vibración  $T=0.60$  seg.

### II.3.8. Solicitaciones sísmicas

En esta parte se va a realizar un análisis modal espectral utilizando el espectro de pseudo-aceleraciones de diseño entregado por el CEC-2001 y por la NEC-2015 con un amortiguamiento del 5%, la superposición de los valores máximos del análisis modal espectral se lo realiza mediante el método de combinación cuadrática completa (CQC).

Tabla II-3: Rápida comparación entre CEC-2001 y NEC-2015

Ítem	CEC-2001	NEC-2015
Zona	Zona IV Z=0.4	Zona V Z=0.4 $\eta=2.48$
Suelo	Suelo Tipo 2 S=1.2 Cm=3	Suelo C F <sub>a</sub> =1.2, F <sub>d</sub> =1.11, F <sub>s</sub> =1.11 r=1
Importancia	I=1.3	I=1.3
Regularidad	$\Phi_E=1$ $\Phi_P=1$	$\Phi_E=1$ $\Phi_P=1$
Reducción de Respuesta	R=10	R=8
Periodo	$T = 1.0148s$	$T = 1.0148s$
Cortante Basal	$C = \frac{1.25 * S^S}{T}$ $C = \frac{1.25 * 1.2^{1.2}}{1.0148}$ $C = 1.533$ $V = \frac{Z * I * C}{R * \Phi_P * \Phi_E} * W$ $V = \frac{0.4 * 1.3 * 1.533}{10 * 1 * 1} * W$ $V = 0.08 * W$	$T_C = 0.55 * F_S * \frac{F_d}{F_a}$ $T_C = 0.55 * 1.11 * \frac{1.11}{1.2} = 0.5647s$ $S_a = \eta * Z * F_a * \left(\frac{T_C}{T}\right)^r \xrightarrow{\text{para}} T > T_C$ $S_a = 2.48 * 0.4 * 1.2 * \left(\frac{0.5647}{1.0148}\right)^1$ $S_a = 0.6624$ $V = \frac{I * S_a(T_a)}{R * \Phi_P * \Phi_E} * W$ $V = \frac{1.3 * 0.6624}{8 * 1 * 1} * W$ $V = 0.11 * W$

Se observa que para la nueva norma NEC-2015 el cortante basal se está incrementando de 0.08 a 0.11 con respecto a la norma antigua CEC-2001 lo que representa un incremento del 35% en el cortante basal que debe resistir la misma estructura.

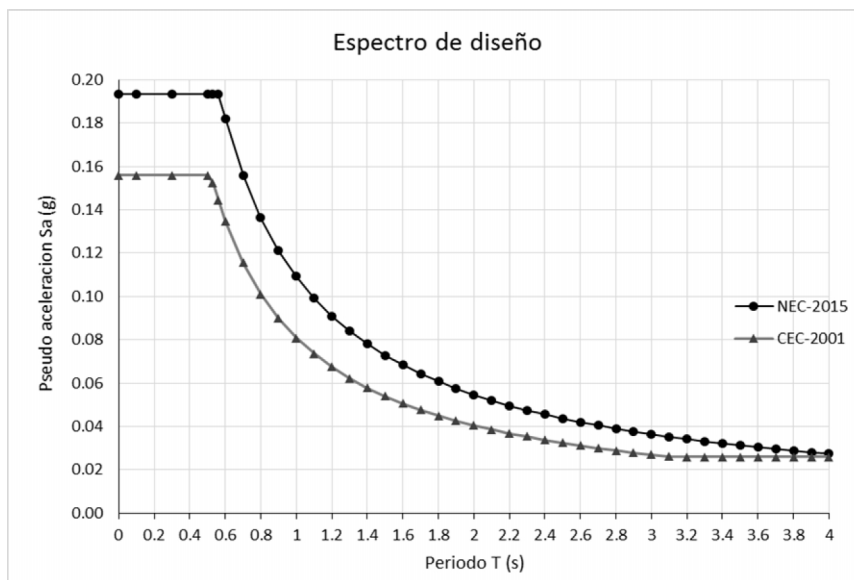


Figura II-17: Comparación entre espectros de diseño NEC-2015 y CEC-2001

Utilizando los periodos de vibración obtenidos en el software más la información obtenida de los espectros de pseudo-aceleraciones (ver Figura II-17: Comparación entre espectros de diseño NEC-2015 y CEC-2001), se puede apreciar claramente el incremento de la demanda sísmica para los 3 primeros periodos de vibración de la estructura del presente estudio. En la Tabla II-4 se resumen los valores espectrales para cada norma y se hace una comparación para definir el porcentaje de incremento con respecto al código antiguo.

Tabla II-4: Análisis del incremento de demanda del NEC-2015

Modo	Periodo	Sa ( CEC-2001)	Sa (NEC-2015)	% incremento
1	1.01 seg	0.0797	0.1076	35%
2	0.73 seg	0.1091	0.1473	35%
3	0.60 seg	0.1322	0.1785	35%

En la Figura II-18 se observa claramente el incremento de la demanda para los 3 primeros periodos de vibración de la estructura objeto de este estudio.

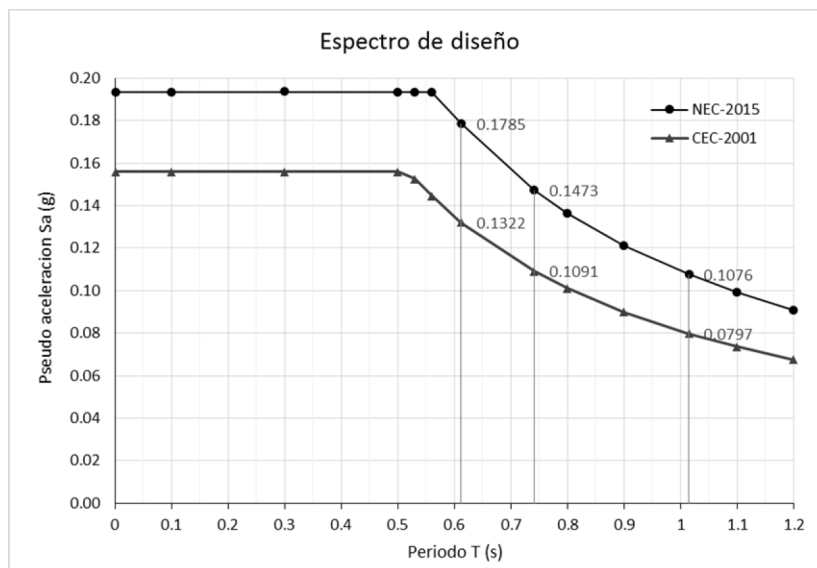


Figura II-18: Análisis comparativo entre NEC-2015 y CEC-2001

En la Figura II-19 se detalla las consideraciones tenidas en cuenta para la modelación de la excitación sísmica en el software de cálculo.

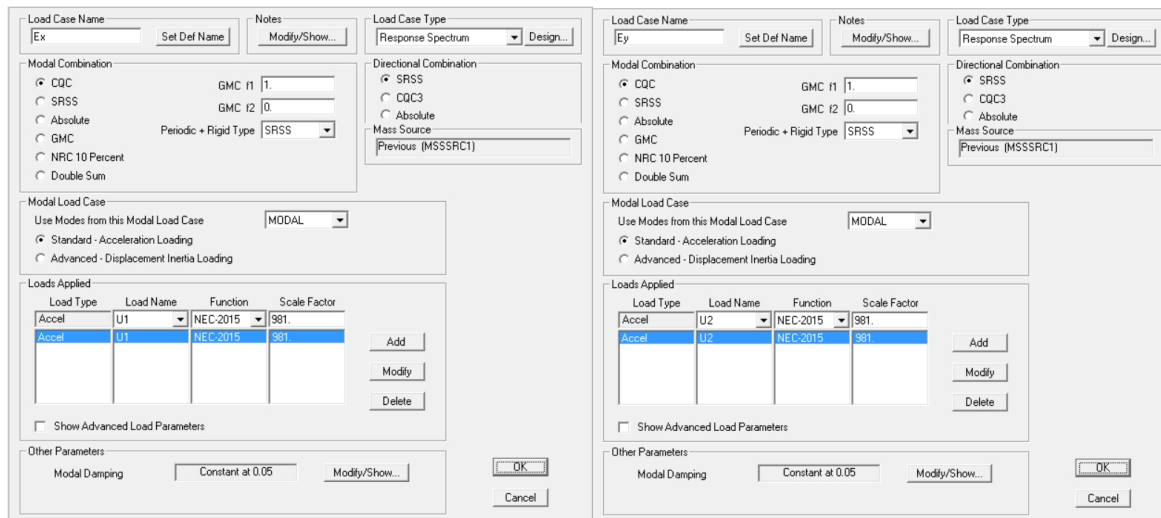


Figura II-19: Modelación de la excitación sísmica en SAP2000

### II.3.9. Combinaciones de carga

La norma ecuatoriana de la construcción utiliza las disposiciones de la norma ASCE 7-05, para definir las combinaciones de carga se va a emplear las combinaciones para el método LRFD como se indica a continuación:

Combinación 1:	$1.4D$
Combinación 2:	$1.2D + 1.6L$
Combinación 3:	$1.2D \pm 1.0E_x + 1.0L$
Combinación 4:	$1.2D \pm 1.0E_y + 1.0L$
Combinación 5:	$0.9D \pm 1.0E_x$
Combinación 6:	$0.9D \pm 1.0E_y$

### III. RESULTADOS DEL ANALISIS MODAL ESPECTRAL

Se hace un análisis modal espectral del modelo tridimensional creado en el programa SAP2000 y los resultados se presentan en este capítulo.

#### III.1 Cortante Basal

Una vez realizado el análisis con la CEC-2001 se observa reacciones basales de 148 toneladas en el eje “X” y 112 toneladas en el eje “Y”, mientras que con la NEC-2015 se observa reacciones basales de 203 toneladas en el eje “X”, es decir un 35% mayor que la obtenida con la norma antigua y 150 toneladas en el eje “Y”, lo que representa un incremento del 34% mayor que el cortante obtenido para la norma antigua, se adjunta los resultados obtenidos en la siguiente tabla:

Tabla III-1: Reacciones Basales

OutputCase Text	CEC-2001			NEC-2015		
	FX Tonf	FY Tonf	FZ Tonf	FX Tonf	FY Tonf	FZ Tonf
Muerta	0.00	0.00	1437.75	0.00	0.00	1437.75
Viva	0.00	0.00	622.60	0.00	0.00	622.60
Sismo X	148.70	0.00	0.12	203.07	0.00	0.15
Sismo Y	0.00	111.81	0.00	0.00	150.29	0.00

#### III.2 Axiales en barras

Una vez realizado el análisis con la CEC-2001 se observó que la columna más esforzada con carga axial en el marco de arriostrado (plano XZ) soporta 129 toneladas, mientras que la columna con mayor carga axial del marco de momentos (plano YZ) soporta 175 toneladas, para la NEC-2015 se observó que la columna más esforzada con carga axial en el marco de arriostrado (plano XZ) soporta 149 toneladas lo que indica

que se ha producido un incremento del 16% de carga axial con respecto a la norma antigua, mientras que la columna con mayor carga axial del marco de momentos (plano YZ) soporta 175 toneladas, que es igual al de la norma antigua, en la siguiente figura se observa gráficamente la distribución de esfuerzos axiales en las barras con igual escala.

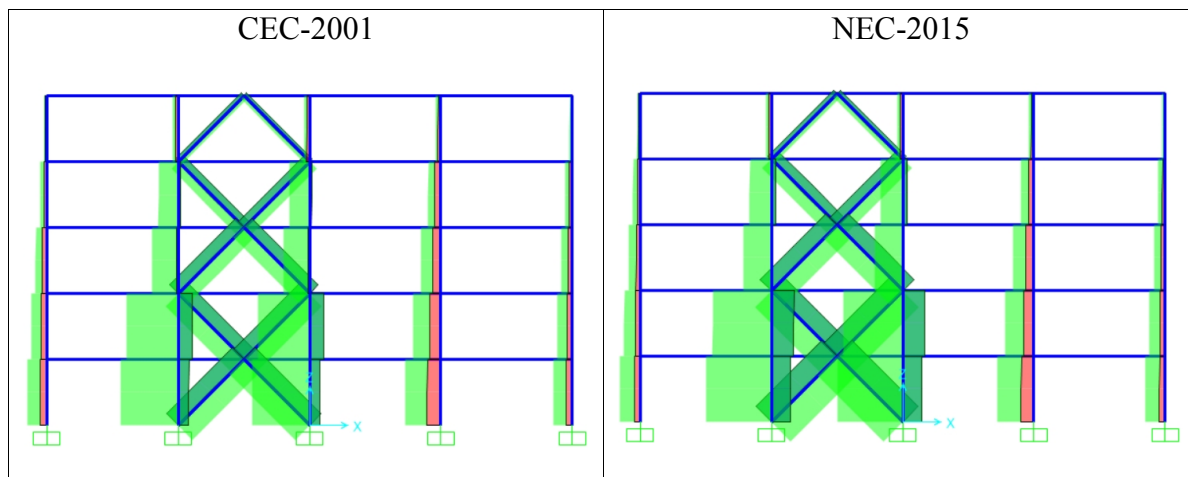


Figura III-1: Comparación de axiales para el pórtico arriostrado

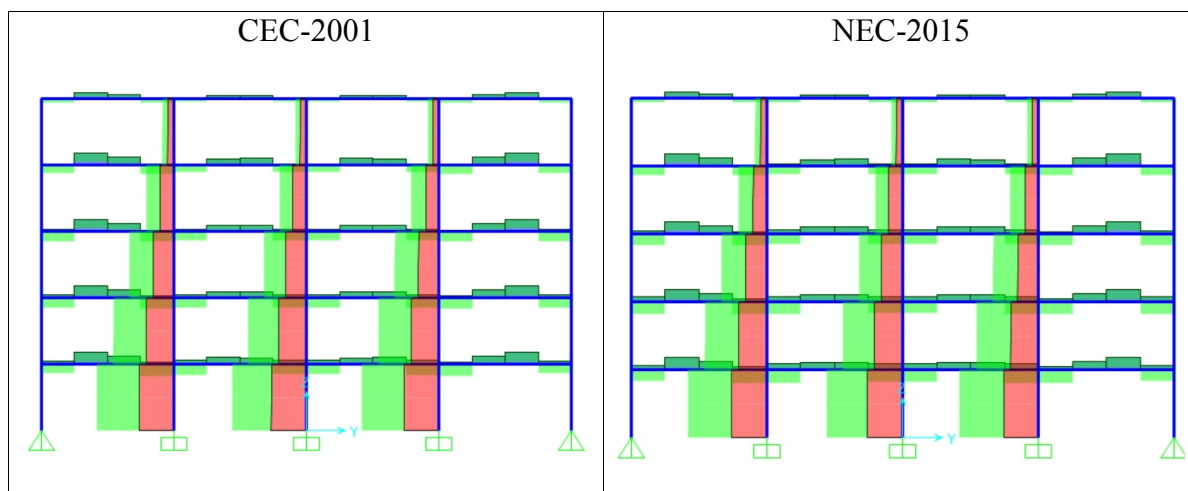


Figura III-2: Comparación de axiales en el pórtico de momentos



### III.3 Momentos en barras

Del análisis con la CEC-2001 se observó que la columna con un mayor momento flector en el marco arriostrado (plano XZ) está recibiendo 6.5 tonf\*m, mientras que en el plano YZ la columna con mayor momento soporta 14.2 tonf\*m. Del análisis con la NEC-2015 se observó que la columna con mayor momento flector en el marco de arriostrado (plano XZ) recibe 8.8 tonf\*m, es decir se produjo un incremento del 34% con respecto a la norma antigua, mientras que la columna con mayor carga de momento del marco de momentos (plano YZ) soporta 19.0 tonf\*m, lo que representa un incremento del 34% con respecto a la norma antigua. En las siguientes figuras se observa gráficamente la envolvente de momentos en las columnas y vigas con una misma escala para su comparación gráfica.

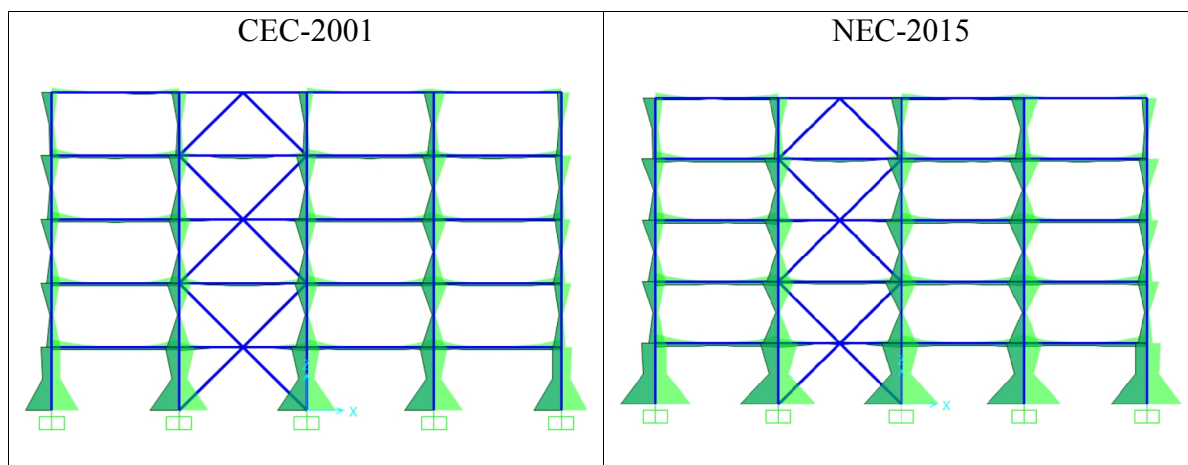


Figura III-3: Envolvente de momentos para el pórtico arriostrado

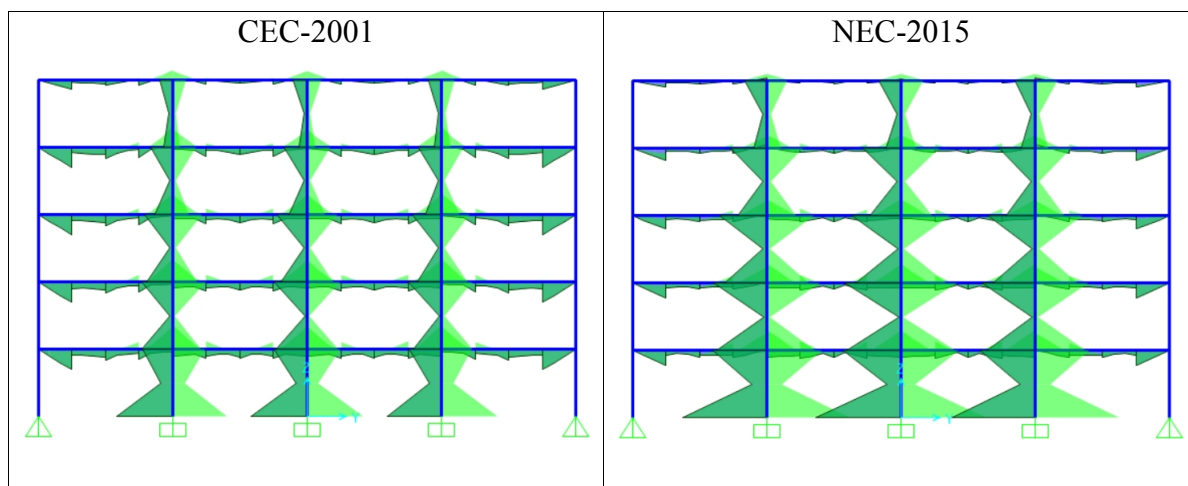


Figura III-4: Envolvente de momentos para el pórtico de momentos

### III.4 Análisis de derivas y drifts

Una vez realizado el análisis con la CEC-2001 se revisó la deformación en el software SAP2000 donde se observa que la deformación máxima del quinto piso es de 10.9 cm en el eje X y 14.3 cm en el eje Y, cumpliendo con el límite de deformación máxima de la CEC-2001 de  $0.02H$ ; para este caso  $H=15$  metros, por lo que el límite de deformación máxima es de 30 cm. Para la NEC-2015 se observa que la deformación máxima del quinto piso es de 14.7 cm en el eje X, lo que representa una deformación 35% mayor que para el código antiguo, y 19.3 cm en el eje Y lo que representa un incremento de la deformación de 35%, a pesar de incrementarse las deformaciones la estructura aún cumple con el límite de deformación máxima de la NEC-2015 de  $0.02H$  es decir 30 cm.

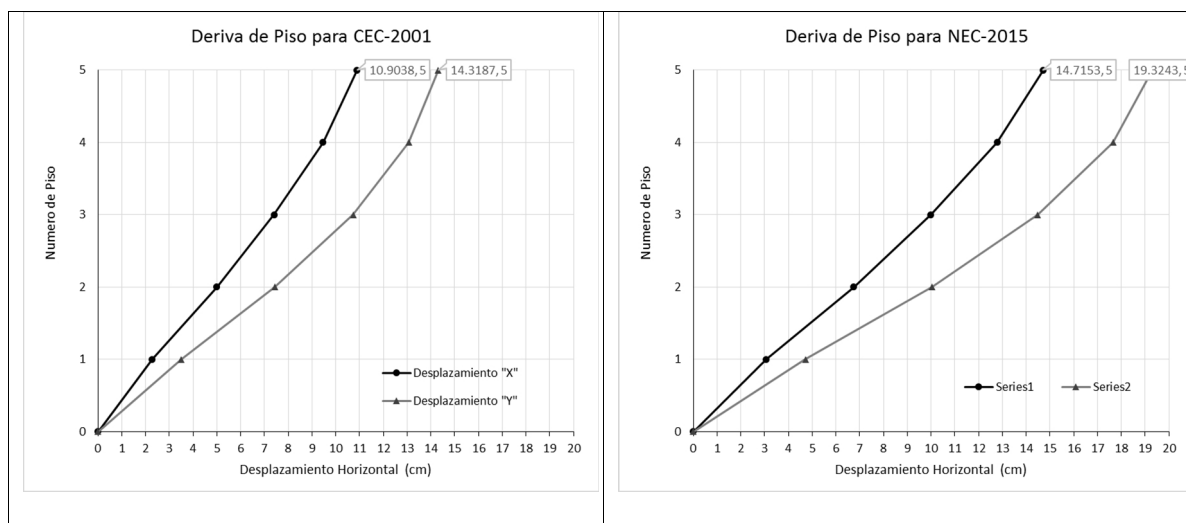


Figura III-5: Deriva de piso

Se obtienen los drifts de entrepiso para CEC-2001, siendo el mayor de 0.013 en el segundo piso en la dirección "Y", por lo que se cumple el requisito de  $0.02H$ .

De igual manera se obtienen los drifts de entrepiso para NEC-2015, siendo el mayor de 0.018 en el segundo piso en la dirección "Y", donde se observa un incremento del 35% con respecto al código antiguo; a pesar de este incremento, la estructura aun cumple con el requisito de  $0.02H$  exigido en el NEC-2015.

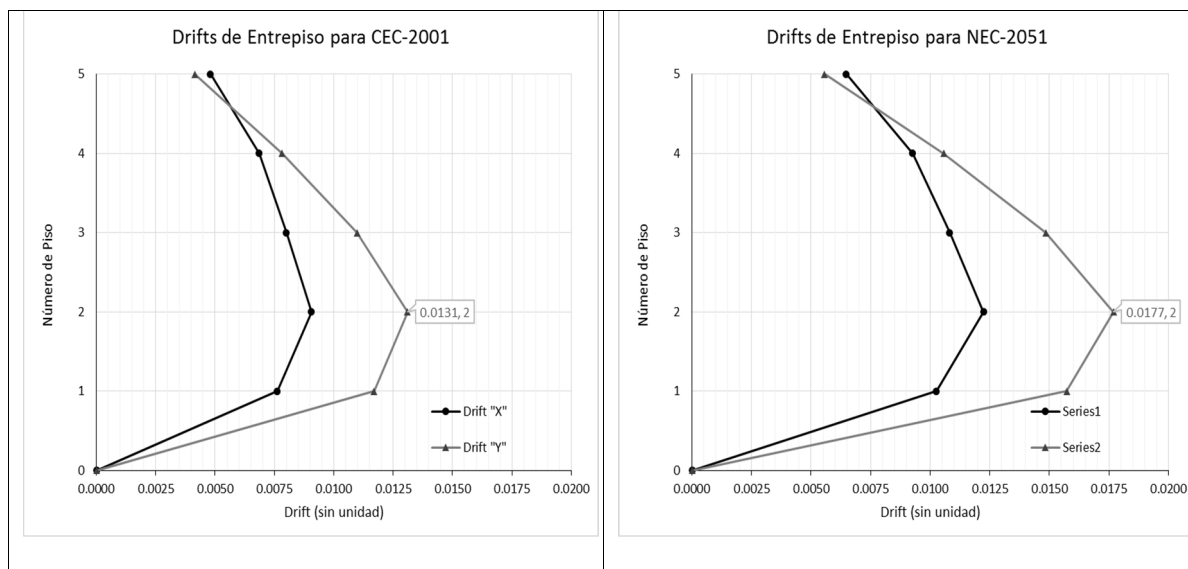


Figura III-6: Drifts de Entrepiso

### III.5 Revisión del diseño de barras

Se realizó el diseño de elementos de acuerdo a los lineamientos de la AISC 360-10. Adicionalmente se realizó una comprobación de compacidad para garantizar alta ductilidad a todos los elementos principales de acuerdo a los criterios de la tabla D1.1 de la AISC 341-10 (Seismic Provisions for Structural Steel Buildings) donde se verificó que todos los elementos principales son sísmicamente compactos.

En la Figura III-7 se presenta un resumen del diseño de vigas columnas y riostras del pórtico arriostrado donde se indica el porcentaje de aprovechamiento de las barras.

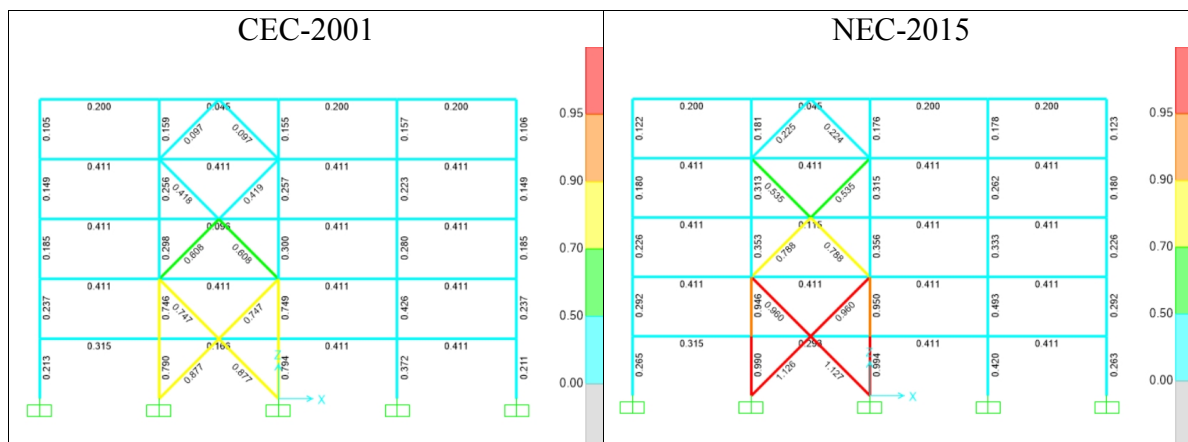


Figura III-7: Resumen de diseño põrtico arriostrado

En el plano XZ se tiene una estructura de põrtico arriostrado concñtricamente donde se puede observar que para el antiguo código CEC-2001 la columna más esforzada es el perfil HEB 300 trabajando al 79%, para comprobar esto se realizó el diseño de forma manual de igual forma se realizó una comprobación para la diagonal inferior Tubo 150x8 a compresión pura que en la figura anterior se encuentra trabajando al 88%.

Para la nueva norma NEC-2015 se puede observar que la columna más esforzada es el perfil HEB 300 trabajando al 99.4% de su capacidad máxima, lo que representa una condición al límite de la columna, para la diagonal inferior Tubo 150x6 a compresión pura que en la figura anterior se encuentra trabajando al 112.7% de su capacidad máxima, lo que representa un fallo de la diagonal.

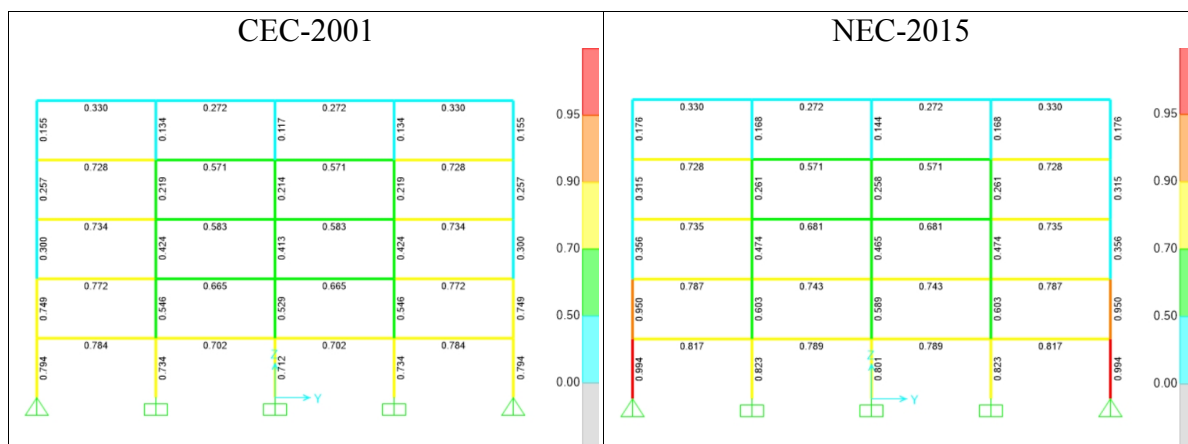


Figura III-8: Resumen de diseño de põrtico a momento

En el plano YZ se tiene un sistema estructural de pórticos resistentes a momento, donde se observa que para el antiguo código CEC-2001 la columna más esforzada es el perfil HEB 320 trabajando al 73.4%. De igual forma se observa para la viga inferior IPE 300 que en la figura anterior se encuentra trabajando al 78.4%.

Para la nueva norma NEC-2015 se observa que la columna más esforzada es el perfil HEB 320 trabajando al 82.3%, de igual forma se observa que la viga inferior IPE 300 que en la figura anterior se encuentra trabajando al 81.7%.

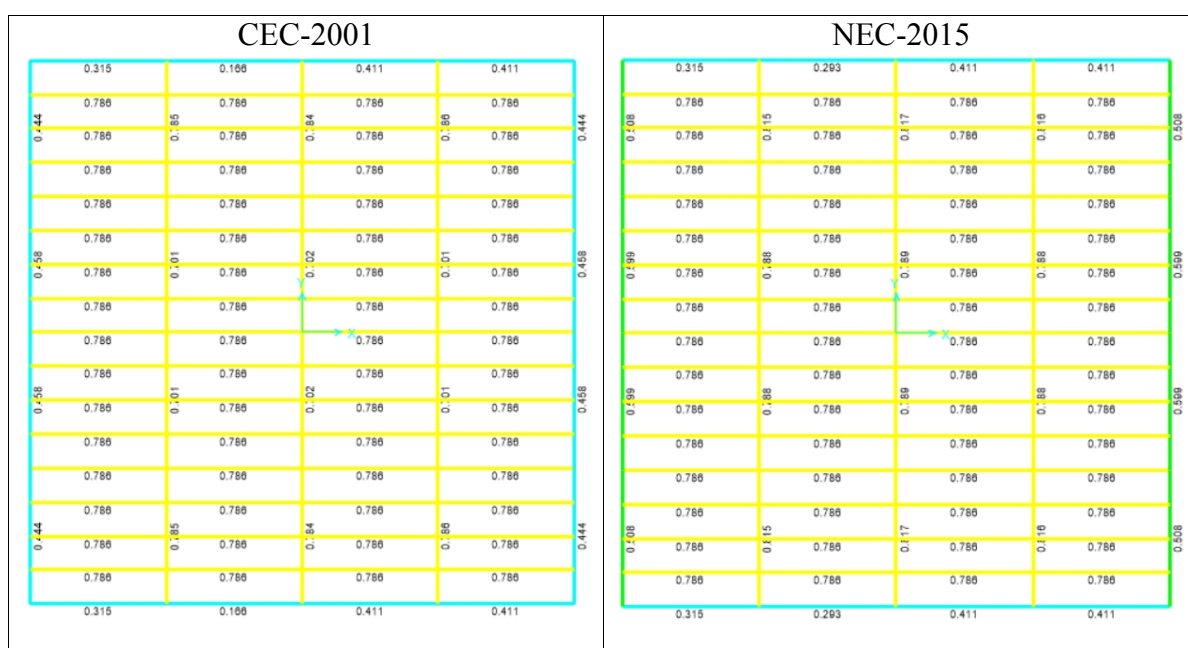


Figura III-9: Resumen de diseño de sistema de piso

En el plano XY se tiene un sistema estructural de piso formado por vigas principales en la dirección Y y vigas secundarias en el eje X, donde se observa que la mayoría de vigas secundarias de perfil IPE 240 están trabajando al 78.6%, para las solicitaciones de ambas normativas debido a que no tienen ninguna responsabilidad sísmica.

Tabla III-2: Resumen de diseño con CEC-2001

Elemento	Axial máx.	Momento máx.	% de trabajo	
	Tonf	Tonf*m	SAP2000	Manual
HEB 320	161.11	14.15	73.4%	73.3%
HEB 300	248.16	0.0	79.4%	79.4%
IPE 300	22.60	9.27	78.4%	78.4%
IPE 240	0.00	3.56	78.6%	78.7%
Tubo 150x8	48.25	0.06	87.7%	86.3%

Tabla III-3: Resumen de diseño con NEC-2015

Elemento	Axial máx.	Momento máx.	% de trabajo	
	Tonf	Tonf*m	SAP2000	Manual
HEB 320	161.97	18.94	82.3%	82.2%
HEB 300	310.64	0.00	99.4%	99.4%
IPE 300	28.72	8.88	81.7%	81.7%
IPE 240	0.00	3.56	78.6%	78.7%
Tubo 150x8	62.20	0.04	112.7%	111.3%

Se observa que para todas las columnas y vigas se tiene una correspondencia entre lo calculado manualmente con los resultados del diseño automático en SAP 2000. También se observa un error de 1.62% en el cálculo de la riostra. Este error es introducido debido a que el diseño manual se lo hizo para compresión mientras que el diseño en SAP 2000 también toma en cuenta la flexión generada por el peso propio de la barra y los esfuerzos combinados que esto genera.

### III.6 Comprobación de cimentación

Una vez realizado el diseño de los elementos metálicos es importante comprobar el estado de la cimentación debido a que por las condiciones del proyecto, el

procedimiento de reforzar los cimientos sería complejo y costoso puesto que se necesitaría inyectar el hormigón o incrementar las dimensiones del cimiento mediante un anillo perimetral.

Se procede a comprobar el diseño de la cimentación, para esto se considera:

Peso del suelo húmedo	$1.75 \text{ Ton/m}^3$
Coefficiente de balasto	$3150 \text{ Ton/m}^3$
Hormigón	$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
Acero de Refuerzo	$f_y = 2810 \text{ Kg/cm}^2$
Presión Admisible	$q_a = 16 \text{ Ton/m}^2$

El diseño se lo realiza bajo las siguientes hipótesis.

- El suelo bajo la zapata se considera elástico y homogéneo. Se asume una variación lineal de presión en el suelo.
- La armadura requerida a flexión considera por lo menos la cuantía mínima.
- En relación al diseño a flexión, el máximo momento de diseño se calcula en secciones críticas ubicadas en los paramentos del soporte
- La resistencia lineal a corte se verifica en secciones críticas ubicadas a una distancia  $d$  ( $d =$  altura útil) a partir del paramento del soporte
- La resistencia a punzonamiento se verifica en una sección perimetral ubicada a una distancia  $d/2$  alrededor de las caras del soporte
- No se considera armadura transversal en las zapatas.

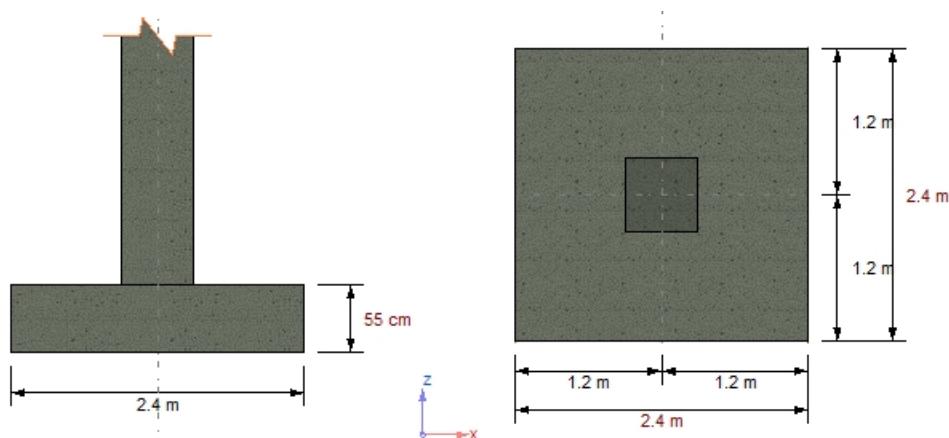


Figura III-10: Zapata Aislada típica para cimentación

**Armadura de la zapata**

Recubrimiento libre :	8.00 [cm]
Relación máxima permitida entre Rho/Rho balanceo :	0.75
Armadura // a L (xx) inferior :	15#5@16.00cm
Armadura // a B (zz) inferior :	14#5@17.00cm (Zona1)

**Armadura de espera**

Armadura 1 :	12-#8
Recubrimiento libre :	2.50 [cm]
Longitud de anclaje calcular :	en compresión
Número de barras // al eje x :	4
Número de barras // al eje z :	4
Estribos :	#4 @ 15.00cm
Número de ramas // al eje x :	4
Número de ramas // al eje z :	4

**Estados de carga considerados**

Servicio:

S1 : DL

S2 : DL+LL

Límite ultimo:

D1 : 1.4DL

D2 : 1.2DL+1.6LL

D5 : 1.2DL+LL+Ex

D6 : 1.2DL+LL+Ey

D7 : 0.9DL+Ex

D8 : 0.9DL+Ey



Tabla III-4: Cargas para el diseño de la cimentación

		CEC-2001				NEC-2015			
		F1	F2	F3	M2	F1	F2	F3	M2
Joint	Caso	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m
61	D	-3.22	0.06	45.02	0.04	-3.22	0.06	45.02	0.04
61	L	-1.18	0.09	16.34	0.07	-1.18	0.09	16.34	0.07
61	Ex	31.81	0.03	85.79	6.78	42.80	0.03	115.84	9.12
61	Ey	0.53	0.57	7.68	0.00	0.71	0.77	10.36	0.00

Tabla III-5: Comprobaciones a Flexión











			CEC-2001				NEC-2015			
Eje	$\Phi M_n$	Asprov	Mu	Asreq	% trabajo		Mu	Asreq	% trabajo	
X	30.97	28.00	26.3	26.40	85.2%		31.46	28.45	94.9%	
Y	34.34	30.00	33.1	28.97	96.7%		40.92	35.9	105.4%	

Tabla III-6: Comprobaciones a Corte

		CEC-2001				NEC-2015			
Plano		Vu	Vc	% trabajo		Vu	Vc	% trabajo	
XY		29.57	82.47	47.8%		35.25	82.47	57.0%	
XZ		36.56	85.41	57.1%		45.17	85.41	70.5%	
Punzonamiento		126.03	294.95	57.0%		150.28	294.95	67.9%	

#### IV. DISEÑO DE RIOSTRAS DE PANDEO RESTRINGIDO BRB

En este capítulo se ilustra el procedimiento para el diseño de las riostras de pandeo restringido BRB usando las demandas de carga solicitadas en la NEC-2015 y las recomendaciones de la ASCE 7-10.

##### IV.1 Demanda y Capacidad de los BRB

Se procede a diseñar los BRB para que resistan las fuerzas tomando en cuenta la variabilidad del material, para este caso vamos a utilizar un material con  $F_y=38\text{Ksi}$  basados en los datos del fabricante STARSEISMIC ([www.starseismic.net/](http://www.starseismic.net/)), de acuerdo a la sección 8.6.3.2.1.1.1 del FEMA 450 se tiene:

$$\phi P_n = \phi P_{y_{sc}} = \phi * F_{y_{sc}} * A_{sc}$$

Donde:

- $A_{sc}$ : Área neta del núcleo
- $F_{y_{sc}}$ : Esfuerzo de Fluencia del Núcleo
- $P_{y_{sc}}$ : Carga de Fluencia del núcleo
- $P_n$ : Carga nominal de trabajo del BRB
- $\phi$ : 0.9

Como primer Paso se procede a calcular el área de fluencia requerida para los BRB de cada piso, para esto se utiliza la demanda de axial máxima obtenida del modelo SAP2000 para cada riostra.

Para este caso se va a utilizar un acero con  $F_y=38\text{Ksi}$  ( $2.6717 \text{ Tonf/cm}^2$ ) para el núcleo, adicional por facilidad de fabricación se tiene como costumbre dimensionar el área del núcleo en pulgadas cuadradas en pasos de media pulgada, es decir  $1.0 \text{ in}^2$  ( $6.45 \text{ cm}^2$ ),  $1.5 \text{ in}^2$  ( $9.68 \text{ cm}^2$ ),  $2.0 \text{ in}^2$  ( $12.9 \text{ cm}^2$ ),  $2.5 \text{ in}^2$  ( $16.13 \text{ cm}^2$ ),  $3.0 \text{ in}^2$  ( $19.35 \text{ cm}^2$ ),  $3.5 \text{ in}^2$  ( $22.58 \text{ cm}^2$ ),... etc.

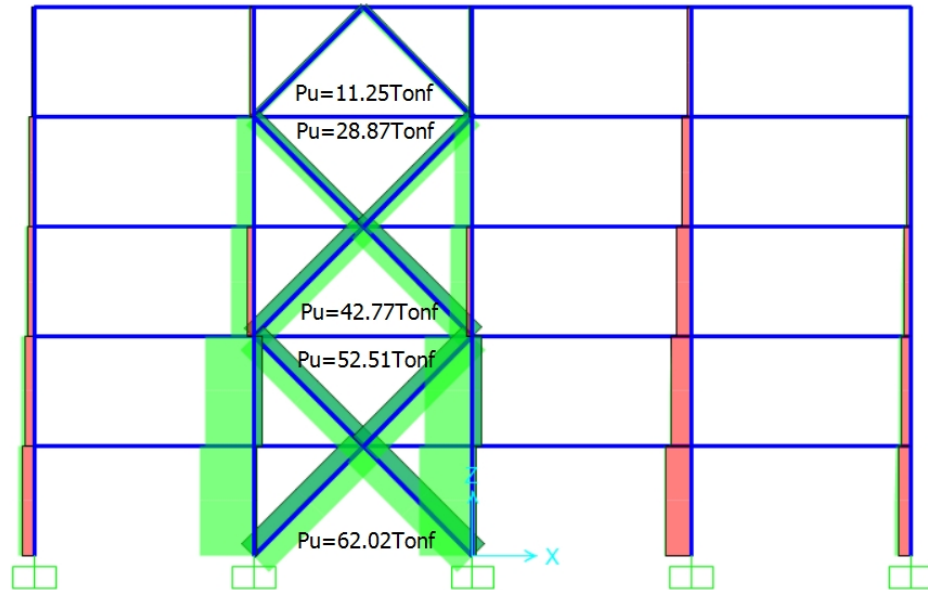


Figura IV-1: Demanda de Axiales en los BRB

Quinto Piso: ( $1.0\text{in}^2$ )  $\phi P_n = \phi * F_{ysc} * A_{sc} = 0.9 * 2.6717 * 6.45 = 15.51\text{tonf}$

$$P_u = 11.25\text{tonf} \quad \frac{P_u}{\phi P_n} = 0.725$$

Cuarto Piso: ( $2.0\text{in}^2$ )  $\phi P_n = \phi * F_{ysc} * A_{sc} = 0.9 * 2.6717 * 12.9 = 31.03\text{tonf}$

$$P_u = 28.87\text{tonf} \quad \frac{P_u}{\phi P_n} = 0.931$$

Tercer Piso: ( $3.0\text{in}^2$ )  $\phi P_n = \phi * F_{ysc} * A_{sc} = 0.9 * 2.6717 * 19.35 = 46.54\text{tonf}$

$$P_u = 42.77\text{tonf} \quad \frac{P_u}{\phi P_n} = 0.919$$

Segundo Piso: ( $4.0\text{in}^2$ )  $\phi P_n = \phi * F_{ysc} * A_{sc} = 0.9 * 2.6717 * 25.81 = 62.05\text{tonf}$

$$P_u = 52.51\text{tonf} \quad \frac{P_u}{\phi P_n} = 0.846$$

Primer Piso: ( $4.5\text{in}^2$ )  $\phi P_n = \phi * F_{ysc} * A_{sc} = 0.9 * 2.6717 * 29.03 = 69.81\text{tonf}$

$$P_u = 62.02\text{tonf} \quad \frac{P_u}{\phi P_n} = 0.888$$

## IV.2 Comportamiento Inelástico de los BRB

A continuación se expone el método para definir la constitutiva no lineal de los BRB, para esto se debe estimar el largo de fluencia  $L_{ysc}$ , como el largo de fluencia varía dependiendo del tipo de conexión y del fabricante, se recomienda que el ingeniero estructural solicite el  $L_{ysc}$  estimado al fabricante, para este caso se asume que el largo de fluencia es igual a 2/3 del largo total del elemento.



Figura IV-2: Largo de fluencia en los BRB

[Fuente: <http://www.starseismic.net/star-seismic-brbs/>]

Conocido que el Largo  $L_1$  del BRB para este caso es igual a 424 cm en todos los pisos se tiene:

$$L_{ysc} = \frac{2}{3} * L_1 = 0.66 * 424cm = 280cm$$

Para calcular la deformación axial del BRB correspondiente al drift elástico de entrepiso  $\Delta_{bx}$  se utiliza el modulo elástico del acero  $E=29000$  Ksi (2038.9 tonf/cm<sup>2</sup>).

$$\Delta_{bx} = \frac{P_{bx} * L_{ysc}}{E * A_{sc}}$$

Para calcular la deformación axial del BRB correspondiente al drift de entrepiso de diseño  $\Delta_{bm}$  se multiplica por el factor de amplificación de deflexiones  $C_d = 5$  recomendado en la tabla 4.3-1 del FEMA 450 para estructuras con BRB.

$$\Delta_{bm} = \Delta_{bx} * C_d$$

Para calcular la deformación porcentual media estimada de cada BRB  $\mathcal{E}_{BRC}$

$$\mathcal{E}_{BRC} = \frac{2 * \Delta_{bm}}{L_{ysc}}$$

Para elaborar la curva esqueleto de los BRB, se necesita obtener o estimar el valor del factor de ajuste para fuerza de compresión  $\beta$ , cuyos valores típicos se encuentran entre 1.05 y 1.15, y el valor del factor de ajuste para la fuerza de tensión  $\omega$  cuyos valores típicos se encuentran entre 1.3 y 1.5, estos valores son empíricos producto de la experimentación y resultados de los ensayos cíclicos de los BRB. Para este caso se considera  $\omega=1.3$  y  $\beta=1.07$ , basado en los parámetros de diseño para sistemas con dispositivos BRB de acuerdo a (M. Medalla, 2015).

$$\beta = \frac{P_{\max}}{T_{\max}}$$

$$\omega = \frac{T_{\max}}{F_y * A_{sc}}$$

Por lo tanto se tiene que:

Tabla IV-1: Propiedades del BRB diseñado para piso 5

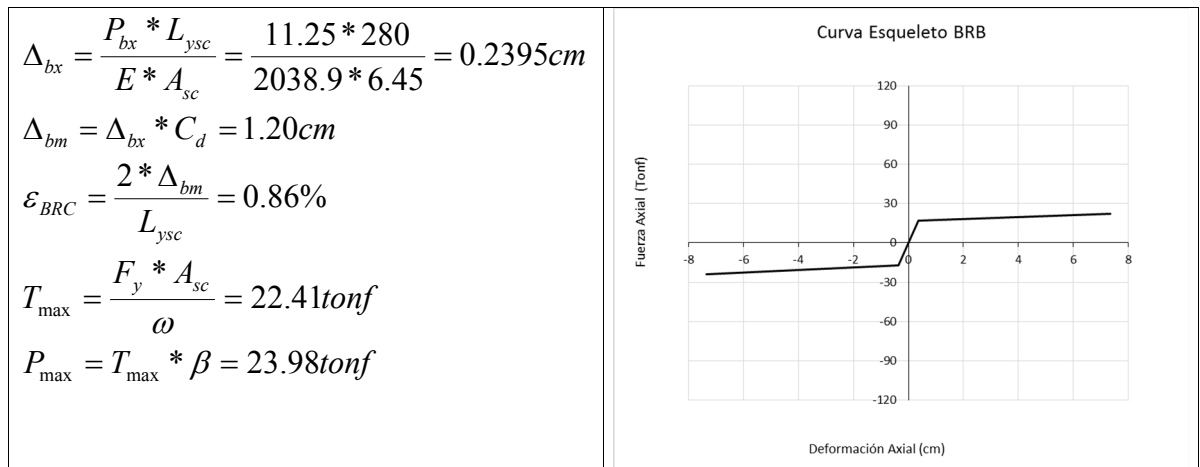


Tabla IV-2: Propiedades del BRB diseñado para piso 4

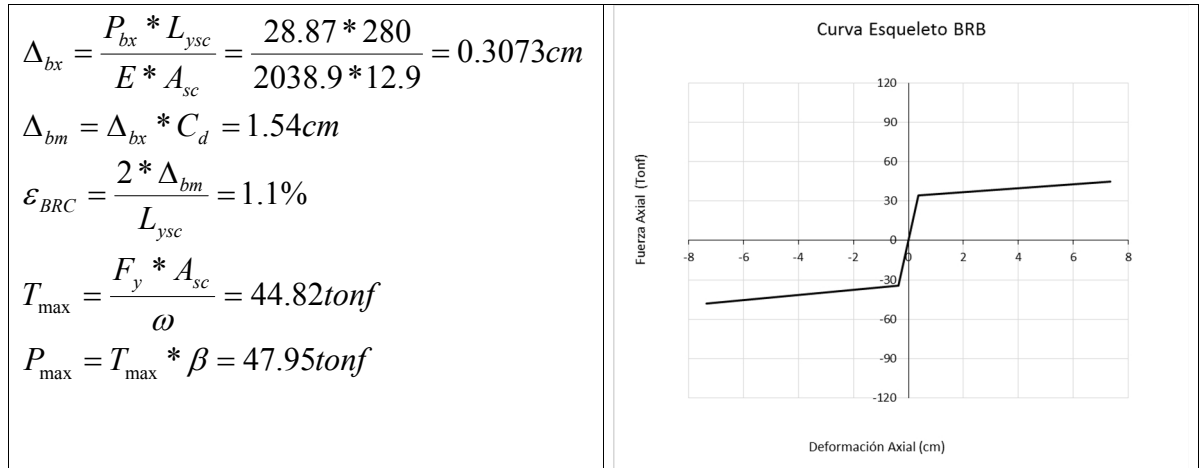


Tabla IV-3: Propiedades del BRB diseñado para piso 3

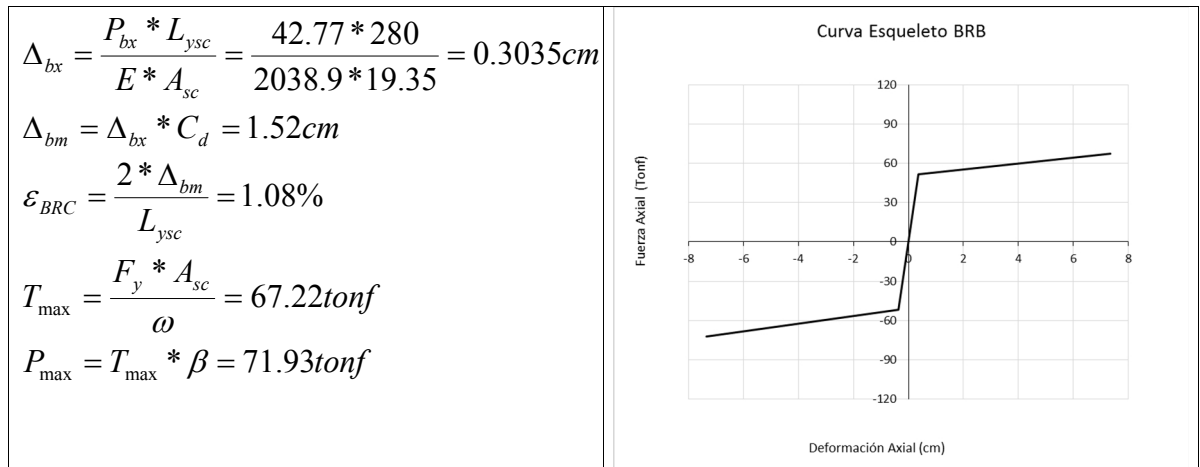


Tabla IV-4: Propiedades del BRB diseñado para piso 2

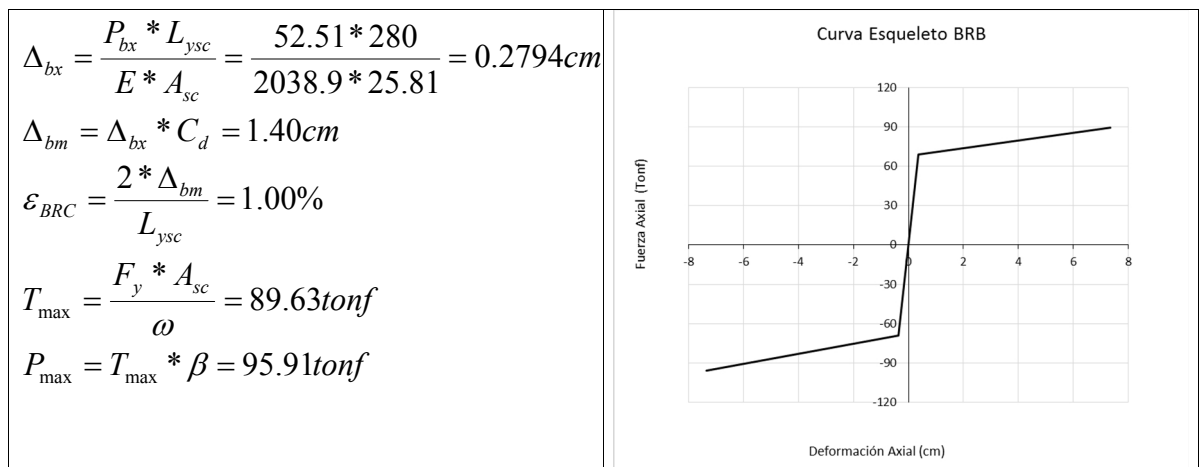
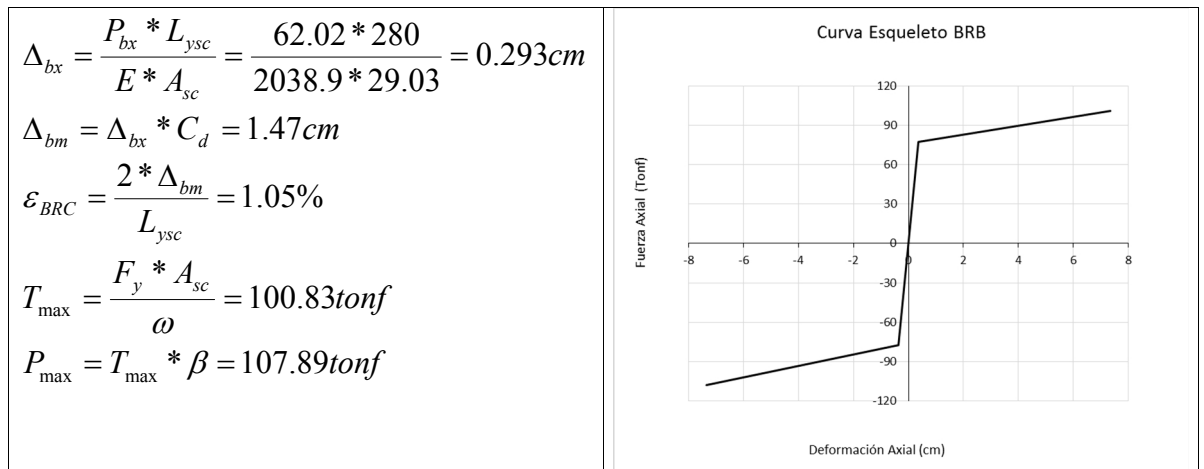


Tabla IV-5: Propiedades del BRB diseñado para piso 1



### IV.3 Verificación de la Viga IPE240.

La viga debe cumplir con los requisitos de compacidad para garantizar una alta ductilidad recomendados en el capítulo D las provisiones sísmicas de la AISC 341-10.

#### Requisitos de Ductilidad de acuerdo con capítulo D AISC 341-10

esbeltez en alma  $\lambda := \frac{(h - 2 \cdot tf)}{tw} = 35.548$

Esfuerzo Requerido/disponible  $C_a := \frac{F_{cLRFD}}{0.9 \cdot F_y \cdot A_g} = 0.053$

límite de esbeltez para alta ductilidad  $\lambda_{hd} := 0.77 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \cdot (2.93 - C_a) = 62.873$   
 ductilidad  $(\lambda, \lambda_{hd}) = \text{“Altamente dúctil”}$

esbeltez en ala  $\lambda := \frac{b}{2 \cdot tf} = 6.122$

límite de esbeltez para ala no esbelta  $\lambda_{hd} := 0.30 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 8.515$   
 ductilidad  $(\lambda, \lambda_{hd}) = \text{“Altamente dúctil”}$

La Viga IPE 240 cumple los requisitos de compacidad para ala y alma

De acuerdo a la sección 8.6.3.4.1.1 de FEMA 450 cuando se tiene una viga que se intersecta con riostras BRB, la viga deberá ser continua entre columnas y será diseñada para resistir los efectos de las combinaciones de carga estipuladas por el Código de Construcción aplicable, suponiendo que los arriostramientos no están presentes, las cargas son extraídas directamente del software de cálculo.

Fuerza solicitante a compresión método LRFD  $F_{C_{LRFD}} := 4.73 \text{ tonnef}$

Fuerza solicitante a flexión LRFD  $M_{C_{LRFD}} := 0.804 \text{ tonnef} \cdot m$

Fuerza solicitante a corte LRFD  $V_{C_{LRFD}} := 0.571 \text{ tonnef}$

A continuación se muestra el resumen de los cálculos las resistencias a compresión, flexión y cortante, así como una revisión para esfuerzos combinados de la viga IPE240 del segundo piso de la estructura del presente estudio.

Resistencia a compresión LRFD  $Pn_{LRFD} := \phi_c \cdot Pn = 12.58 \text{ tonnef}$

porcentaje de aprovechamiento a compresión método LRFD  $f := \frac{F_{C_{LRFD}}}{Pn_{LRFD}} = 0.376$

Para metodo LRFD  $M_{LRFD} := \phi_b \cdot Mn = 4.543 \text{ tonnef} \cdot m$

porcentaje de aprovechamiento a flexión método LRFD  $f := \frac{M_{C_{LRFD}}}{M_{LRFD}} = 0.177$

Para metodo LRFD  $V_{LRFD} := \phi_v \cdot Vn = 22.597 \text{ tonnef}$

porcentaje de aprovechamiento a corte método LRFD  $f := \frac{V_{C_{LRFD}}}{V_{LRFD}} = 0.025$

% de aprovechamiento LRFD  $\eta := \frac{F_{C_{LRFD}}}{Pn_{LRFD}} + \frac{8}{9} \frac{M_{C_{LRFD}}}{M_{LRFD}} = 0.533$

También se pide verificar que la viga IPE240 del segundo y cuarto piso resistan las cargas máximas de tracción y compresión de los BRB que se conectan a estas, este



chequeo por capacidad se lo realiza debido a que se quiere garantizar que la viga permanezca trabajando en el rango elástico mientras se produce plastificación en los BRB.

Para este caso se verifica la viga del segundo piso que debe resistir las mayores cargas, para esto se considera las siguientes hipótesis:

- a) El valor de los cortantes  $V_{c1}$ , y  $V_{c2}$  que toman las columnas se asumen iguales a cero, esto va a transmitir mayor carga a la viga, lo que conduce a resultados más conservadores.
- b)  $F_i$  es la sumatoria de fuerzas correspondientes al mecanismo analizado en la siguiente figura.

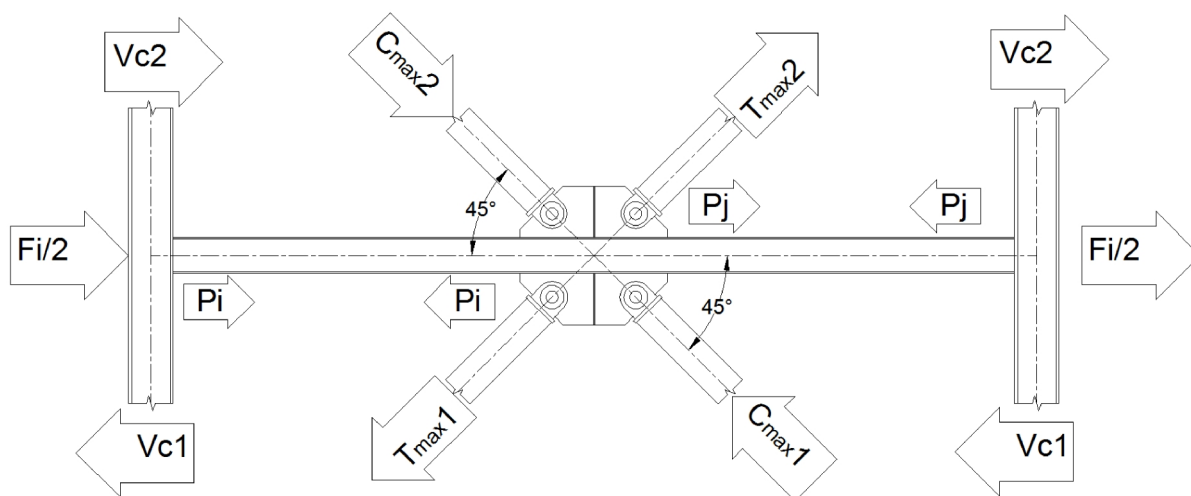


Figura IV-3: Fuerza Axial requerida por capacidad según FEMA 450

Fuerza de compresión máxima BRB inferior	$C_{max1} := 107.89 \text{ tonnef}$
Fuerza de tracción máxima BRB inferior	$T_{max1} := 100.83 \text{ tonnef}$
Ángulo de incidencia de los BRB inferiores	$\theta_1 := 45 \text{ deg}$
Fuerza de compresión máxima BRB superior	$C_{max2} := 95.91 \text{ tonnef}$
Fuerza de tracción máxima BRB superior	$T_{max2} := 89.63 \text{ tonnef}$
Ángulo de incidencia de los BRB superiores	$\theta_2 := 45 \text{ deg}$

Sumatoria de fuerzas de corte de piso capaz de resistir mediante lasBRB

$$F_i := T_{max1} \cdot \sin(\theta_1) + C_{max1} \cdot \sin(\theta_1) - T_{max2} \cdot \sin(\theta_2) - C_{max2} \cdot \sin(\theta_2) = 16.391 \text{ tonnef}$$

$$P_i := \frac{F_i}{2} = 8.195 \text{ tonnef}$$

$$P_j := P_i - T_{max1} \cdot \sin(\theta_1) - C_{max1} \cdot \sin(\theta_1) + T_{max2} \cdot \sin(\theta_2) + C_{max2} \cdot \sin(\theta_2) = -8.195 \text{ tonnef}$$

$$\text{Compresión máxima posible en la viga} \quad P_u := \max(P_i, P_j) = 8.195 \text{ tonnef}$$

Con lo que se tiene que las cargas máximas a transmitirse a la viga son:

$$\text{Fuerza solicitante a compresión método LRFD} \quad F_{C_{LRFD}} := 8.196 \text{ tonnef}$$

$$\text{Fuerza solicitante a flexión LRFD} \quad M_{C_{LRFD}} := 0.1 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$\text{Fuerza solicitante a corte LRFD} \quad V_{C_{LRFD}} := 0.17 \text{ tonnef}$$

Se procede a realizar la comprobación de la viga por capacidad para las cargas máximas que pueden transmitir los BRB que se conectan a la misma, a continuación se muestra el resumen de los cálculos las resistencias a compresión, flexión y cortante, así como una revisión para esfuerzos combinados de la viga IPE240 del segundo piso de la estructura del presente estudio.

Resistencia a compresión LRFD	$Pn_{LRFD} := \phi_c \cdot Pn = 12.58 \text{ tonnef}$
porcentaje de aprovechamiento a compresión método LRFD	$f := \frac{F_{C_{LRFD}}}{Pn_{LRFD}} = 0.652$
Para metodo LRFD	$M_{LRFD} := \phi_b \cdot Mn = 5.731 \text{ tonnef} \cdot m$
porcentaje de aprovechamiento a flexión método LRFD	$f := \frac{M_{C_{LRFD}}}{M_{LRFD}} = 0.017$
Para metodo LRFD	$V_{LRFD} := \phi_v \cdot Vn = 22.597 \text{ tonnef}$
porcentaje de aprovechamiento a corte método LRFD	$f := \frac{V_{C_{LRFD}}}{V_{LRFD}} = 0.008$
% de aprovechamiento LRFD	$\eta := \frac{F_{C_{LRFD}}}{Pn_{LRFD}} + \frac{8}{9} \frac{M_{C_{LRFD}}}{M_{LRFD}} = 0.667$

#### IV.4 Verificación por capacidad de la columna HEB300

En este literal se realiza el diseño de la columna de acuerdo a las recomendaciones de la sección 8.6.3.5.3 de la FEMA 450 donde se explica que la columna debe resistir las fuerzas axiales determinadas a partir de las resistencias probables de todos los BRB que se conectan a la columna.

Se siguen las recomendaciones y pasos del documento “Seismic Design of Buckling Restrained Braced Frames”, primero se debe estimar las demandas de compresión axial generadas por las cargas gravitacionales y luego las producidas por el trabajo máximo posible de las BRB, por lo tanto se tiene de acuerdo a la siguiente figura obtenida del modelo creado en el software de cálculo que la columna debe resistir 74.11 toneladas producto de cargas gravitacionales como se indica a continuación:

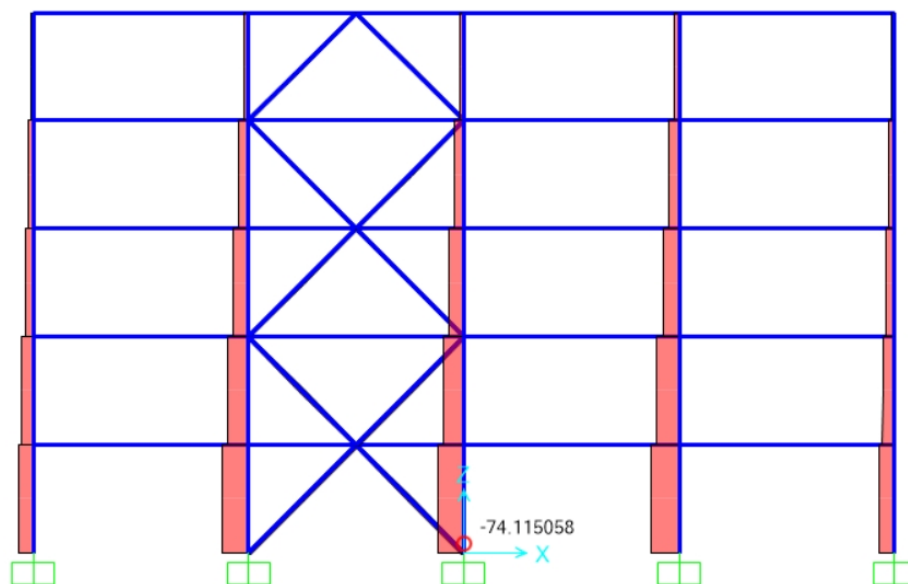


Figura IV-4: Demanda de compresión axial para cargas gravitacionales

Obteniendo la carga de compresión máxima probable  $P_u$ , (como se lo hizo en el literal anterior), para las vigas de todos los pisos y una vez conocido que para la viga IPE240 se tiene un  $P_y = 99$  Ton, y un momento plástico  $M_p = 9.3$  Ton\*m,

$$M_{pa} = 1.18 \left( 1 - \frac{P_u}{P_y} \right) M_p$$

$$V_{pa} = \frac{2R_y M_{pa}}{L'}$$

Con lo que se genera la siguiente tabla:

Tabla IV-6: Fuerza axial requerida para  $2.0\Delta_{bm}$

plano	$T_{max}$	$C_{max}$	$P_u$ Tonf	$M_{pa}$ Tonf*m	$V_{pa}$ Tonf	BRB Tonf	Axial Tonf
5	22.4	24.0	16.4	9.2	3.7	17.0	3.7
4	44.8	47.9	16.4	9.2	3.7	31.7	39.0
3	67.2	71.9	16.4	9.2	3.7	50.9	93.5
2	89.6	95.9	16.4	9.2	3.7	63.4	160.6
1	100.8	107.9	8.2	10.0	4.0	0.00	164.6

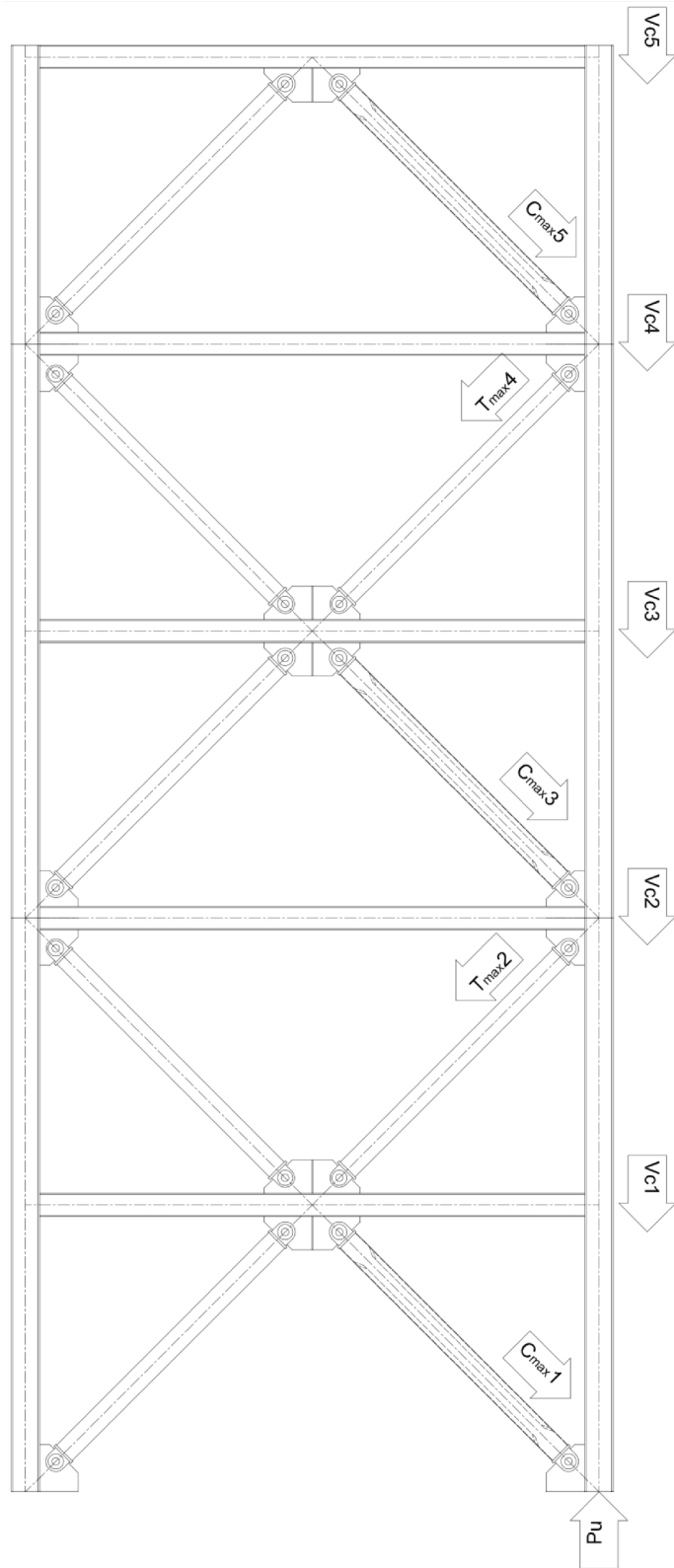


Figura IV-5: Demanda de compresión axial producto de los BRB

Con lo que se tiene que:

Demanda de axial por carga gravitacional  $P1 := 74.11 \text{ tonnef}$

Demanda de axial por BRB  $P2 := 164.59 \text{ tonnef}$

Fuerza solicitante a compresión  $F_{C_{LRFD}} := P1 + P2 = 238.7 \text{ tonnef}$

Al igual que para la viga se verifica que la columna cumple los requisitos de compacidad recomendados en la AISC 341/10 para garantizar alta ductilidad.

### Requisitos de Ductilidad de acuerdo con capítulo D AISC 341-10

esbeltez en alma  $\lambda := \frac{(h - 2 \cdot tf)}{tw} = 23.818$

Esfuerzo Requerido/disponible  $C_a := \frac{F_{C_{LRFD}}}{\phi_c \cdot F_y \cdot A_g} = 0.703$

límite de esbeltez para alta ductilidad  $\lambda_{hd} := 0.77 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \cdot (2.93 - C_a) = 48.664$   
 ductilidad  $(\lambda, \lambda_{hd}) = \text{“Altamente dúctil”}$

esbeltez en ala  $\lambda := \frac{b}{2 \cdot tf} = 7.895$

límite de esbeltez para ala no esbelta  $\lambda_{hd} := 0.30 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 8.515$   
 ductilidad  $(\lambda, \lambda_{hd}) = \text{“Altamente dúctil”}$

La columna se clasifica como altamente dúctil en alas y alma, con lo que se puede calcular la resistencia nominal a compresión y el factor de utilización.

Resistencia a compresión LRFD  $P_{n_{LRFD}} := \phi_c \cdot P_n = 312.55 \text{ tonnef}$

% de aprovechamiento a compresión metodo LRFD

$$f := \frac{F_{C_{LRFD}}}{P_{n_{LRFD}}} = 0.764$$

## V. ANALISIS DE LA ESTRUCTURA CON BRB

Para obtener como resultado los valores de las fuerzas actuantes y solicitaciones en la estructura con la implementación de las riostras de pandeo restringido BRB, para cada una de las combinaciones de carga se hace un análisis del modelo tridimensional creado en el programa SAP2000.

### V.1 Modelación Lineal de los BRB

Para el presente análisis se ha considerado un Factor de corrección para la rigidez de los BRB,  $KF=1.5$  que se lo introduce mientras se modela el material de los BRB, para considerar el incremento de rigidez debido a que la longitud del núcleo en fluencia es solamente  $2/3$  de la longitud total del elemento por lo que se tiene:

Figura V-1: Modelación del Factor de corrección de rigidez  $KF$

Es necesario definir las secciones para los BRB lo que se hace como elementos prismáticos unidireccionales tipo “frame”, con las dimensiones especificadas en las siguientes figuras:

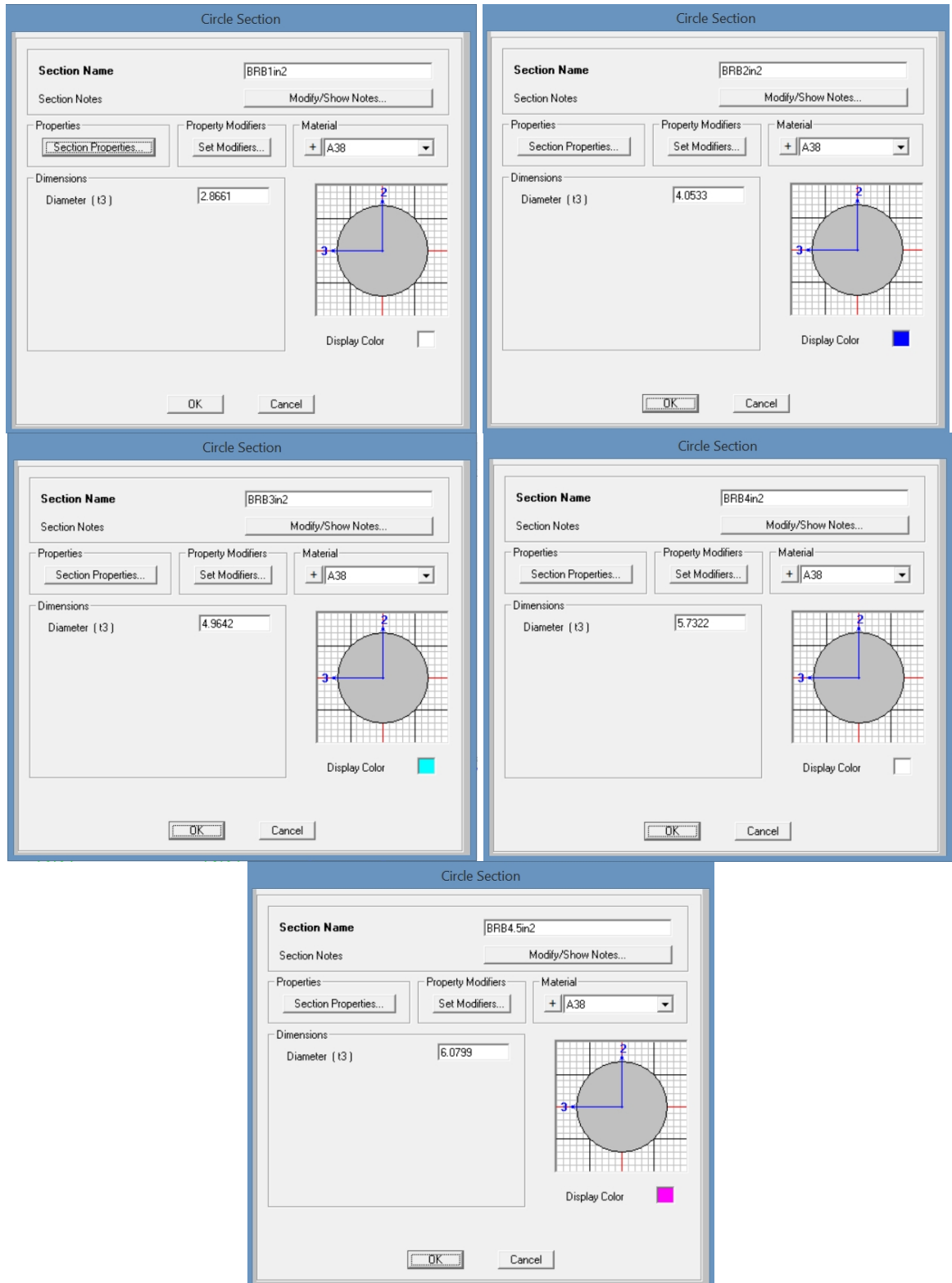


Figura V-2: Modelación de la sección de los BRB



## V.2 Análisis Modal Espectral con BRB

Se realiza el análisis modal utilizando vectores propios para determinar las formas modales y los periodos naturales de vibración libre del sistema estructural, los resultados del análisis modal se muestran a continuación:

Tabla V-1: Periodos y masa modal efectiva participante con BRB

Step Num	Periodo	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
1	1.01	0.00	0.86	0.00	0.00	0.86	0.00	0.00
2	0.74	0.80	0.00	0.00	0.80	0.86	0.00	0.00
3	0.61	0.00	0.00	0.00	0.80	0.86	0.79	0.79
4	0.33	0.00	0.10	0.00	0.80	0.95	0.00	0.79
5	0.26	0.14	0.00	0.00	0.93	0.95	0.00	0.79
6	0.22	0.00	0.00	0.00	0.93	0.95	0.13	0.93
7	0.19	0.00	0.03	0.00	0.93	0.98	0.00	0.93
8	0.16	0.04	0.00	0.00	0.98	0.98	0.00	0.93
9	0.14	0.00	0.01	0.00	0.98	1.00	0.00	0.93
10	0.13	0.00	0.00	0.00	0.98	1.00	0.05	0.97
11	0.12	0.00	0.00	0.36	0.98	1.00	0.00	0.97
12	0.12	0.00	0.00	0.00	0.98	1.00	0.00	0.97

La estructura mantiene las mismas formas modales y se observa un ligero cambio en los periodos de vibración, acortándose para el modo 1 lo que produce un incremento en la demanda despreciable, para efectos prácticos la demanda permanece igual, también se observa un ligero incremento en el periodo del modo 2, de 0.73 a 0.74 lo que produce una disminución en la demanda de 0.150g a 0.148g lo que representa una disminución del 7.4%.

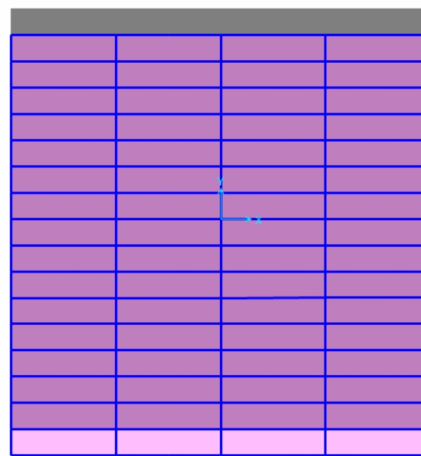
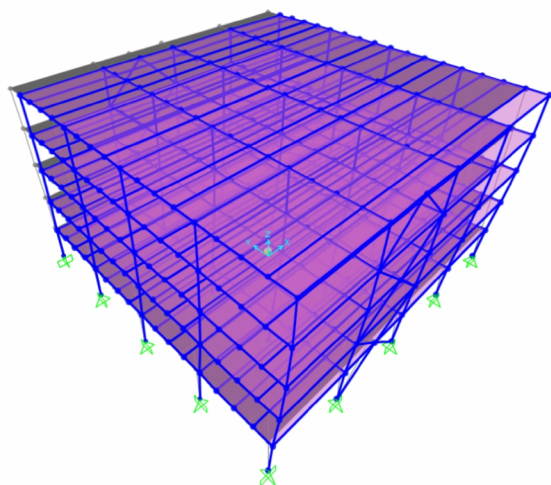


Figura V-3: Primer modo de vibración  $T=1.01$  seg.

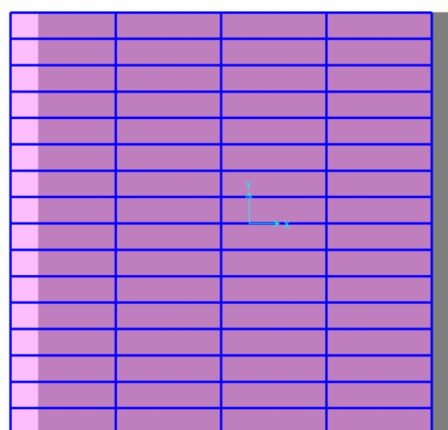
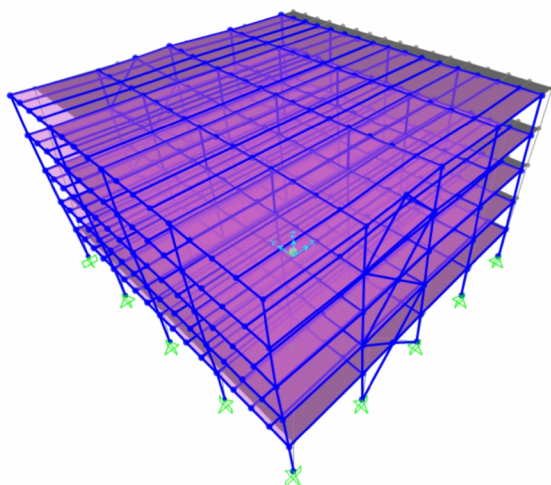


Figura V-4: Segundo modo de vibración  $T=0.74$  seg.

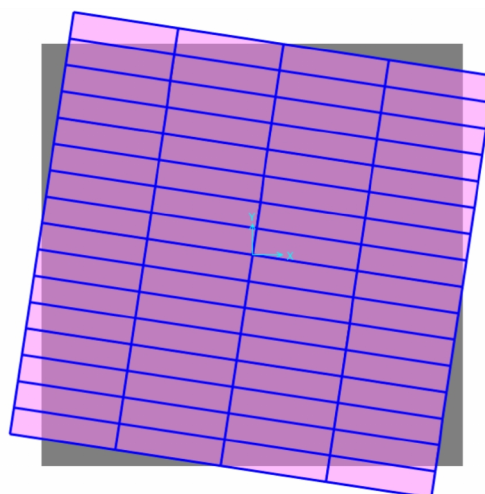
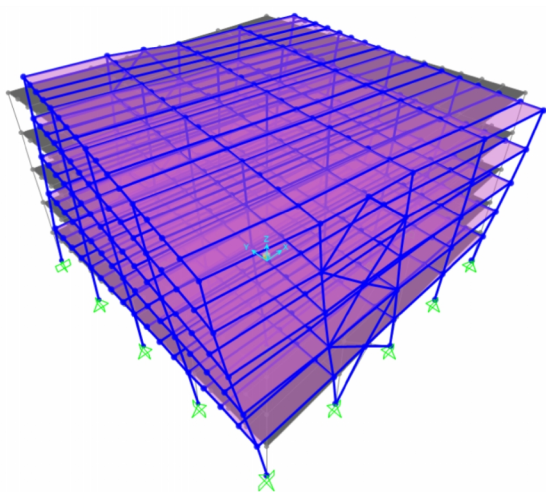


Figura V-5: Tercer modo de vibración  $T=0.61$  seg.

### V.3 Cortante Basal con BRB

Una vez realizado el análisis se observa reacciones basales de 194 toneladas en el eje “X”, es decir un 5% de reducción de la demanda obtenida para la estructura convencional y 150 toneladas en el eje “Y”, lo que representa una disminución despreciable, indicando que el efecto de los BRB en el eje “Y” es nulo, se adjunta los resultados obtenidos en la siguiente tabla:

Tabla V-2: Reacciones Basales con BRB

OutputCase Text	Convencional			Con BRB		
	FX	FX	FX	FX	FY	FZ
	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf
Muerta	0	0	1438	0	0	1437
Viva	0	0	623	0	0	623
Sismo X	203	0	0	194	0	0
Sismo Y	0	150	0	0	150	0

### V.4 Axiales en barras con BRB

Una vez realizado el análisis se observó que la columna más esforzada con carga axial en el marco de arriostrado (plano XZ) soporta 140 toneladas lo que indica que se ha producido una disminución del 6% de carga axial con respecto a la estructura convencional, en la Figura V-6 se observa gráficamente la distribución de esfuerzos axiales en las barras con una misma escala para su comparación gráfica.

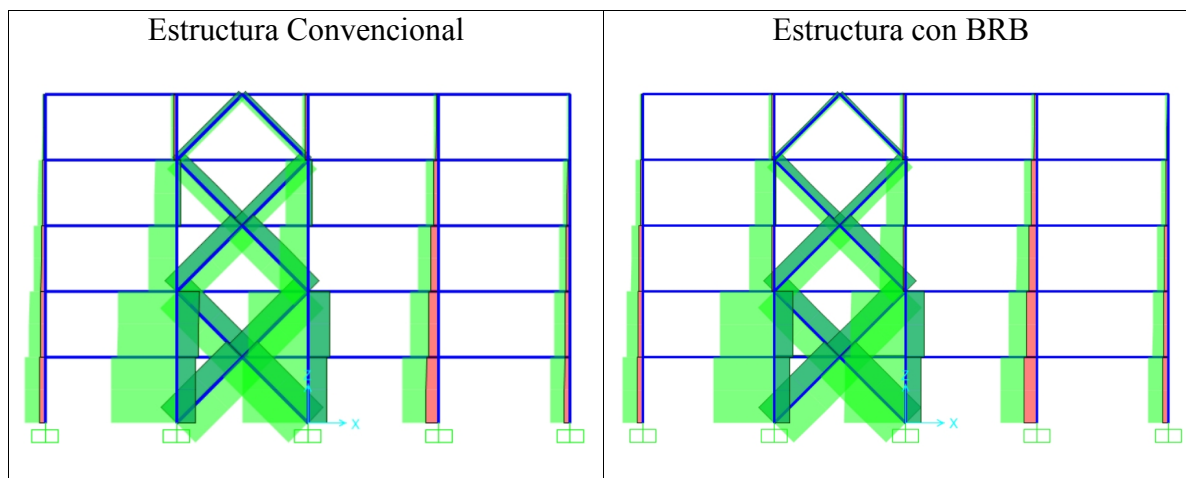


Figura V-6: Comparación de axiales para estructura con y sin BRB

### V.5 Momentos en barras con BRB

Del análisis de la estructura implementando BRB se observó que la columna con mayor momento flector en el marco de arriostrado (plano XZ) recibe 7.6 tonf\*m es decir se produjo una reducción del 14% con respecto a la estructura convencional, en la Figura V-7 se observa gráficamente la envolvente de momentos en las barras para ambos casos con una misma escala.

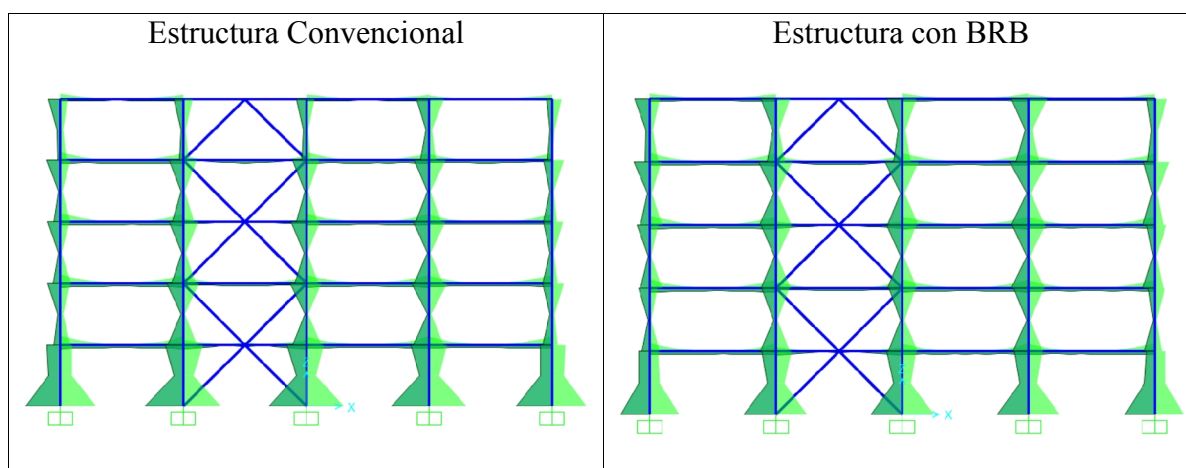


Figura V-7: Comparación de momentos para estructuras con y sin BRB

## V.6 Análisis de derivas y drifts con BRB

Una vez realizado el análisis para la estructura con BRB se revisó la deformación en el software donde se observa una deformación máxima del quinto piso es de 15.01 cm en el eje X, lo que representa una deformación de techo 1.97% mayor que para la estructura convencional, a pesar de incrementarse las deformaciones la estructura aún cumple con el límite de deformación máxima de la NEC-2015 de  $0.02H$ , para este caso  $H=15$  metros por lo que el límite de deformación máxima es de 30 cm.

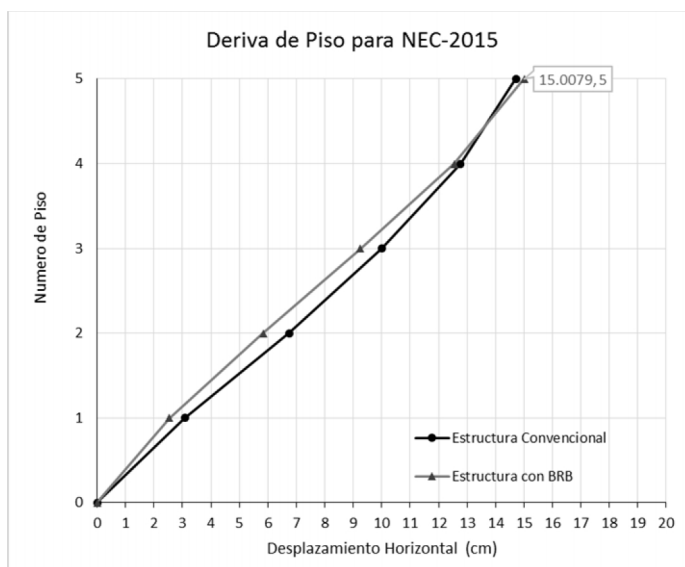


Figura V-8: Influencia del BRB en las derivas

Se obtienen los drifts de entrepiso para la estructura con BRB, siendo el mayor de 0.0114 en el tercer piso en la dirección “X”, donde se observa una disminución del 6.55% en el drift con respecto al que se tenía para la estructura convencional.

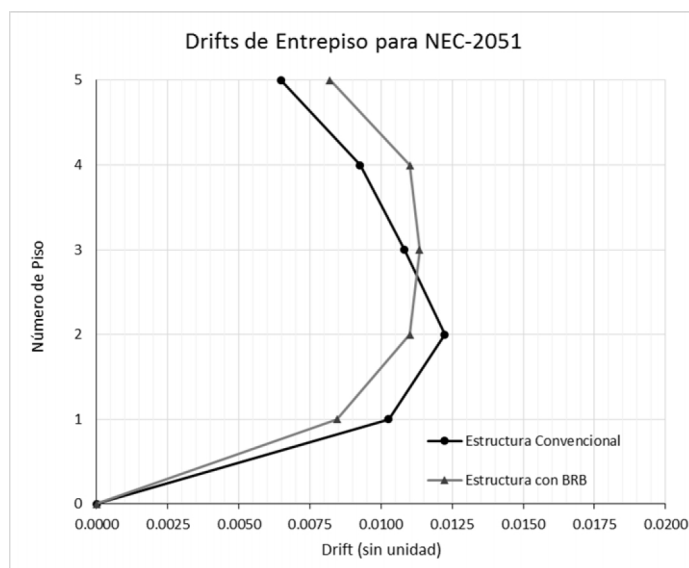


Figura V-9: Influencia de los BRB en el drift de Entrepiso

## V.7 Diseño de barras para estructura con BRB

Se realizó el diseño de elementos de acuerdo a los lineamientos de la AISC 360-10 método LRFD, adicionalmente se realizó una comprobación de compacidad para garantizar alta ductilidad a todos los elementos principales de acuerdo a los criterios de la tabla D1.1 de la AISC 341-10 (Seismic Provisions for Structural Steel Buildings) donde se verificó que todos los elementos principales son sísmicamente compactos.

Para el pórtico arriostrado se tiene:

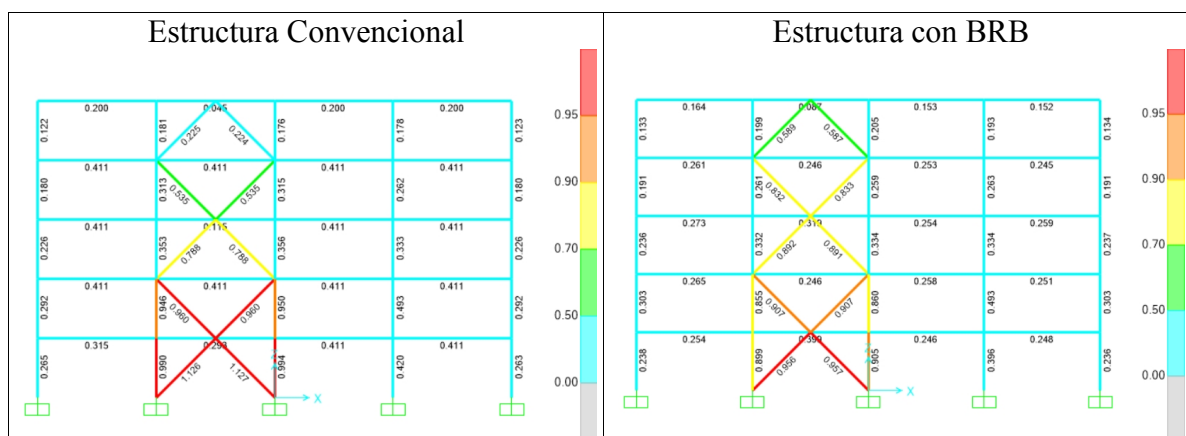


Figura V-10: Resumen de diseño pórtico arriostrado

Para la estructura con BRB se puede observar que la columna más esforzada es el perfil HEB 300 trabajando al 90.5% de su capacidad máxima, lo que representa una reducción del 8.9% en la demanda requerida de la columna, para la diagonal inferior BRB se comprueba a compresión pura que en la figura anterior se encuentra trabajando al 95.7% de su capacidad máxima.

Tabla V-3: Resumen de diseño Estructura Convencional

Elemento	Axial máx.	Momento máx.	% trabajo
	Tonf	Tonf*m	
HEB 320	161.97	18.94	82.3%
HEB 300	310.64	0.00	99.4%
IPE 300	28.72	8.88	81.7%
IPE 240	0.00	3.56	78.6%
Tubo 150x8	62.20	0.04	112.7%

Tabla V-4: Resumen de diseño Estructura con BRB

Elemento	Axial máx.	Momento máx.	% trabajo
	Tonf	Tonf*m	
HEB 320	161.93	18.93	82.3%
HEB 300	282.75	0.00	90.5%
IPE 300	28.71	8.88	81.6%
IPE 240	0.00	3.56	78.6%
BRB 1.0in <sup>2</sup>	7.51	0.01	58.7%
BRB 2.0in <sup>2</sup>	23.56	0.02	83.3%
BRB 3.0in <sup>2</sup>	38.67	0.03	89.1%
BRB 4.0in <sup>2</sup>	53.09	0.04	90.7%
BRB 4.5in <sup>2</sup>	63.34	0.04	95.7%

### V.8 Validación de cimentación para estructura con BRB

Una vez realizado el diseño de los elementos metálicos se procede a realizar el diseño de la cimentación, para esto se toma en cuenta las mismas consideraciones que se usaron para el diseño de la cimentación convencional.

Peso del suelo húmedo	$1.75 \text{ Ton/m}^3$
Coefficiente de balasto	$3150 \text{ Ton/m}^3$
Hormigón	$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
Acero de Refuerzo	$f_y = 2810 \text{ Kg/cm}^2$
Presión Admisible	$q_a = 16 \text{ Ton/m}^2$

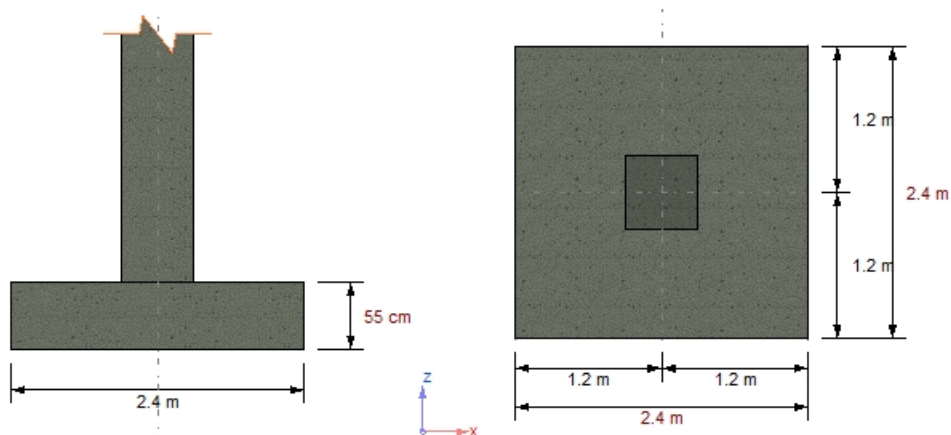


Figura V-11: Zapata Aislada típica para cimentación

Tabla V-5: Cargas para el diseño de la cimentación

		Estructura Convencional				Estructura con BRB			
		F1	F2	F3	M2	F1	F2	F3	M2
Joint	Caso	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m
61	D	-3.22	0.06	45.02	0.04	-3.62	3.22	44.75	0.05
61	L	-1.18	0.09	16.34	0.07	-1.34	0.09	16.35	0.07
61	Ex	42.80	0.03	115.84	9.12	42.18	0.03	109.18	7.41
61	Ey	0.71	0.77	10.36	0.00	0.79	0.77	10.33	0.00



Tabla V-6: Comprobaciones a Flexión











Eje	$\Phi M_n$	Asprov	Estructura Convencional			Estructura con BRB				
			Mu	Asreq	% trabajo	Mu	Asreq	% trabajo		
X	30.97	28.00	31.46	28.45	94.9%		30.94	27.97	99.0%	
Y	34.34	30.00	40.92	35.9	105.4%		38.98	34.16	95.0%	

Tabla V-7: Comprobaciones a Corte

Plano	Estructura Convencional			Estructura con BRB				
	Vu	Vc	% trabajo	Vu	Vc	% trabajo		
XY	35.25	82.47	57.0%		34.73	82.47	56.1%	
XZ	45.17	85.41	70.5%		43.00	85.41	67.1%	
Punzonamiento	150.28	294.95	67.9%		144.65	294.95	65.4%	

## VI. ANALISIS TIEMPO HISTORIA

En este capítulo se realiza un análisis de la respuesta en el tiempo de la estructura convencional y de la estructura con BRB para 3 pares de registros de aceleraciones basales compatibles con el espectro de diseño de la norma NEC-2015.

### VI.1 Rótulas Plásticas

De acuerdo a la figura 2-3 de FEMA 356 se explica que se puede representar el comportamiento dúctil donde hay un rango elástico (punto 0 al punto 1 de la curva), seguido por un comportamiento plástico (puntos 1 a 3) con una resistencia residual no despreciable y capacidad para soportar cargas de gravedad en el punto 3. El comportamiento plástico incluye un endurecimiento por deformación o intervalo de reblandecimiento (puntos 1 a 2) y una degradación de resistencia (puntos 2 y 3).

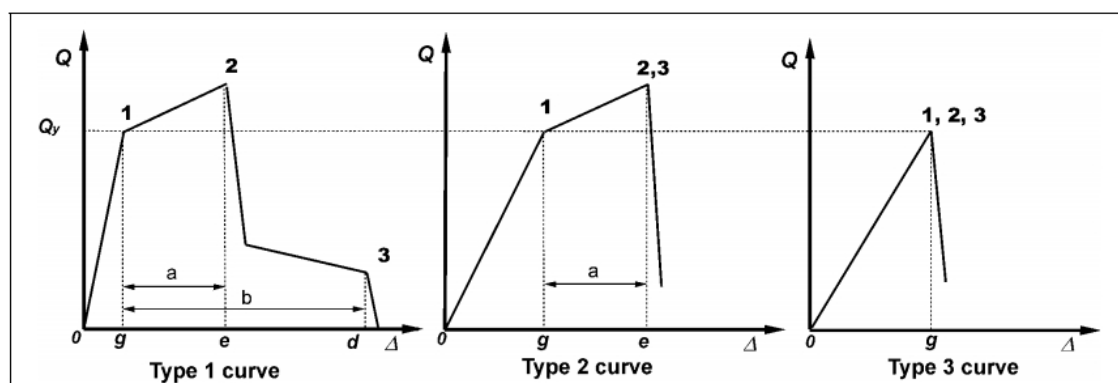


Figure 2-3 Component Force Versus Deformation Curves

Figura VI-1: Curvas de fuerza vs deformación

Se ha definido las rotulas plásticas en el software de cálculo como se indica a continuación:

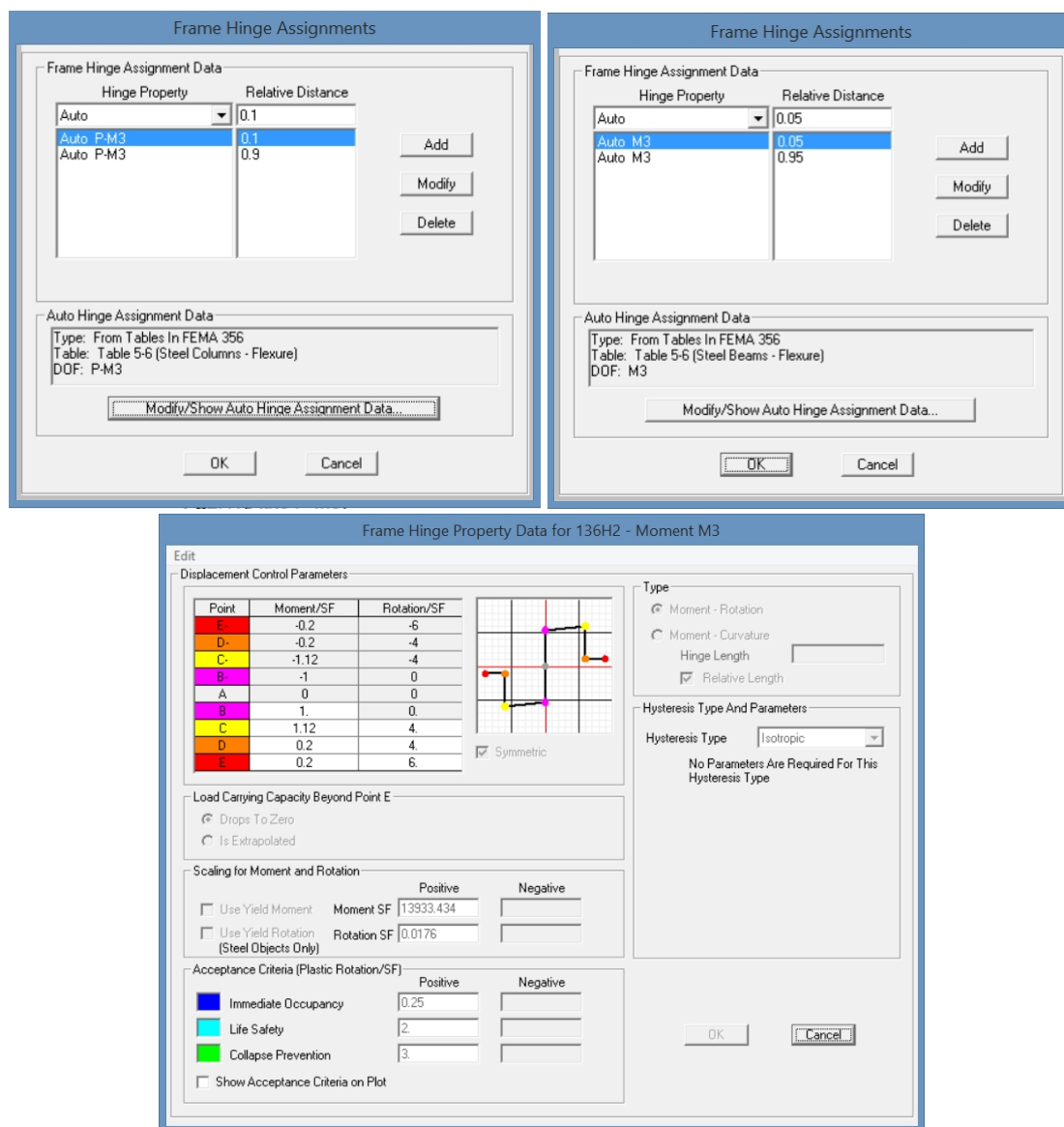


Figura VI-2: Modelación de rotulas plásticas en SAP2000

## VI.2 Modelación de riostras convencionales

En el caso de los marcos arriostrados, la energía sísmica se disipa principalmente dentro de las riostras. Por lo tanto, el rendimiento global de un marco de acero arriostrado depende en gran medida del comportamiento de histéresis de las riostras.

El comportamiento de histéresis de tirantes de acero implica fenómenos físicos complejos, tales como la fluencia en tensión, el alargamiento progresivo de la riostra, el

pandeo inelástico en compresión, así como el deterioro de la capacidad de pandeo debido al efecto Bauschinger y el retorcimiento residual que se puede presentar en la riostra. (Dicleli, 2008).

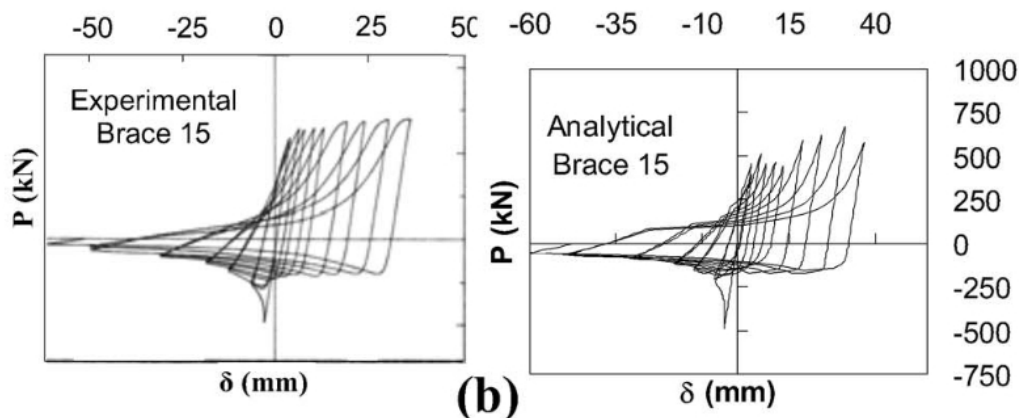


Figura VI-3: Histéresis típica de elemento tubular  
Fuente: (Dicleli, 2008)

Para la modelación de las riostras metálicas convencionales se consideró elementos link tipo multi linear plastic con los datos de rigidez del elemento tubular de 150mm de diámetro y 8mm de espesor de acero A36 y longitud 424cm, y una rigidez post fluencia del 3%, como se indica a continuación:

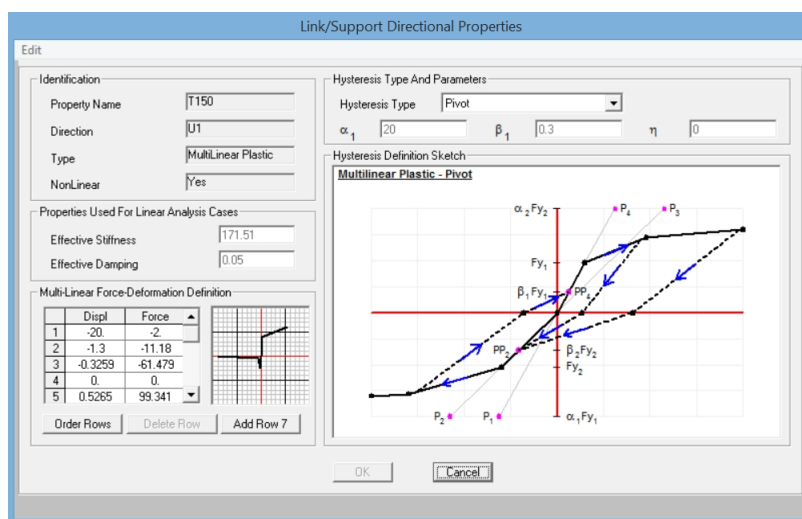


Figura VI-4: Modelación de riostras convencionales en SAP2000

### VI.3 Modelación de elementos BRB

Para la modelación de las BRB se consideró elementos link tipo Plastic-Wen con los datos de rigidez, carga de fluencia y rigidez post fluencia de acuerdo a lo calculado en el literal IV.2 del presente documento, adicional a esto para considerar la longitud real de fluencia del elemento se modelo unos elementos tipo frame en el extremo de los BRB con una módulo de elasticidad (E) 1000 veces mayor al del acero, la modelación se indica a continuación.

The figure displays four screenshots of the 'Link/Support Directional Properties' dialog box, arranged in a 2x2 grid. Each dialog box is titled 'Link/Support Directional Properties' and contains the following fields:

- Identification:**
  - Property Name: BRB 1in<sup>2</sup>, BRB 2in<sup>2</sup>, BRB 3in<sup>2</sup>, BRB 4in<sup>2</sup>
  - Direction: U1
  - Type: Plastic (Wen)
  - NonLinear: Yes
- Properties Used For Linear Analysis Cases:**
  - Effective Stiffness: 46.9755, 93.924, 140.899, 187.87
  - Effective Damping: 0.2
- Properties Used For Nonlinear Analysis Cases:**
  - Stiffness: 46.9755, 93.9237, 140.8992, 187.8747
  - Yield Strength: 17.24, 34.47, 51.71, 68.95
  - Post Yield Stiffness Ratio: 0.03
  - Yielding Exponent: 2

Each dialog box includes 'OK' and 'Cancel' buttons at the bottom.

Link/Support Directional Properties

Identification

Property Name: RB 4.5in<sup>2</sup>

Direction: U1

Type: Plastic (Wen)

NonLinear: Yes

Properties Used For Linear Analysis Cases

Effective Stiffness: 211.36

Effective Damping: 0.2

Properties Used For Nonlinear Analysis Cases

Stiffness: 211.3624

Yield Strength: 77.57

Post Yield Stiffness Ratio: 0.03

Yielding Exponent: 2

OK Cancel

Figura VI-5: Modelación de elementos BRB en SAP2000

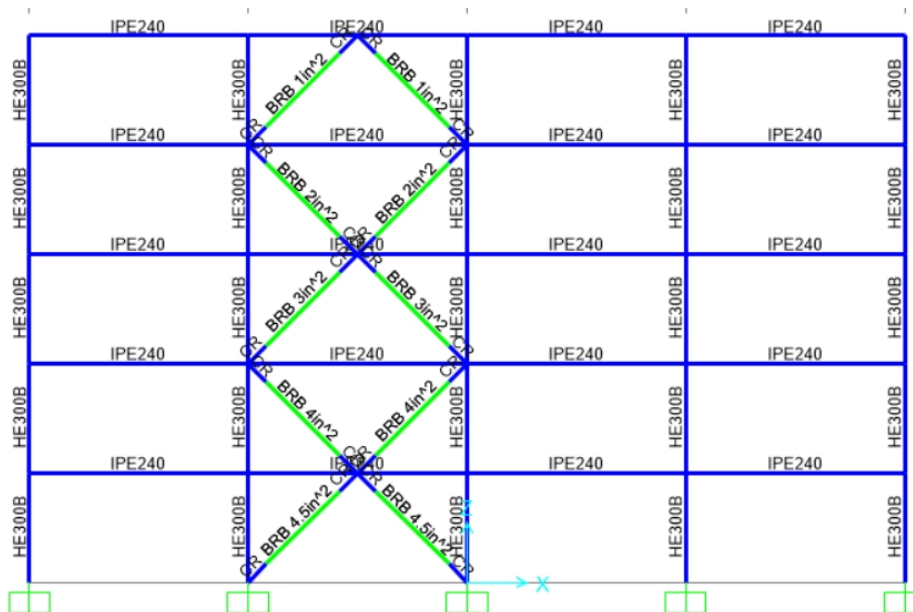


Figura VI-6: Corrección de Rigidez por longitud efectiva de fluencia

#### VI.4 Registros sísmicos sintéticos

De acuerdo con la sección 6.2.2.f del tomo de diseño sismo-resistente de la NEC-2015 se solicita que los análisis paso a paso en el tiempo se realizarán utilizando las dos componentes horizontales de registros de aceleraciones apropiadamente seleccionados y escalados a partir de los registros de no menos de 3 eventos sísmicos, adicional se menciona que cuando no se disponga de los acelerogramas se puede utilizar acelerogramas artificiales simulados apropiadamente para generar el número de registros y componentes requeridos, debido a que no se tiene información disponible de fácil acceso a registros de sismos ecuatorianos para generar los registros artificiales se toma los registros semilla de la red acelerográfica del Perú y corresponden a las aceleraciones registradas para sismos relativamente cercanos a la frontera con Ecuador 2 de ellos en el océano Pacífico y otro en las costas en la parte sur de Perú.

Para definir los registros artificiales se utiliza el espectro de diseño de la norma ecuatoriana con una fracción del amortiguamiento crítico del 5%, que junto con los registros semilla y sabiendo que cualquier función sísmica puede ser expresada como una superposición de ondas sinusoidales moduladas por una función temporal envolvente, se procuró mantener el contenido de frecuencias de los registros semilla (Bonett, 2002).

Tabla VI-1: Sismos Considerados como registros Semilla

<b>Cód.</b>	<b>Fecha</b>	<b>Estación</b>	<b>Duración</b>	<b>PGA</b>	<b>PGA</b>
ICA	15 Agosto 2007	San Luis Gonzaga	218.06 seg	227.8 cm/seg <sup>2</sup>	0.276g
MOC	01 Abril 2014	César Vizcarra Vargas	140.99 seg	51.5 cm/seg <sup>2</sup>	0.053g
APQ	13 Junio 2005	Characato	178.00 seg	138.5 cm/seg <sup>2</sup>	0.141g

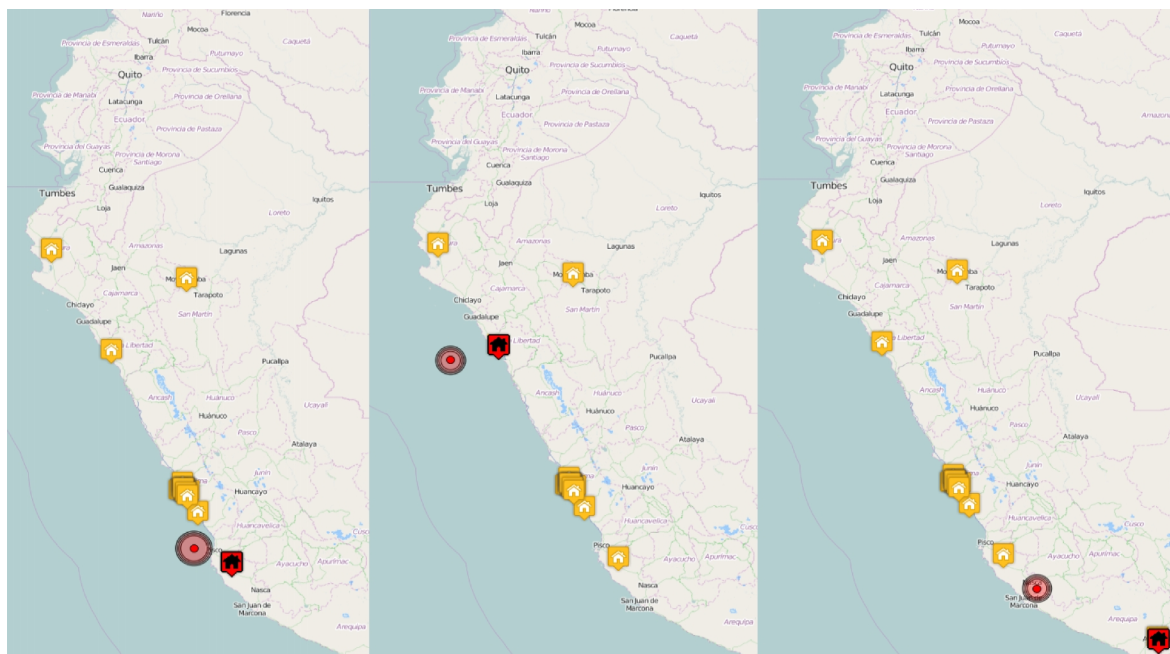


Figura VI-7: Ubicación de los sismos seleccionados como registros semilla  
Fuente: [<http://sig.cismid-uni.org/redacis/>]

Conforme a lo indicado anteriormente, se crea los registros artificiales, procurando que tengan un contenido de frecuencias similar a los registros semilla y que se ajusten lo mejor posible al espectro de diseño de la NEC-2015, en la siguiente tabla se aprecia la relación entre los PGA de los sismos originales con el PGA de los sismos artificiales.

Tabla VI-2: Sismos artificiales generados

Cód.	Duración	PGA	
		Registro Semilla	Registro Artificial
ICA	218.06 seg	0.276g	0.445g
MOC	140.99 seg	0.053g	0.543g
APQ	178.00 seg	0.141g	0.550g

Las siguientes figuras corresponden a cada una de los registros semilla y sintéticos considerados para este estudio, así como el espectro de respuesta para cada uno de los sismos artificiales generados en comparación con el espectro de la NEC-2015.



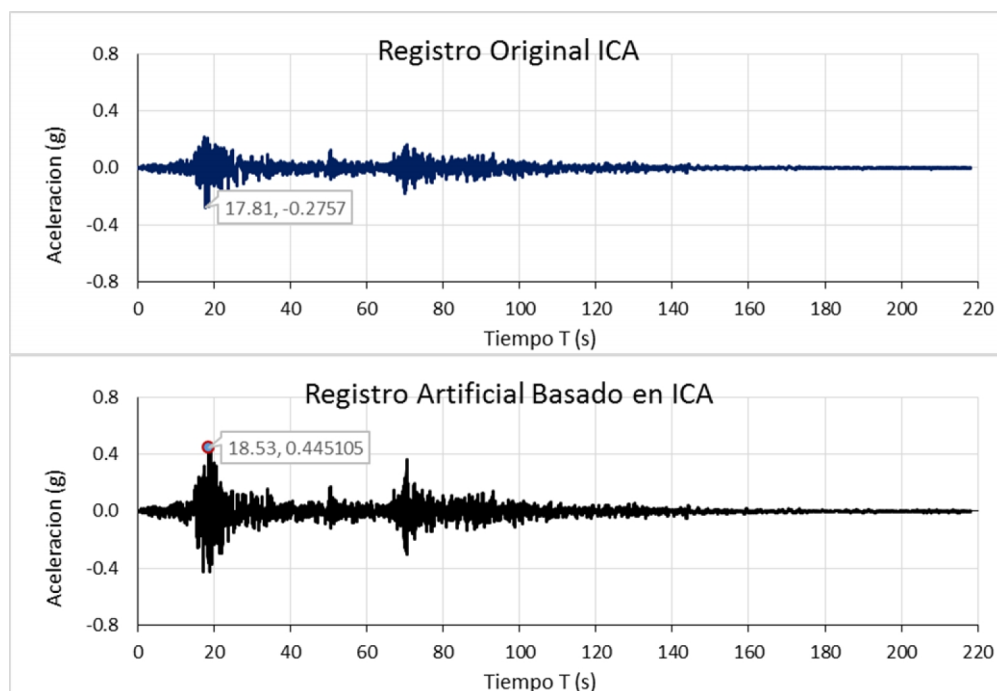


Figura VI-8: Registro artificial basado en ICA



Figura VI-9: Espectro de Respuesta para registro ICA artificial

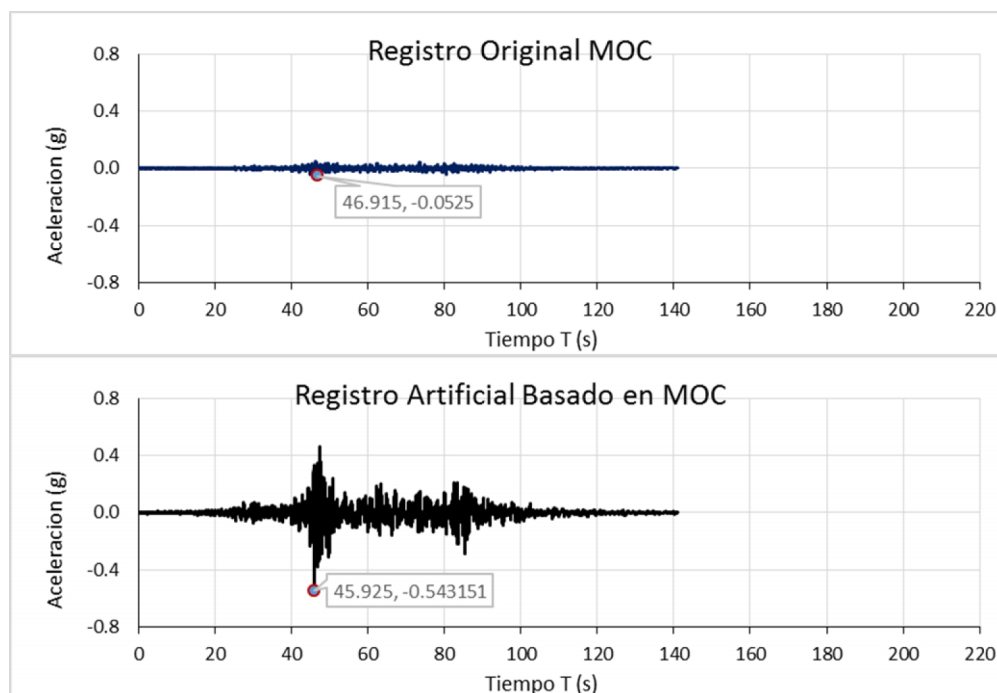


Figura VI-10: Registro artificial basado en MOC

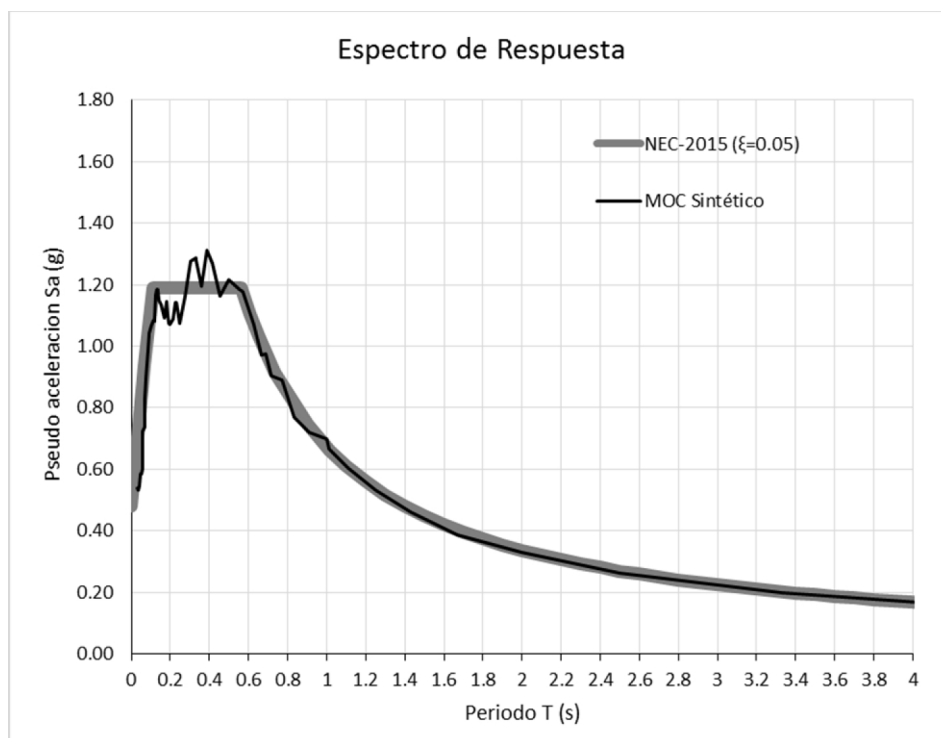


Figura VI-11: Espectro de Respuesta para registro MOC artificial

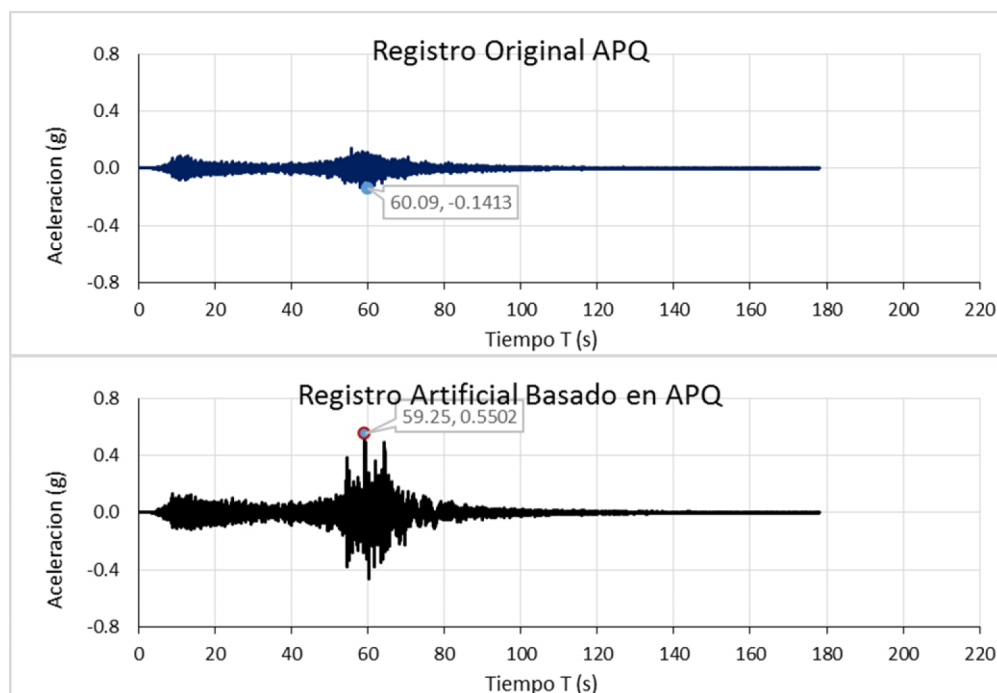


Figura VI-12: Registro artificial basado en APQ

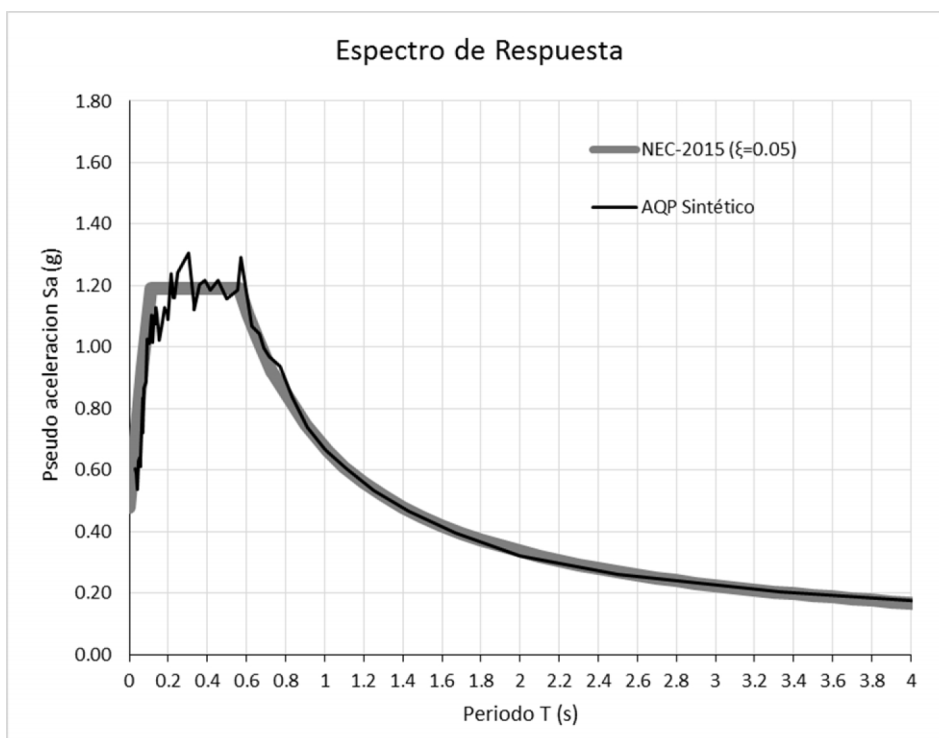


Figura VI-13: Espectro de Respuesta para registro APQ artificial

## VI.5 Modelación Computacional

Los registros sísmicos artificiales definidos en el literal anterior se los ingresa al software considerando solamente la demanda significativa para disminuir el tiempo de cálculo computacional considerando que para los 3 sismos el PGA se encuentra dentro de los primeros 60 segundos, por lo que no se ve afectada las respuestas máximas del sistema, las siguientes figuras muestran el detalle de modelación de los registros.

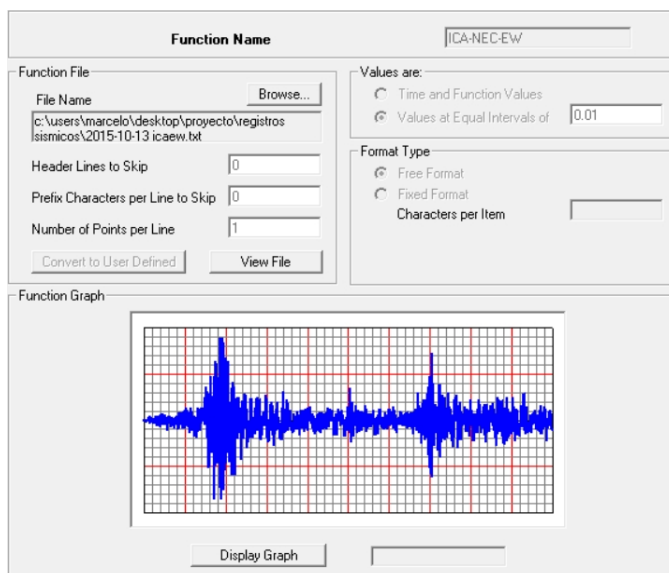


Figura VI-14: Modelación componentes sísmicas para registro ICA

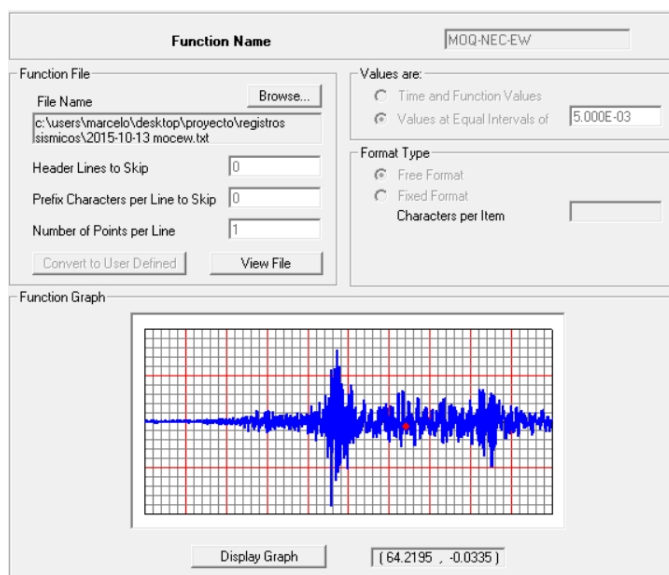


Figura VI-15: Modelación componentes sísmicas para registro MOC

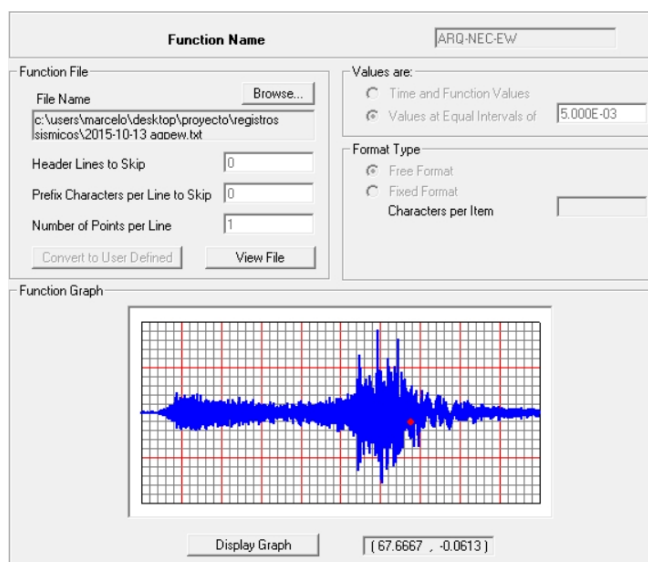


Figura VI-16: Modelación componentes sísmicas para registro APQ

Se genera un caso de carga tiempo historia con integración directa paso a paso en el tiempo con intervalos de 0.005 segundos, para aceleraciones en el eje “X”, no se considera las aceleraciones en el eje “Y” debido a que en el análisis modal espectral quedo demostrado que el efecto de implementar los BRB no afecta la respuesta de la estructura en el eje “Y”. Por lo tanto se modela un caso de carga tipo Time History de análisis no lineal, que parte desde la estructura precargada con la masa sísmica (1.0D+0.25L), como se indica a continuación:

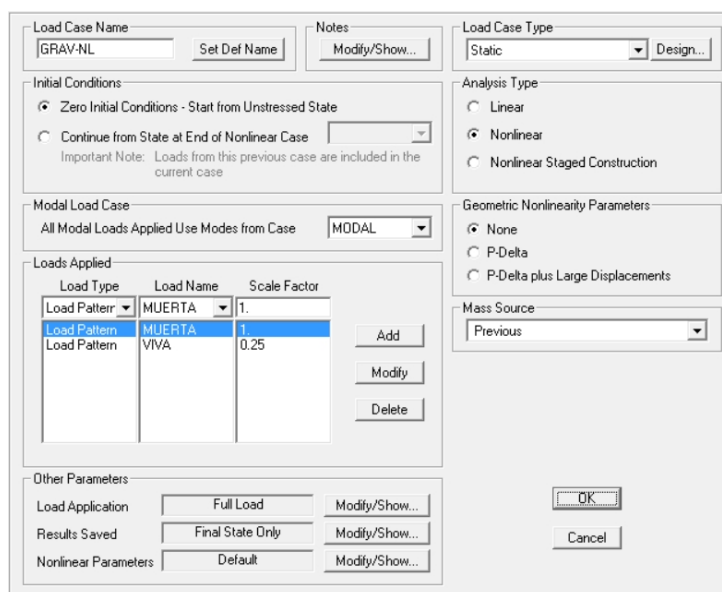


Figura VI-17: Modelación de Pre-carga gravitacional No Lineal

Load Case Name: ICA    Notes:    Load Case Type: Time History

Initial Conditions:  
 Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State  
 Continue from State at End of Nonlinear Case: GRAV-NL  
Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case:  
 Use Modes from Case: MODAL

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	ICA-NEC-EW	9.8
Accel	U1	ICA-NEC-EW	9.8

Show Advanced Load Parameters

Time Step Data:  
 Number of Output Time Steps: 5000  
 Output Time Step Size: 0.02

Other Parameters:  
 Damping: Proportional Damping  
 Time Integration: Hilber-Hughes-Taylor  
 Nonlinear Parameters: Default

Analysis Type:  
 Linear  
 Nonlinear

Solution Type:  
 Modal  
 Direct Integration

Geometric Nonlinearity Parameters:  
 None  
 P-Delta  
 P-Delta plus Large Displacements

History Type:  
 Transient  
 Periodic

Mass Source:  
 Previous

OK    Cancel

Figura VI-18: Modelación del caso de carga Tiempo Historia no Lineal ICA

Load Case Name: MOQ    Notes:    Load Case Type: Time History

Initial Conditions:  
 Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State  
 Continue from State at End of Nonlinear Case: GRAV-NL  
Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case:  
 Use Modes from Case: MODAL

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	MOQ-NEC-E	9.8
Accel	U1	MOQ-NEC-EW	9.8

Show Advanced Load Parameters

Time Step Data:  
 Number of Output Time Steps: 5000  
 Output Time Step Size: 0.02

Other Parameters:  
 Damping: Proportional Damping  
 Time Integration: Hilber-Hughes-Taylor  
 Nonlinear Parameters: Default

Analysis Type:  
 Linear  
 Nonlinear

Solution Type:  
 Modal  
 Direct Integration

Geometric Nonlinearity Parameters:  
 None  
 P-Delta  
 P-Delta plus Large Displacements

History Type:  
 Transient  
 Periodic

Mass Source:  
 Previous

OK    Cancel

Figura VI-19: Modelación del caso de carga Tiempo Historia no Lineal MOC

Load Case Name: ARQ    Set Def Name    Notes:    Modify/Show...

Load Case Type: Time History    Design...

Initial Conditions:  
 Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State  
 Continue from State at End of Nonlinear Case    GRAV-NL  
 Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case:  
 Use Modes from Case: MODAL

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	ARQ-NEC-E	9.8
Accel	U1	ARQ-NEC-EW	9.8

Buttons: Add, Modify, Delete

Show Advanced Load Parameters

Time Step Data:  
 Number of Output Time Steps: 5000  
 Output Time Step Size: 0.02

History Type:  
 Transient  
 Periodic

Mass Source: Previous

Other Parameters:  
 Damping: Proportional Damping    Modify/Show...  
 Time Integration: Hilber-Hughes-Taylor    Modify/Show...  
 Nonlinear Parameters: Default    Modify/Show...

Buttons: OK, Cancel

Figura VI-20: Modelación del caso de carga Tiempo Historia no Lineal APQ

Para el modelo se considera el amortiguamiento de acuerdo a la expresión de Rayleigh donde el amortiguamiento es proporcional a la masa y rigidez del sistema, los modos a elegirse para determinar el amortiguamiento deben garantizar valores razonables en todos los modos que contribuyen de manera significativa a la respuesta (Chopra, 2014).

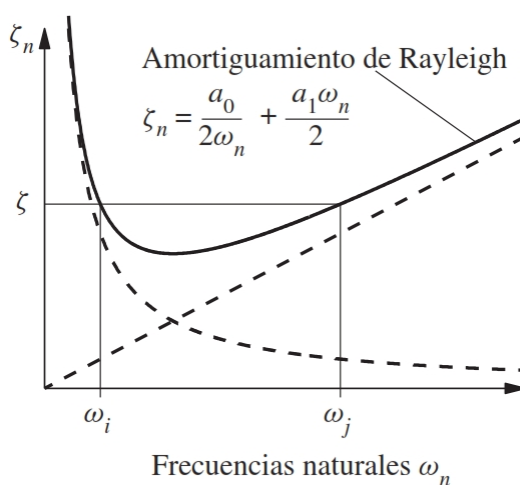


Figura VI-21: Expresión para amortiguamiento de Rayleigh  
 Fuente: [Dinámica de estructuras, Chopra 2014]

Para este caso se considera las 2 primeras formas modales que controlan la respuesta lateral definidas en la Tabla II-2: Periodos y masa modal efectiva participante (ver página 35), concretamente se especifica el 2% del amortiguamiento crítico para los periodos que mayor masa desplazan en el eje “X”, para el modo 2 de 0.731 segundos y para el modo 5 de 0.243 segundos.

Mass and Stiffness Proportional Damping

Damping Coefficients

Direct Specification

Specify Damping by Period

Specify Damping by Frequency

	Mass Proportional Coefficient	Stiffness Proportional Coefficient
	<input type="text"/>	<input type="text"/>
	0.258	1.161E-03
	<input type="text"/>	<input type="text"/>

	Period	Frequency	Damping
First	0.731	<input type="text"/>	0.02
Second	0.243	<input type="text"/>	0.02

Figura VI-22: Modelación del amortiguamiento de Rayleigh



## VI.6 Respuesta de Cortante Basal en el tiempo

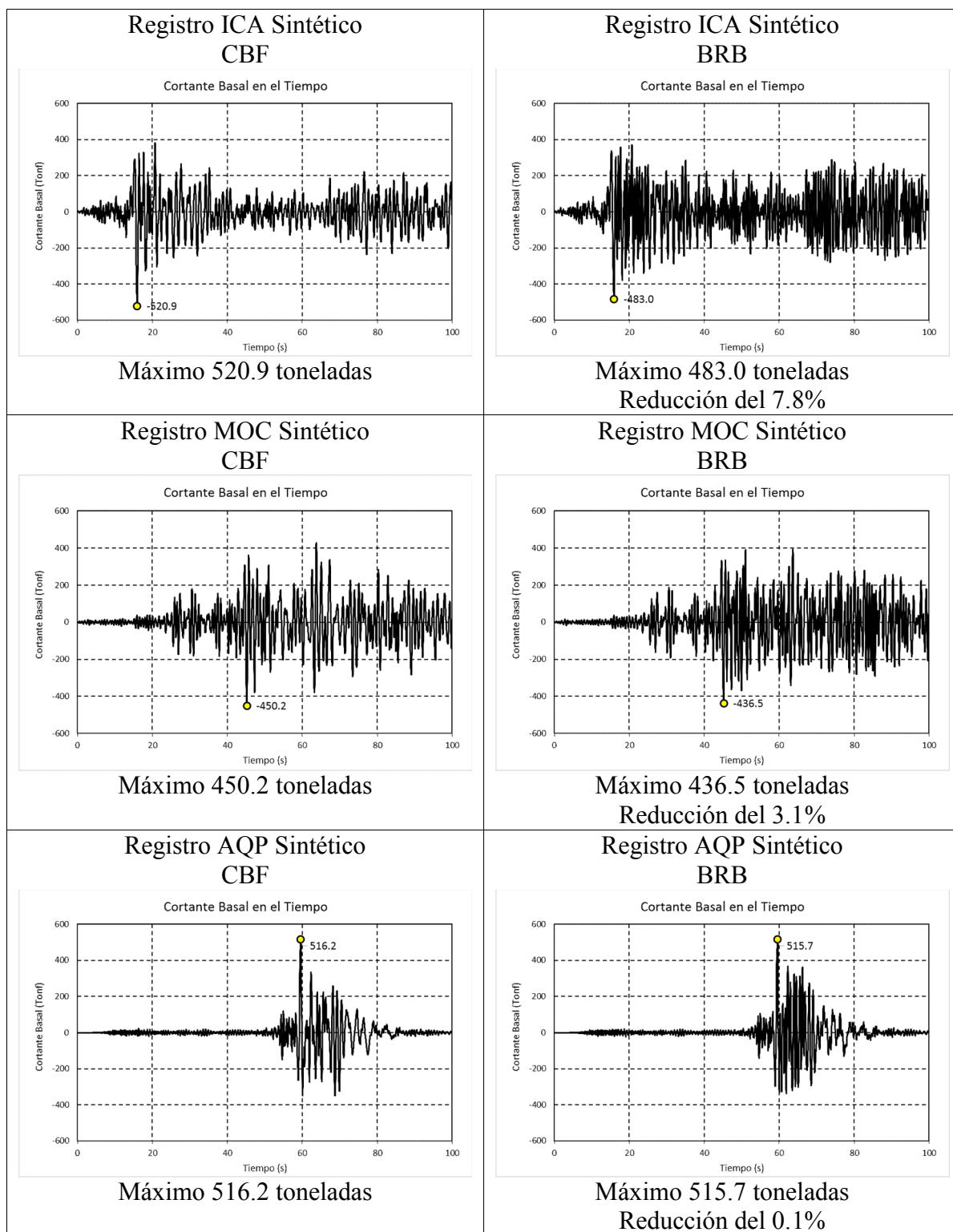
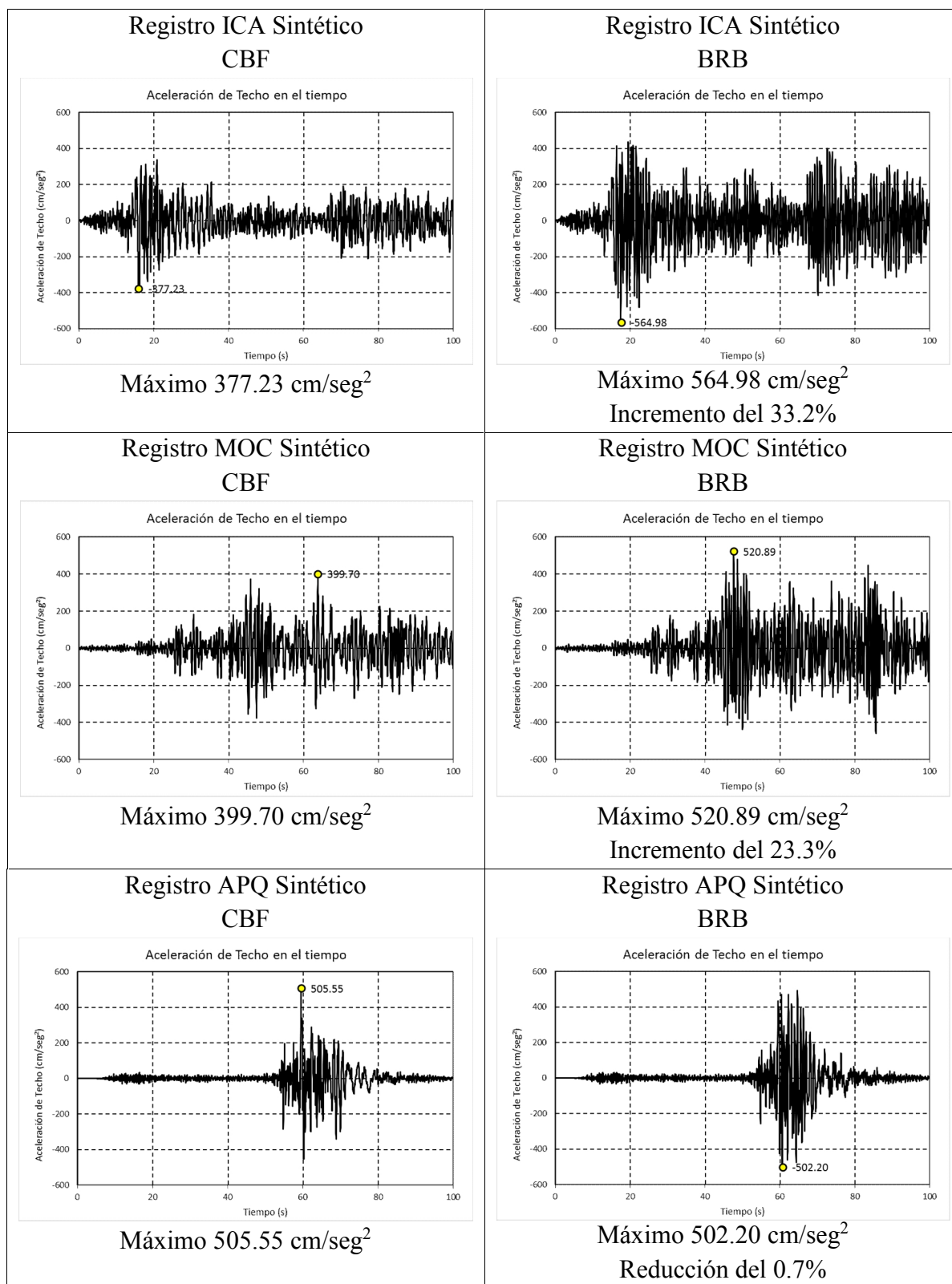


Figura VI-23: Respuesta de cortante Basal en el tiempo

## VI.7 Respuesta de aceleración de techo en el tiempo



## VI.8 Respuesta de desplazamiento de techo en el tiempo

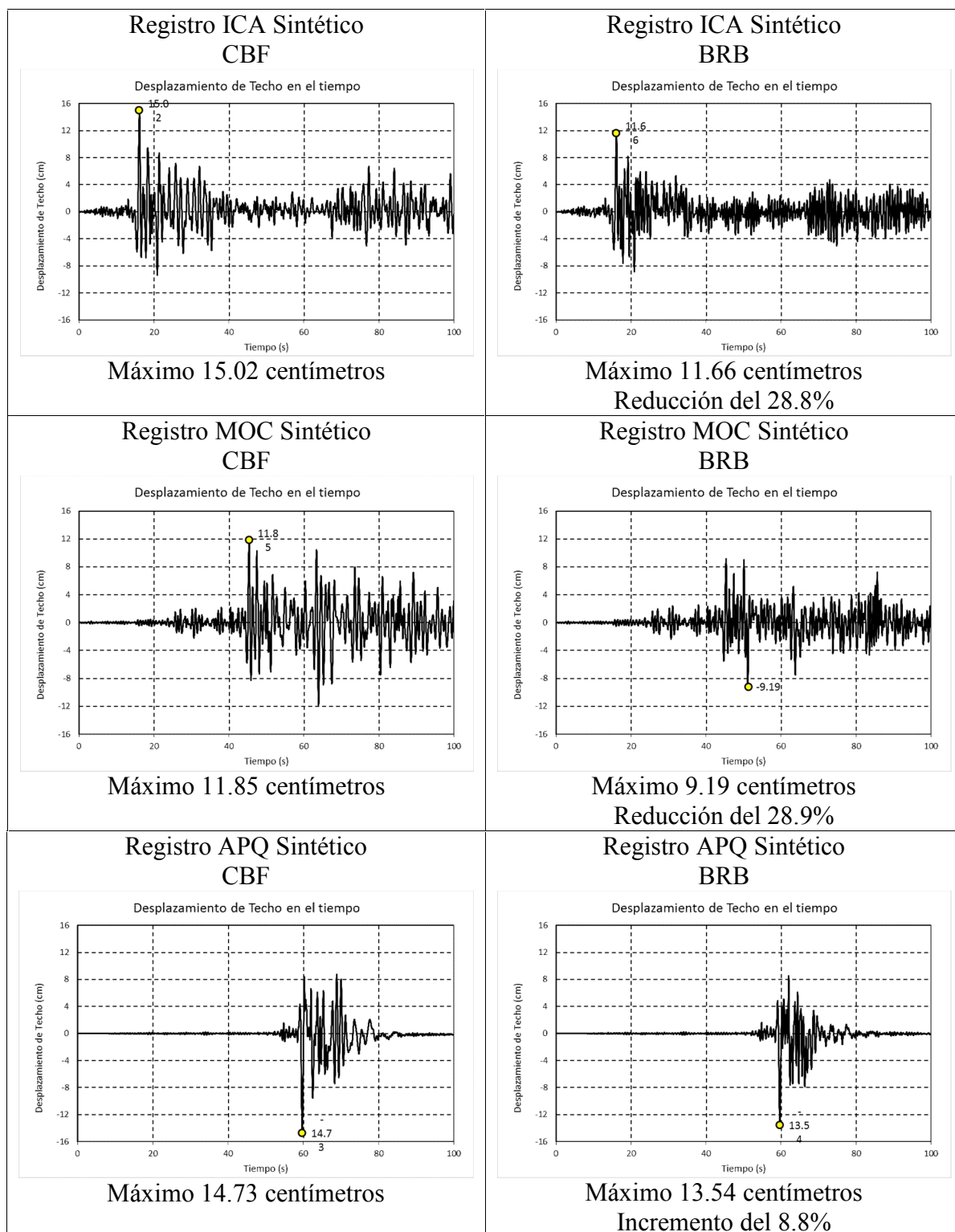


Figura VI-24: Respuesta en el tiempo de desplazamiento en “X”

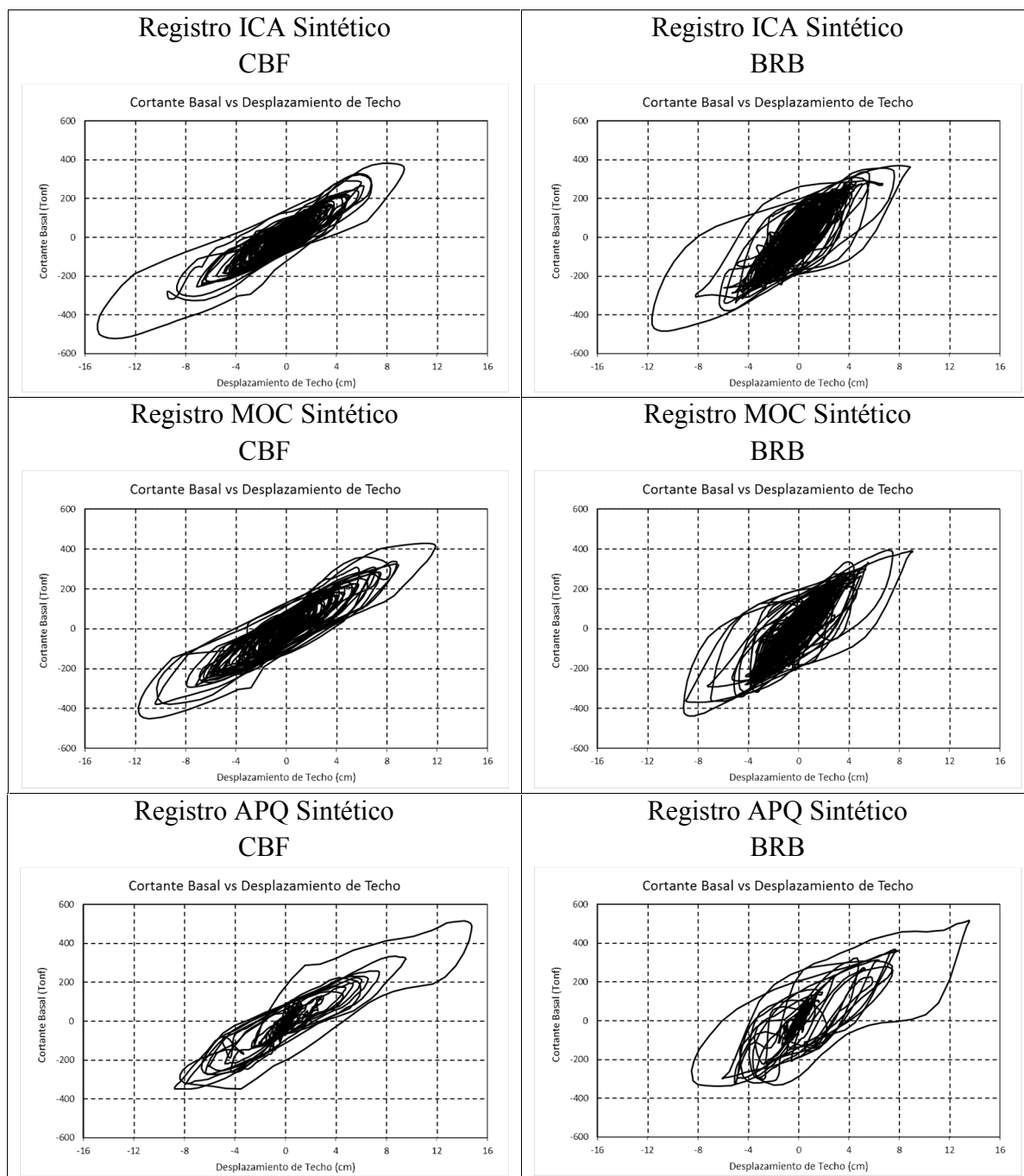
**VI.9 Grafica Cortante Basal vs desplazamiento de Techo**

Figura VI-25: Cortante Basal vs. Desplazamiento de Techo

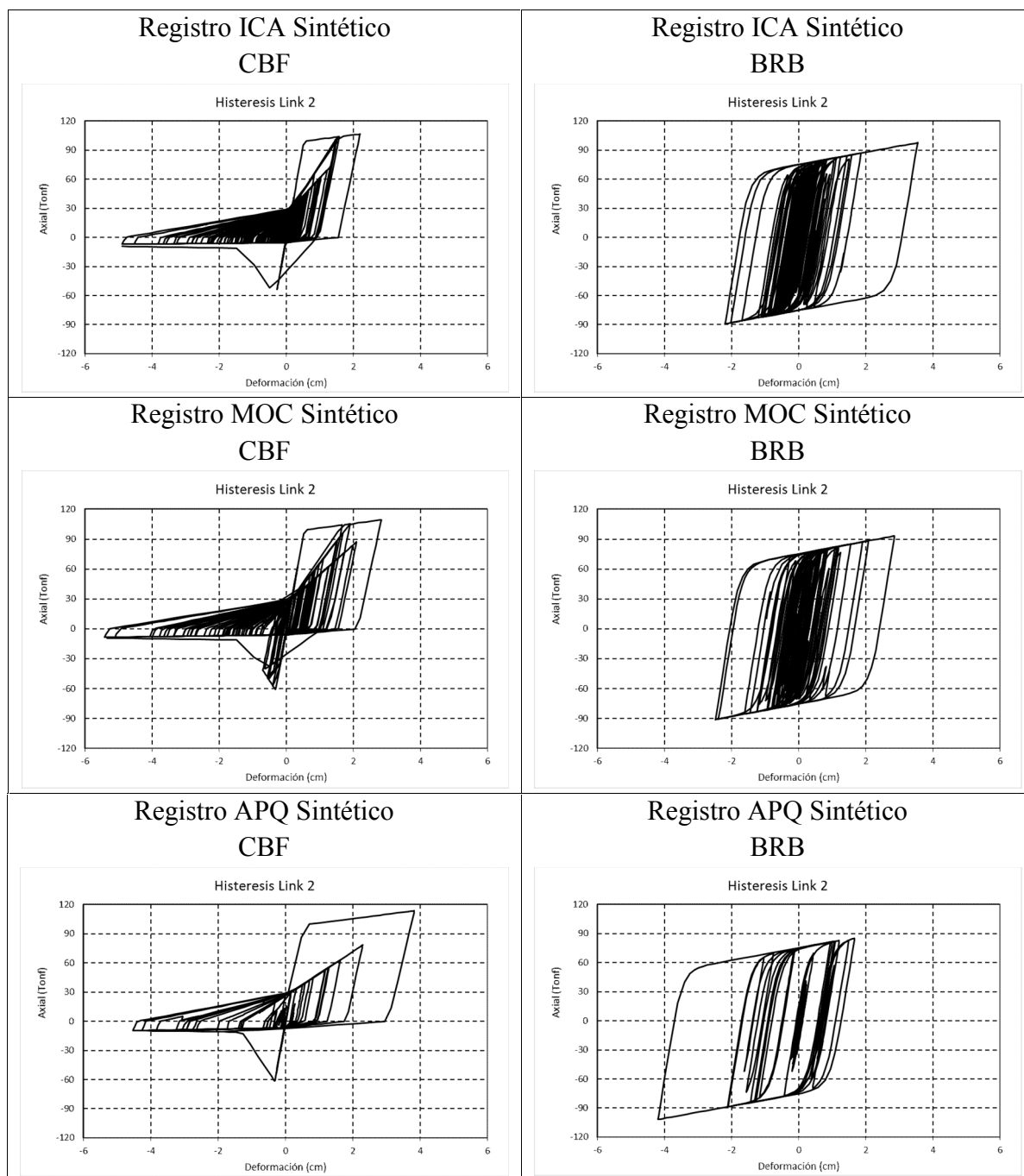
**VI.10 Respuesta de riostras CBF y BRB en el tiempo**

Figura VI-26: Respuesta en el tiempo de los CBF y BRB del primer piso

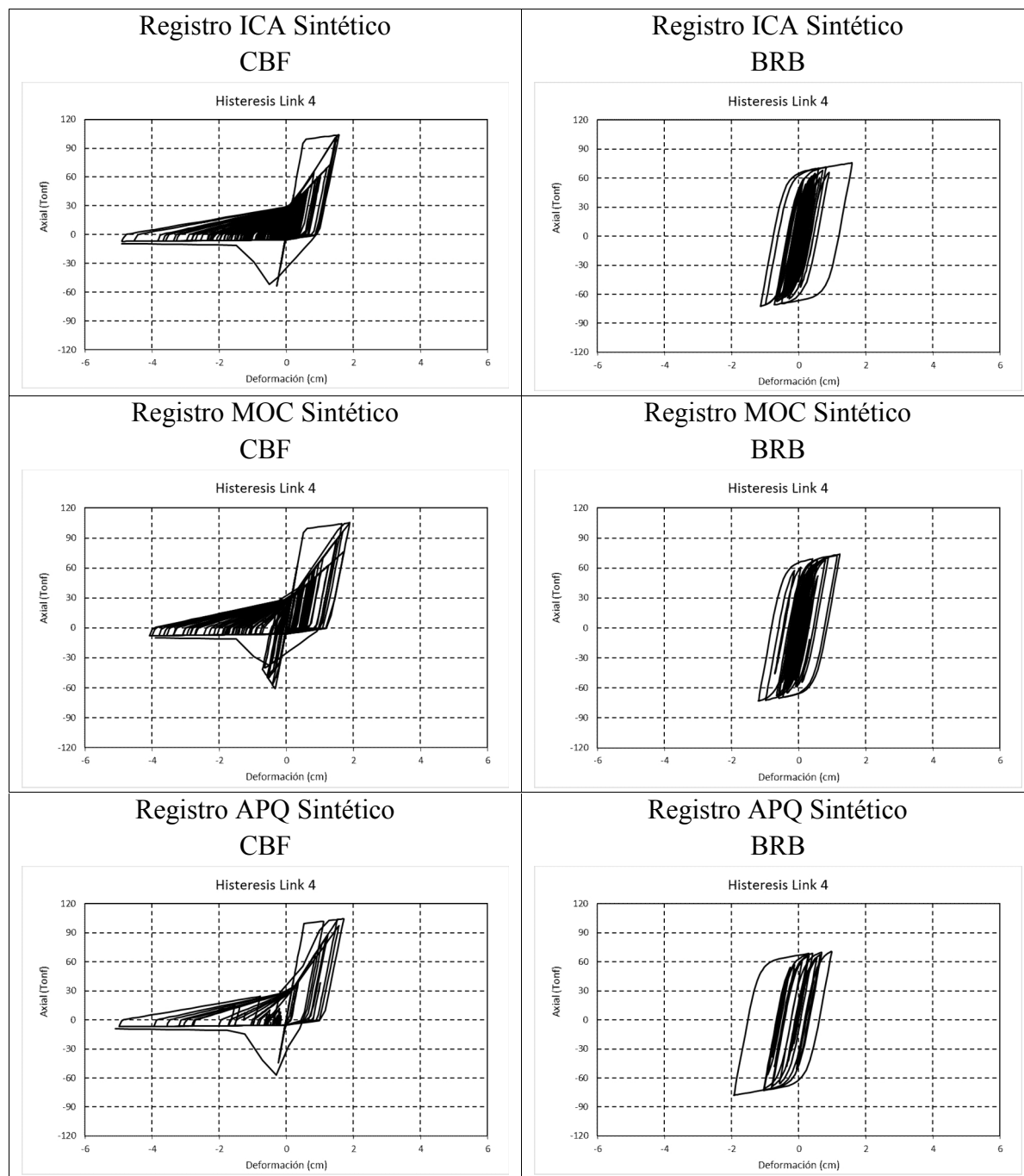


Figura VI-27: Respuesta en el tiempo de los CBF y BRB del segundo piso

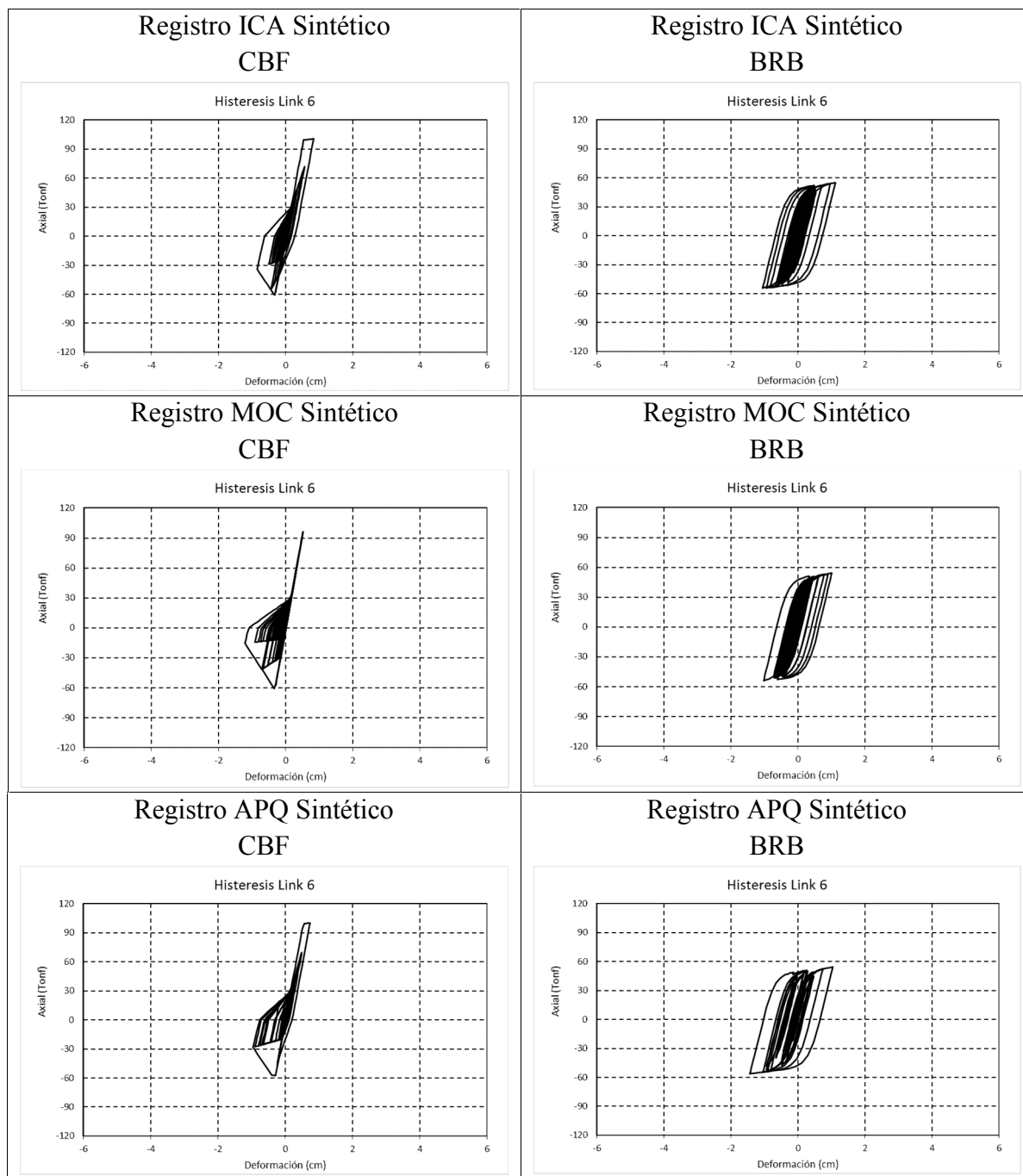


Figura VI-28: Respuesta en el tiempo de los CBF y BRB del tercer piso

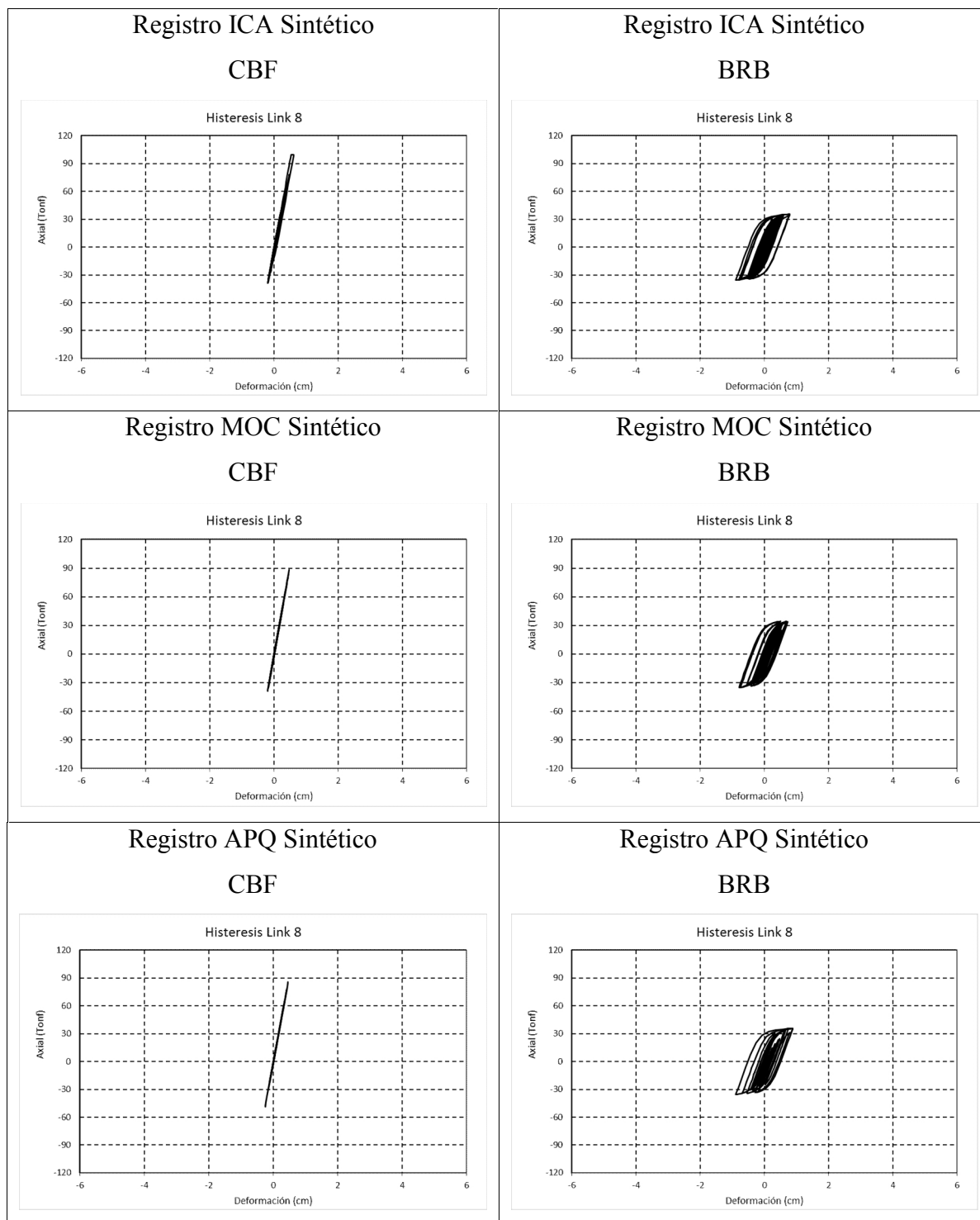


Figura VI-29: Respuesta en el tiempo de los CBF y BRB del cuarto piso



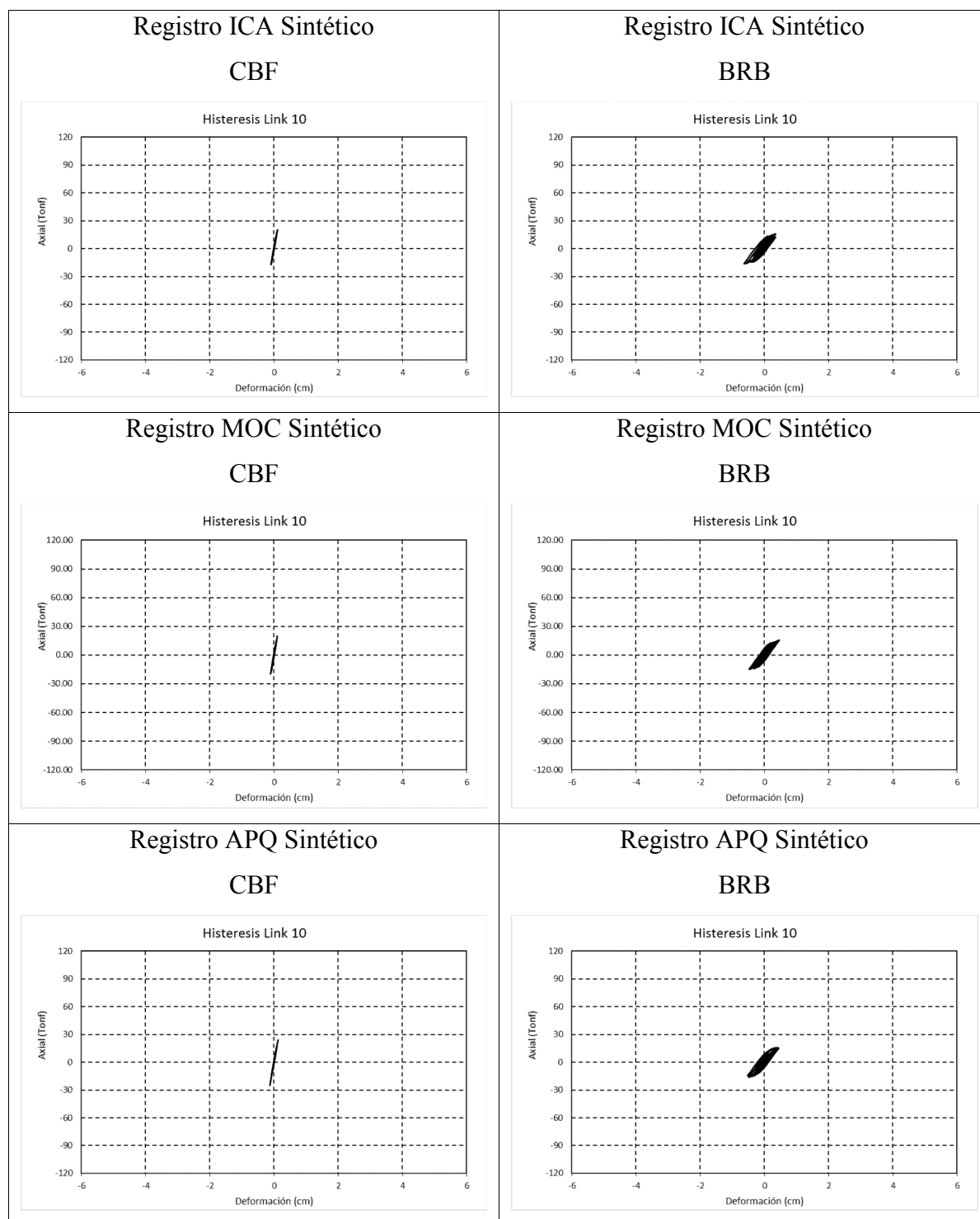


Figura VI-30: Respuesta en el tiempo de los CBF y BRB del quinto piso

### VI.11 Formación de rótulas plásticas

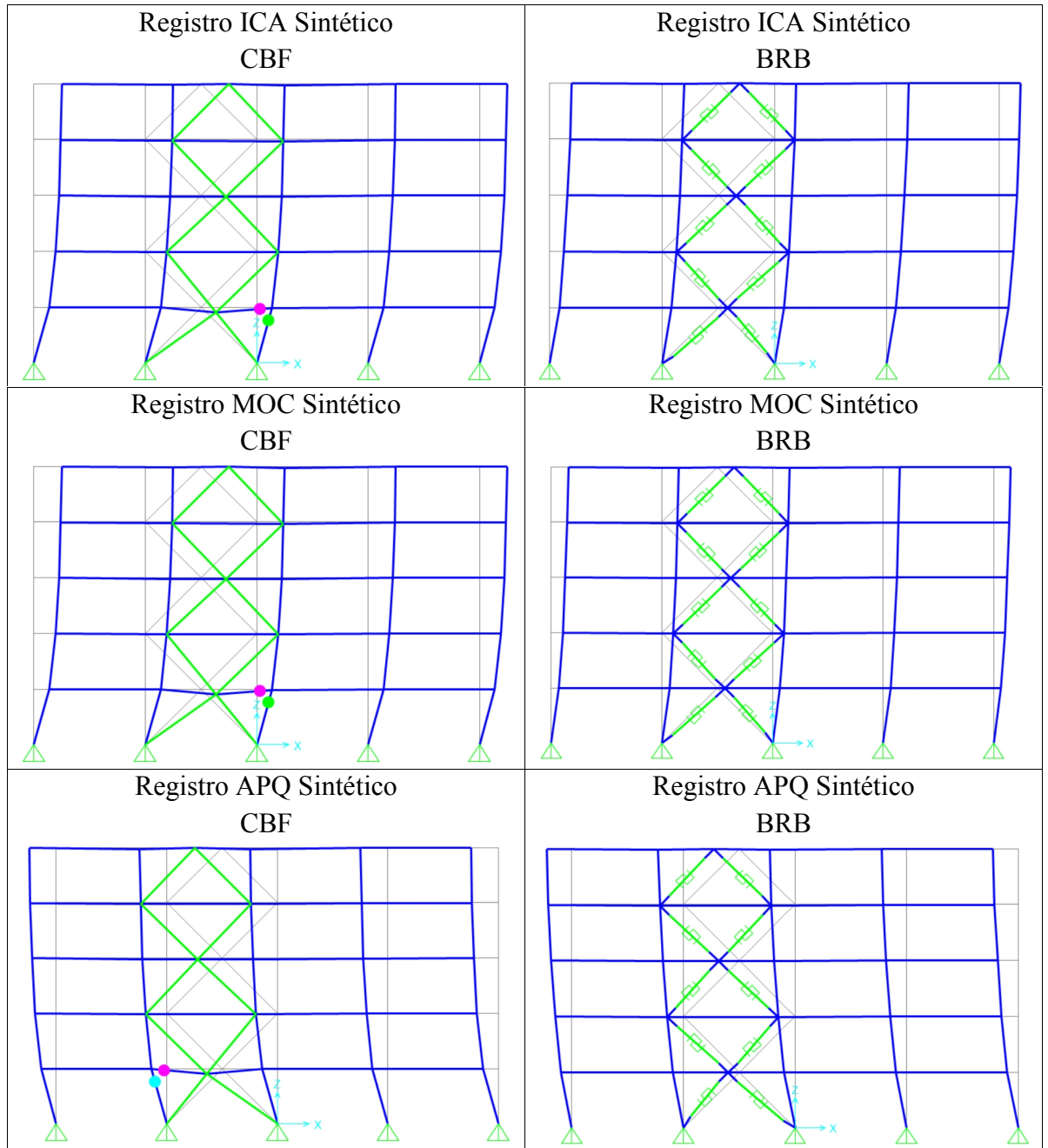


Figura VI-31: Formación de Rótulas Plásticas

### VI.12 Envoltorio de axiales en columna central

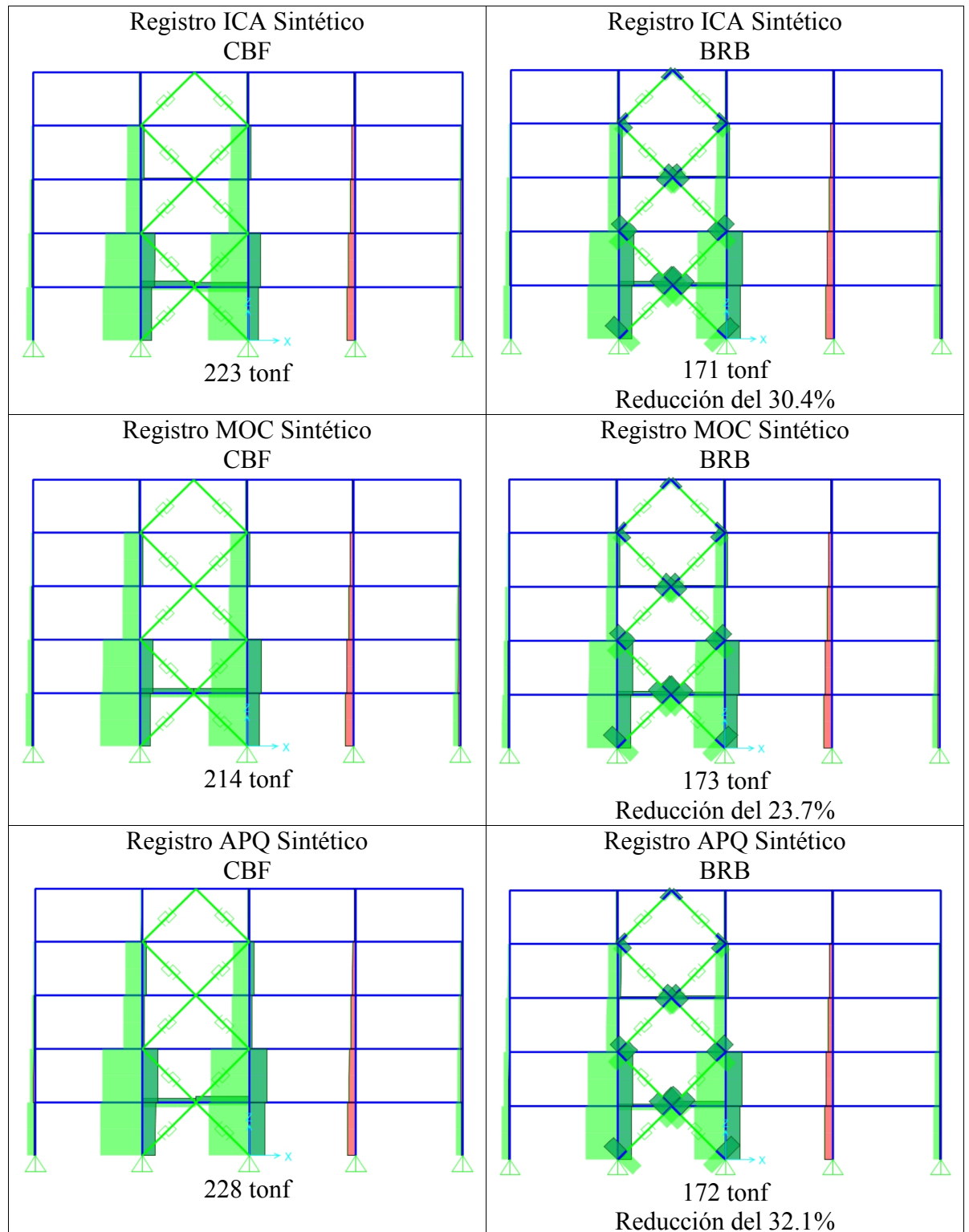


Figura VI-32: Comparación de Envoltorio axial máximo en columna central

### VI.13 Envoltorio de momentos en columna central

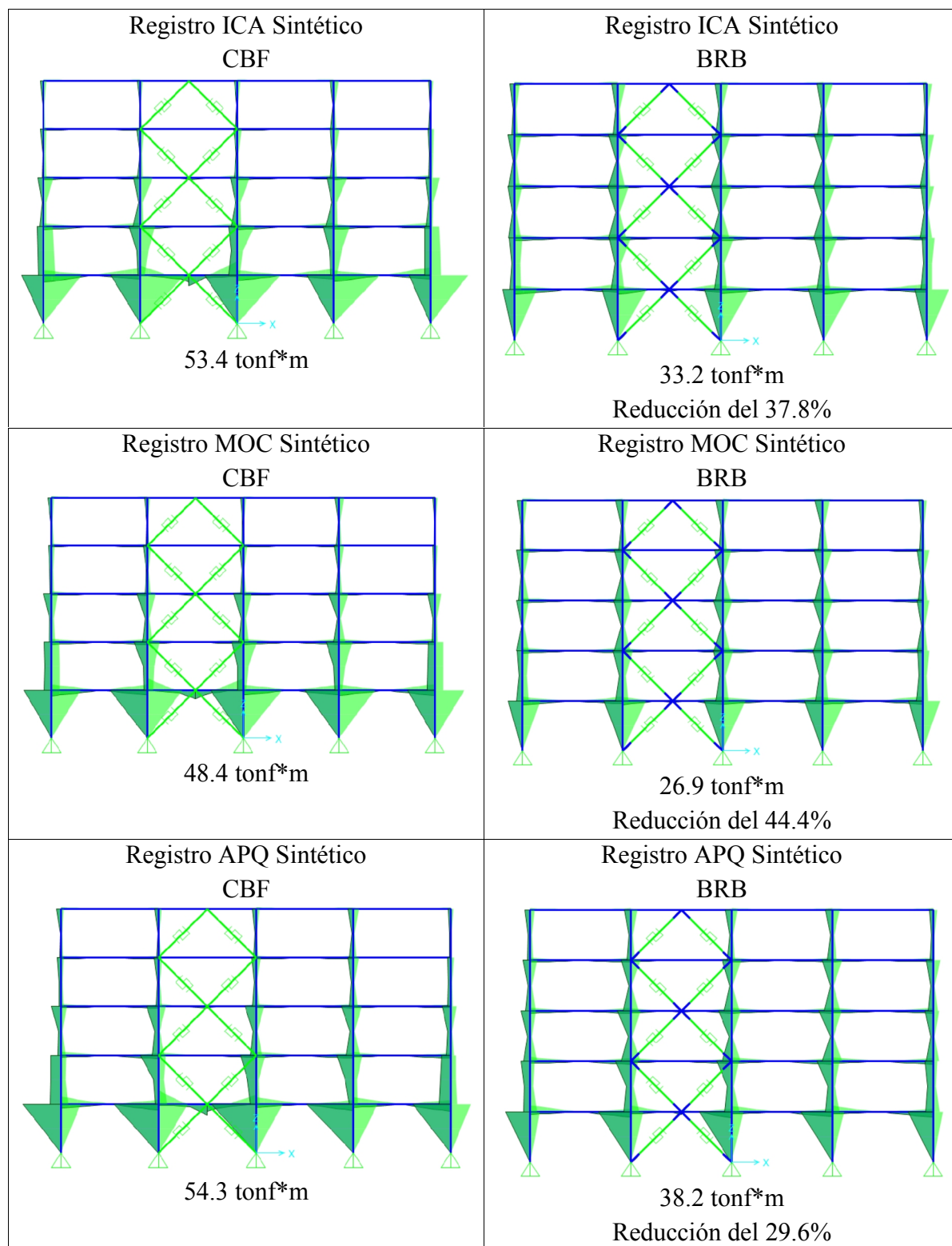


Figura VI-33: Comparación de Envoltorio de momento máximo en columna central

## VII. ANALISIS DE RESULTADOS

En este capítulo se analiza el comportamiento de la estructura convencional CBF y de la estructura con diagonales de pandeo restringido BRB para los 3 sismos artificiales, concretamente se va a comparar el cortante basal, los desplazamientos máximos de techo, los comportamientos histeréticos de riostras metálicas convencionales CBF y riostras de pandeo restringido BRB, la gráfica Cortante Basal vs Desplazamiento de techo, de igual forma se comparará la incursión de columnas y vigas en el rango inelástico como una medida del daño estructural para cada sismo.

- a) Se observa que al implementar los BRB se tiene una reducción del cortante basal para los 3 sismos analizados, esta disminución va desde el 0.1% hasta el 7.8%.

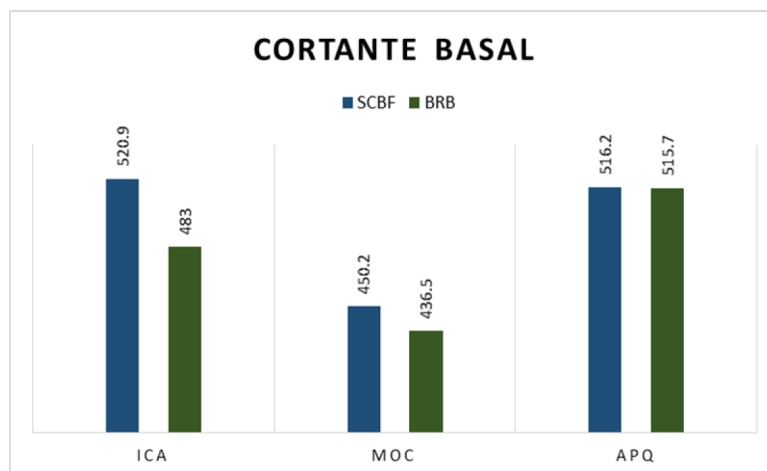


Figura VII-1: Comparativa del Cortante Basal

- b) Los desplazamientos de techo pueden disminuir hasta en un 28.9% con la implementación de los BRB.

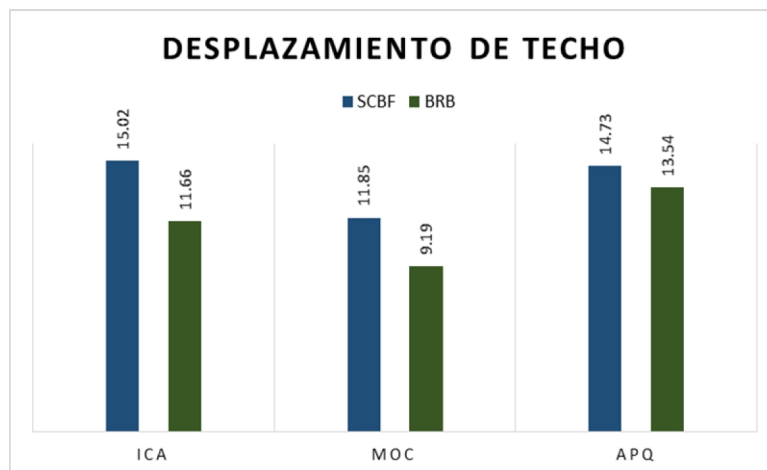


Figura VII-2: Comparativa Desplazamiento de Techo

- c) Las aceleraciones en el último piso incrementan hasta un 33% con la implementación de los BRB.

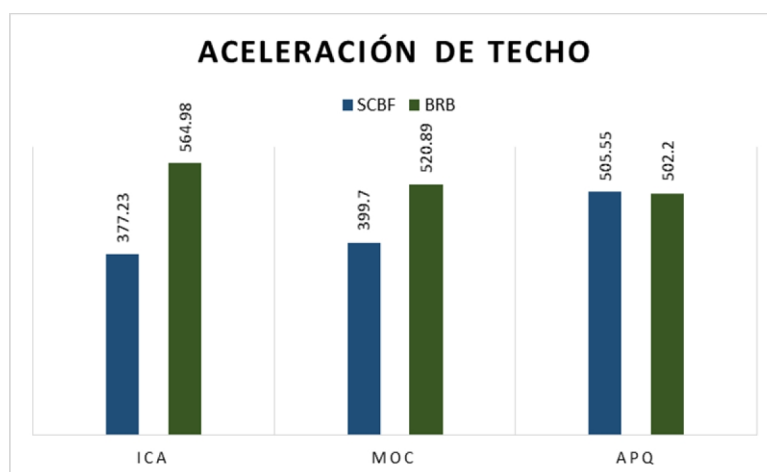


Figura VII-3: Comparativa de Aceleraciones de techo

- d) Se observa que al implementar los BRB los ciclos de histéresis presentan un incremento en niveles de disipación de energía importantes producto de la fluencia del núcleo de los BRB, para cuantificar estos niveles de disipación se procede a evaluarlos como amortiguamientos viscosos equivalentes de acuerdo a la siguiente expresión:

$$\xi = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{\text{área histeresis}}{\text{área rec. envolvente}}$$

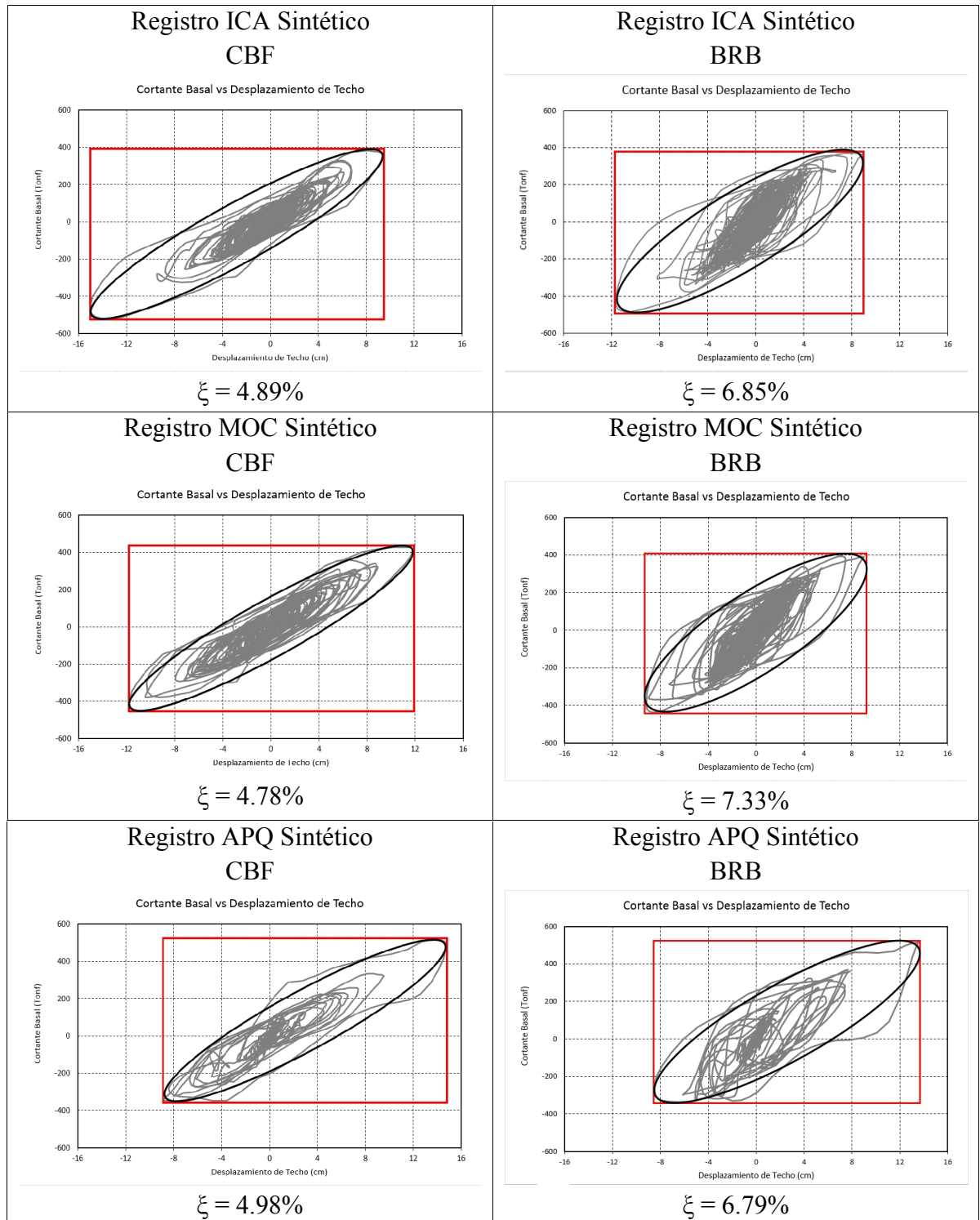


Figura VII-4: Comparación de Amortiguamiento viscoso Equivalente

- e) Las cargas axiales en la columna central disminuyen entre un 23% a un 32% con la implementación de los BRB

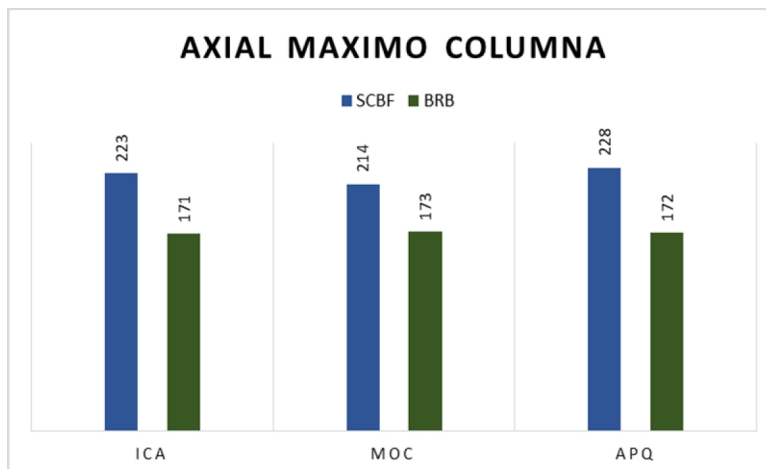


Figura VII-5: Comparativa de Axiales máximos en columna central

- f) El momento máximo en la columna central disminuye desde un 29% hasta un 44% con la implementación de los BRB

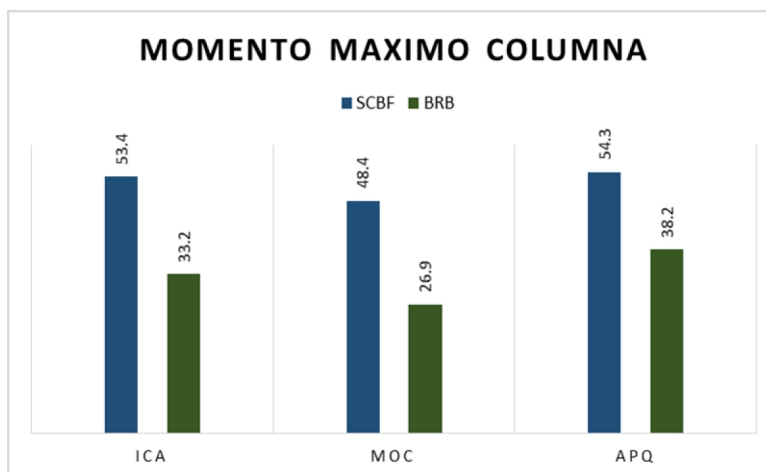


Figura VII-6: Comparativa de Momento máximo en columna central

- g) Se revisó la deformación en el software de cálculo, donde se observa que para la estructura convencional se produce una fluencia en algunas riostras, fenómenos de pandeo en las riostras de los pisos 1, 2 y 3, así como la formación de rótulas plásticas en la base de las columnas a las que se conectan las riostras, mientras que para la estructura con los BRB no se tiene formación de rotulas plásticas, mejorando claramente el mecanismo de colapso de la estructura debido a la distribución más uniforme de los drifts.



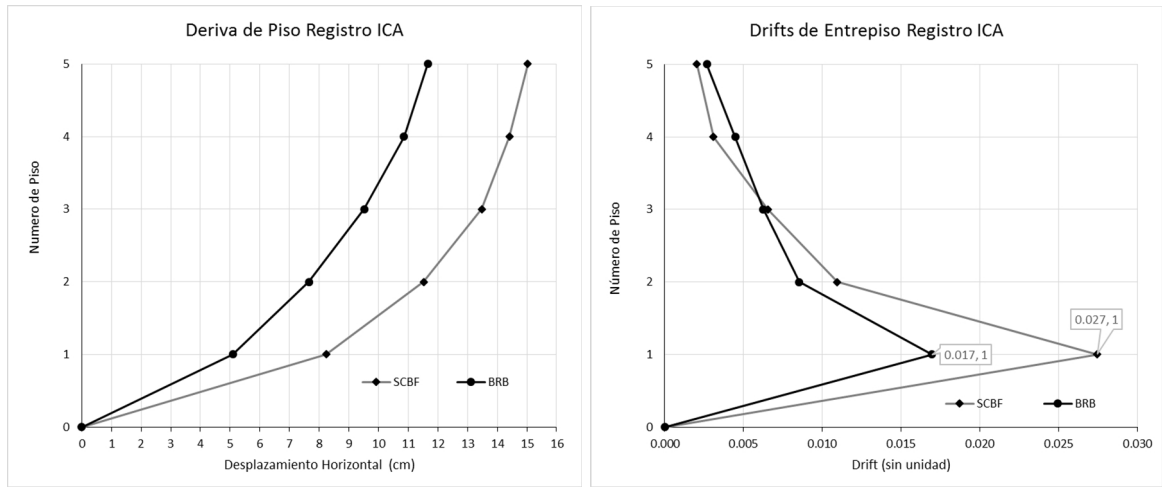


Figura VII-7: Comparativa de drifts máximos para registro ICA

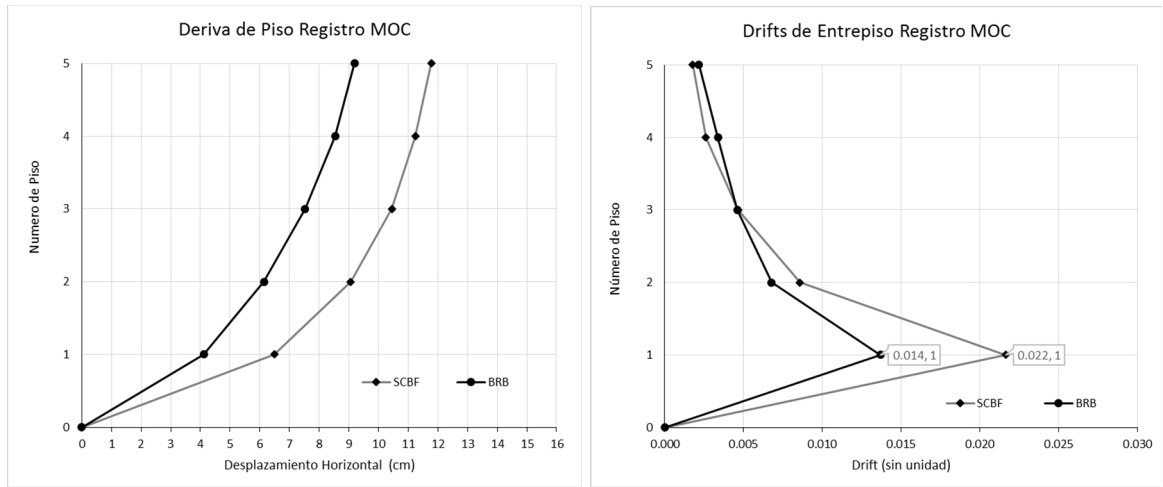


Figura VII-8: Comparativa de drifts máximos para registro MOC

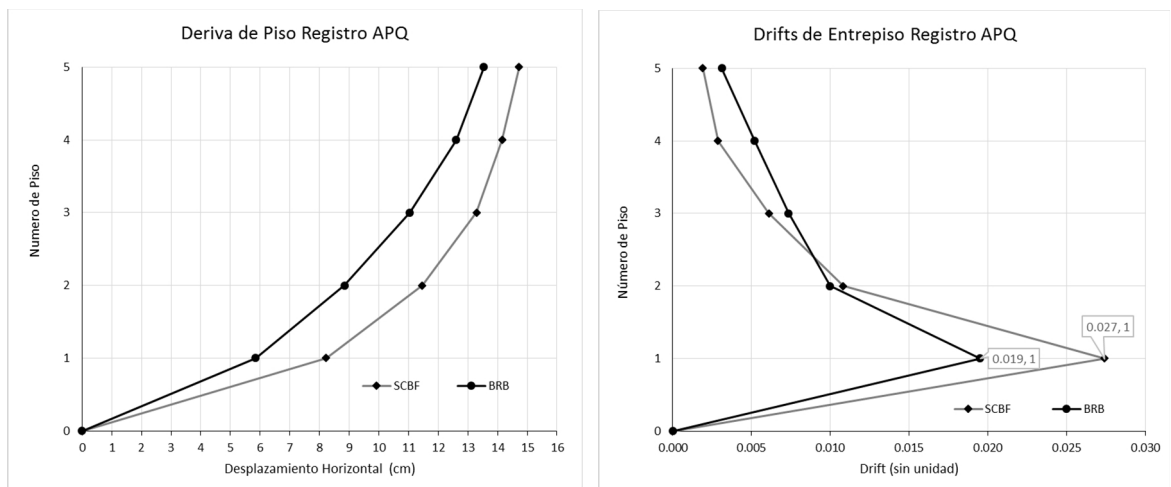


Figura VII-9: Comparativa de drifts máximos para registro APQ

- h) Para el pórtico arriostrado con BRB se observa que los elementos principales, columnas y vigas, permanecen en el rango elástico por lo que toda la disipación de energía sísmica se realiza por los dispositivos BRB.

## VIII. CONCLUSIONES

En este trabajo se estudió la diferencia de la demanda de diseño de las normas CEC-2001 y NEC-2015, y el efecto de rehabilitar estructuras mediante el uso de riostras de pandeo restringido BRB, en este capítulo se abordan las conclusiones y observaciones del presente trabajo, por facilidad se van a abordar por partes:

*Con respecto a la normativa ecuatoriana*

- a) Se observa claramente que la nueva normativa NEC-2015 incrementa la demanda sísmica en un 34% para este caso en particular, por lo que se tiene que pensar realizar comprobaciones de las estructuras existentes diseñadas con el código antiguo CEC-2001 para verificar si cumplen o no con la nueva normativa y de ser necesario repotenciar las estructuras existentes.
- b) La nueva normativa ecuatoriana asigna un factor de reducción de respuesta  $R=8$  para pórticos de acero, sin hacer distinción entre los comportamientos y mecanismos de falla de los marcos a momento especiales SMF, marcos de momento intermedios IMF, marcos de momento ordinarios OMF, pórticos arriostrados concéntricamente CBF, pórticos arriostrados excéntricamente EBF.
- c) El nuevo NEC-2015 no aborda el diseño de diagonales de pandeo restringido, por lo que es necesario apoyarse en normas internacionales como FEMA 450 o ASCE41.
- d) Para el diseño del pórtico rehabilitado con BRB se toma un factor  $R=8$  de acuerdo a los criterios de la tabla 4.3-1 de las provisiones FEMA450, debido a que en el NEC-2015 no se tiene normado aún nada con respecto a riostras de pandeo restringido.
- e) El incremento de la demanda sísmica de la nueva norma para este caso particular incrementa el cortante basal de la estructura en un 35%, por lo que se hace imperativo una revisión del estado de las cimentaciones.

OutputCase Text	CEC-2001			NEC-2015		
	FX	FY	FZ	FX	FY	FZ
	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf
Muerta	0.00	0.00	1437.75	0.00	0.00	1437.75
Viva	0.00	0.00	622.60	0.00	0.00	622.60
Sismo X	148.70	0.00	0.12	203.07	0.00	0.15
Sismo Y	0.00	111.81	0.00	0.00	150.29	0.00

*Con Respecto al diseño de BRB*

- a) Si bien es cierto que una práctica común en rehabilitación es reforzar mediante la implementación de riostras convencionales, estas incrementan las cargas axiales de diseño para columnas y cimentaciones, los BRB disminuyen estas fuerzas.
- b) Entre más ajustado quede el diseño de los BRB se tiene mayores niveles de fluencia en el dispositivo y mayor disipación de energía.
- c) En el análisis modal espectral de los BRB se observa muy poca diferencia en las demandas de desplazamientos máximos y fuerzas, por lo que hace parecer que no es una idea tan atractiva en un inicio ya que se observa disminución de un 4% para el cortante basal, una reducción del 6% en axiales máximos y una reducción del 13% para las demandas de momentos.

OutputCase Text	Convencional			Con BRB		
	FX	FX	FX	FX	FY	FZ
	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf
Muerta	0.00	0.00	1437.75	0.00	0.00	1436.62
Viva	0.00	0.00	622.60	0.00	0.00	622.60
Sismo X	203.07	0.00	0.15	193.88	0.00	0.39
Sismo Y	0.00	150.29	0.00	0.00	150.24	0.00

- d) El uso de BRB es una alternativa muy interesante cuando se quiere disipar energía en lugar de dar una sobre resistencia a la estructura

*Con respecto al análisis tiempo historia*

- a) Se observa que al implementar los BRB se elimina la formación de rotulas plásticas mejorando el mecanismo de colapso de la estructura debido a la distribución más uniforme de los drifts.
- b) Se concluye además que los BRB al ser diseñados como fusibles preservan la integridad estructural del resto de elementos sismo-resistentes frente a sismos compatibles con el espectro de diseño definido en la NEC-2015.
- c) Se aprecia que los ciclos de histéresis que son capaces de generar los BRB generan un efecto positivo en el comportamiento dinámico de la estructura.
- d) Se observa una buena correspondencia con los resultados del análisis modal espectral para estimar el porcentaje de reducción en los esfuerzos a los que va a ser sometida la estructura rehabilitada
- e) Desde el punto de vista técnico se observa que la principal ventaja del uso de BRB es poder distribuir el drift de entrepisos uniformemente, lo cual genera mecanismos de colapso mejor controlados que otros sistemas.
- f) Se observa que para el pórtico convencional no se cumple el nivel de desempeño de prevención de colapso para un nivel de amenaza sísmica de un terremoto con una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años.
- g) Mientras que para el pórtico rehabilitado con BRB se cumple satisfactoriamente el objetivo de rehabilitación solicitado por la NEC-2015.

*Con respecto a recomendaciones y trabajos futuros*

- a) Se puede estudiar el incremento de demanda sísmica para otros tipos de suelo, ciudades y tipología estructural.
- b) Se puede probar diferentes distribuciones y geometrías de BRB para encontrar distribuciones óptimas.
- c) Repetir el presente estudio para un diferente número de pisos y ver la influencia de los BRB para diferentes casos.

**BIBLIOGRAFIA**

- ASCE41, 2013. *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. Reston Virginia: American Society of Civil Engineers.
- Bonett, R. & Pujades, L., 2002. Generación de acelerogramas artificiales compatibles con un espectro de respuesta. Aplicación a eventos recientes en Colombia y España. *Revista internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*, 18(2), pp. 297-308.
- Bruneau, M., 2011. *Ductile Design of Steel Structures*. second edition ed. New York: McGraw-Hill.
- Cancelado, R. A., 2013. *Caracterización experimental de riostras de pandeo restringido a escala sometidas a cargas cíclicas*. s.l., s.n., p. 7.
- CEC, 2001. *Código Ecuatoriano de la Construcción*, Quito: Cámara de la Industria de la Construcción.
- Chopra, A. K., 2014. *Dinámica de Estructuras*. Cuarta edición ed. Berkeley: Pearson.
- Crisafulli, F., 2012. *Diseño Sismoresistente de Estructuras de Acero*. Las Condes, Santiago: ALACERO.
- Diceli, M. & Calik, E. E., 2008. Physical Theory Hysteretic Model for Steel Braces. *ASCE*.
- FEMA 450, 2003. *Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures*. 2003 ed. Washington: FEMA.
- FEMA356, 2000. *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency.
- Lopez, W. A. & Sabelli, R., 2004. *Seismic Design of Buckling Restrained Braces*, Oakland, CA: Steel Tips.
- Medalla, M. & Peña, C., 2015. *Aplicación Industrial de Riostras de Pandeo Restringido (BRB) en Chile*. Santiago de Chile, ACHISINA.
- NEC, 2015. *Norma Ecuatoriana de la Construcción*, Quito: Ministerio de Desarrollo Humano y Vivienda.
- Sabelli, R. & López, W., 2004. Design of Buckling-Restrained Braced Frames. *NASCC (North American Steel Construction Conference)*.

- Sabelli, R. & Stephen, M., 2001. *Seismic Demands on Steel Braced Frame Buildings with Buckling-Restrained Braces*. California: Berkeley CA.
- Yepes, H., 2000. ESTUDIO DEL RIESGO SISMICO EN EL ECUADOR. pp. 161-164.