



UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

TRABAJO EXPERIMENTAL PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO
DE INGENIERO CIVIL

TEMA:

**“ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DESEMPEÑO SÍSMICO EN EDIFICOS
DE HORMIGÓN DE MEDIANA ALTURA APLICANDO RIOSTRAS DE
PANDEO RESTRINGIDO EN LA CIUDAD DE AMBATO”**

AUTOR: Julio Santiago Zamora Altamirano

TUTOR: Ing. Mg. Lourdes Gabriela Peñafiel Valla

AMBATO – ECUADOR

Septiembre - 2021

CERTIFICACIÓN

En mi calidad de Tutora del Trabajo Experimental, previo a la obtención del Título de Ingeniero Civil, con el tema: **“ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DESEMPEÑO SÍSMICO EN EDIFICIOS DE HORMIGÓN DE MEDIANA ALTURA APLICANDO RIOSTRAS DE PANDEO RESTRINGIDO EN LA CIUDAD DE AMBATO”**, elaborado por el Sr. **Julio Santiago Zamora Altamirano**, portador de la cedula de ciudadanía: C.I 1804881363, estudiante de la Carrera de Ingeniería Civil, de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica.

Certifico:

- Que el presente Trabajo Experimental es original de su autor.
- Ha sido revisado cada uno de sus capítulos componentes.
- Esta concluido en su totalidad.

Ambato, Septiembre 2021

Ing. Mg. Lourdes Gabriela Peñafiel Valla

TUTORA

AUTORÍA DE LA INVESTIGACIÓN

Yo, **Julio Santiago Zamora Altamirano**, con C.I 1804881363, declaro que todas las actividades y contenidos expuesto en el presente trabajo experimental con el tema: **“ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DESEMPEÑO SÍSMICO EN EDIFICIOS DE HORMIGÓN DE MEDIANA ALTURA APLICANDO RIOSTRAS DE PANDEO RESTRIGIDO EN LA CIUDAD DE AMBATO”**, así como también los análisis estadísticos, gráficos, conclusiones y recomendaciones son de mi exclusiva responsabilidad como autor del proyecto, a excepción de las referencias bibliográficas citadas en el mismo.

Ambato, Septiembre 2021



Julio Santiago Zamora Altamirano

CI: 1804881363

AUTOR

DERECHOS DE AUTOR

Autorizo a la Universidad Técnica de Ambato, para que haga de este Trabajo Experimental o parte de él, un documento disponible para su lectura consulta y procesos de investigación, según las normas de la Institución.

Cedo los derechos en línea patrimonial de mi Trabajo Experimental con fines de difusión pública, además apruebo la reproducción de este documento dentro de las regulaciones de la Universidad, siempre y cuando esta reproducción no suponga una ganancia económica y se realice respetando mis derechos de autor.

Ambato, Septiembre 2021



Julio Santiago Zamora Altamirano

CI: 1804881363

AUTOR

APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO

Los miembros de Tribunal de Grado aprueban el informe del Trabajo Experimental, realizado por el estudiante Julio Santiago Zamora Altamirano de la Carrera de Ingeniería Civil bajo el tema: **“ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DESEMPEÑO SÍSMICO EN EDIFICIOS DE HORMIGÓN DE MEDIANA ALTURA APLICANDO RIOSTRAS DE PANDEO RESTRIGIDO EN LA CIUDAD DE AMBATO”**.

Ambato, Septiembre 2021

Por constancia firman:

Ing. Mg. Wladimir José Ramirez Cabrera

Miembro Calificador

Ing. Mg. Galo Wilfrido Nuñez Aldas

Miembro Calificador

DEDICATORIA

A mis queridos padres, por haberme forjado y formado con los mejores valores, principios y reglas de vida para ser el hombre que soy en el presente; qué con sus consejos he sabido guiarme en los momentos más difíciles de mi vida hasta poder culminar mi carrera profesional como Ingeniero Civil, siendo aquí el inicio de todas las metas y sueños de vida que tengo por cumplir.

Santy

AGRADECIMIENTO

A Dios por haberme dado la vida y permitirme llegar a este momento tan especial e importante de mi formación profesional.

Quiero expresar mi más cordial agradecimiento a mis padres y mi abuelita, quien durante toda mi vida me han brindado su apoyo incondicional, como también el claro ejemplo para nunca rendirme ante ninguna adversidad y poder alcanzar el éxito.

De igual manera mis agradecimientos a la Universidad Técnica de Ambato, Facultad De Ingeniería Civil y Mecánica - Carrera de Ingeniería Civil, a mis docentes de la carrera de Ingeniería Civil que compartieron sus conocimientos ayudándome a crecer día a día en el transcurso de mi formación como profesional y en especial al Ph. D. (c) Christian Medina Robalino que sin usted y sus virtudes, su paciencia y constancia este trabajo no lo hubiese logrado, sus conocimientos formaron parte de esta tesis con su aportes profesional que lo caracterizan como un excelente Ingeniero Civil.

Mis más sinceros agradecimientos a la Ing. Mg. Gabriela Peñafiel tutora de mi tesis, que aportó con todo su conocimiento en la elaboración de mi tesis.

ÍNDICE GENERAL

CERTIFICACIÓN	ii
AUTORÍA DE LA INVESTIGACIÓN	iii
DERECHOS DE AUTOR	iv
APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO	v
DEDICATORIA	vi
AGRADECIMIENTO	vii
ÍNDICE GENERAL.....	viii
ÍNDICE DE TABLAS	xi
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xi
RESUMEN.....	xvi
ABSTRACT.....	xvii
CAPÍTULO I.....	1
MARCO TEÓRICO.....	1
1.1. Antecedentes Investigativos	1
1.1.1. Antecedentes.....	1
1.1.2. Justificación	4
1.1.3. Fundamentación teórica.....	6
1.1.3.1. Riesgo sísmico	6
1.1.3.2. Análisis estructural.....	6
1.1.3.2.1. Análisis estático equivalente	6
1.1.3.2.2. Análisis Modal Espectral.....	6
1.1.3.2.3. Análisis Estático No Lineal (Pushover)	7
1.1.3.3. Desempeño sísmico.....	8
1.1.3.4. Curva fuerza – desplazamiento	9
1.1.3.4.1. Modelos de comportamiento de los materiales	10
1.1.3.5. Sistemas de protección sísmica (SPS)	13
1.1.3.5.1. Disipadores sísmicos	13
1.1.4. Hipótesis	14
1.1.4.1. Variable dependiente.....	14
1.1.4.2. Variable independiente.....	14

1.2. Objetivos	14
1.2.1. Objetivo General.....	14
1.2.2. Objetivos Específicos	14
CAPÍTULO II	15
METODOLOGÍA	15
2.1 Materiales y Equipos.....	15
2.1.1 Equipos.....	15
2.2 Métodos.....	15
2.2.1 Preparación de datos para la modelación en el programa Etabs	15
2.2.1.1 Datos generales.....	15
2.2.2. Plan de Procesamiento y Análisis de la Información	17
2.2.2.1. Modelación de las edificaciones.....	17
2.2.2.13. Análisis y chequeo de los modelos estructurales definidos	18
2.3 Diseño de las riostras de pandeo restringido	18
2.3.1 Introducción.....	18
2.3.2 Armazones arriostrados con tensión de pandeo frente a armazones convencionales	19
2.3.3 Concepto y componentes de una riostra de pandeo restringido BRB	22
2.3.4 Desarrollo de los BRB's.....	24
2.3.5 Modos de falla no dúctiles.....	29
2.3.5.1 Revestimiento de acero.....	29
2.3.5.2 Conexión de las riostras	31
2.6 Configuración del BRB	35
2.7 Diseño de las riostras de pandeo restringido	37
2.7.1 Diseño de las riostras.....	38
2.7.2 Modelación elástica	38
2.7.3 Cargas de Gravedad.....	39
2.8 Diseño por capacidad de la riostra.....	42
2.8.1 Requisitos de los ensayos del AISC	42
2.8.2 Camisa de la riostra	44
2.8.3 Conexiones de las riostras	44
2.8.4 Vigas y columnas	45
2.9 Modelación No Lineal.....	45

2.10 Diseño aplicado al edificio calculado.....	46
2.10.1 Descripción del edificio.....	46
2.10.2 Requisitos globales.....	46
2.10.3 Base de diseño.....	47
2.10.4 Análisis iterativo y proporcional.....	49
2.10.5 Validación y pruebas de las riostras.....	57
2.10.6 Procedimiento para la creación y calibración de las riostras de pandeo restringido en Etabs ejes X y Y.....	58
2.10.6.1 Finalización del Diseño.....	68
2.10.7 Revisión de las conexiones.....	68
2.10.8 Diseño de una Placa Gusset.....	71
2.10.8.1 Resistencia a la tensión.....	72
2.10.8.2 Resistencia a cortante vertical.....	73
2.10.8.5 Soldadura.....	76
2.10.8.5.1 Placa que se une a la columna.....	77
2.10.8.5.2 Placa que se une a la viga.....	78
2.10.8.5.3 Capacidad de soldadura.....	78
2.10.8.5.4 Revisión de la soldadura de conexión de sujetador a la Placa Gusset.....	79
CAPÍTULO III.....	81
3.1 Análisis y Discusión de los resultados.....	81
3.1.1 Análisis estructural del edificio sin las riostras de pandeo restringido.....	81
3.1.1.1 Período de vibración NEC-SE-DS.....	81
3.1.1.2 Verificación de los factores de participación modal.....	84
3.1.1.2 Verificación del 90% de la masa modal.....	85
3.1.1.2 Verificación del Cortante Basal Estático Vs Cortante Basal Dinámico..	86
3.1.1.3 Derivas Estáticas.....	88
3.1.1.4 Derivas Dinámicas.....	90
3.1.1.5 Diseño de los elementos demanda capacidad.....	92
3.1.1. Prueba de ensayo de los elementos estructurales ante los BRB's.....	137
CAPÍTULO IV.....	141
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	141
4.1. Conclusiones.....	141
4.2. Recomendaciones.....	142

BIBLIOGRAFÍA	143
ANEXO.....	147

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Especificaciones del proyecto.....	16
Tabla 2: Área (cm) - Riostras.....	56
Tabla 3: Área (cm ²) Riostras	56
Tabla 4: Parámetros para el punto de desempeño	106
Tabla 5: Parámetros en el punto de desempeño	114
Tabla 6: Parámetros para el punto de desempeño Y	131

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Disipador sísmico.....	4
Figura 2: Disipador de barra con pandeo restringido BRB a) Componentes del disipador BRB, b) Secciones de BRB's.....	5
Figura 3: Proceso de análisis pushover.....	8
Figura 4: Curva Esfuerzo - Deformación	10
Figura 5: Modelo esfuerzo deformación del hormigón confinado y no confinado ..	11
Figura 6: Modelo de histéresis de Takeda	11
Figura 7: Curva esfuerzo/deformación del acero sometido a tensión.....	12
Figura 8: Modelo de histéresis Kinemático	13
Figura 9: Ubicación del proyecto.....	16
Figura 10: Losa Nivel: -2.80.....	17
Figura 11: Edificio sin Riostras de Pandeo Restringido	18
Figura 12: Edificio sin Riostras de Pandeo Restringido.....	19
Figura 13: Ejemplos de BRB`s	20
Figura 14: Concepto de un tipo de BRB.....	22
Figura 15: Componentes de un BRB.	23
Figura 16: BRB's Intercalados entre paneles prefabricados.....	23

Figura 17: Secciones transversales de diferentes tipos de BRB`s desarrollados en Japón.	24
Figura 18: Secciones de 4 probetas.....	26
Figura 19: Respuesta cíclica de cuatro especímenes de prueba.....	27
Figura 20: Concepto de columna encamisada	27
Figura 21: Respuesta de histéresis de un BRB	29
Figura 22: Falla localizada por insuficiente resistencia del hormigón.	31
Figura 23: Pandeo de modo superior del núcleo de acero	31
Figura 24: Geometría del ensayo de subconjunto; a). Geometría (Unidades en mm)	33
Figura 25: b). Detalles de la conexión de la riostra	33
Figura 26: c). Pandeo en el extremo de la riostra.....	34
Figura 27: a) Unión de la cartela no reforzada	35
Figura 28: b) Unión de la cartela reforzada en los bordes	35
Figura 29: Configuración típica de los BRB`s	36
Figura 30: Configuración de arriostramiento híbrido	37
Figura 31: Efecto de la fuerza de gravedad en el marco. $\beta= 1.0$	40
Figura 32: Efecto de la fuerza de gravedad en el marco. $\beta > 1.0$	41
Figura 33: Definición de los factores ω y β de los BRB`s.....	43
Figura 34: Elevación típica del marco.	48
Figura 35: Mecanismo previo.	49
Figura 36: Mecanismo de fuerzas aplicado al marco	52
Figura 37: Definición del tipo de material.....	58
Figura 38: Definición del tipo de sección.....	59
Figura 39: Definición de los diferentes tipos de BRB`s	60
Figura 40: Creación de los diferentes tipos de BRB`s en la estructura sentido Y....	60
Figura 41: Creación de los diferentes tipos de BRB`s en la estructura	61
Figura 42: Creación de los diferentes tipos de BRB`s en la estructura	62
Figura 43: Revisión de las nuevas áreas de acero de BRB`s	63
Figura 44: Creación de los diferentes tipos de BRB`s en la estructura sentido X....	64
Figura 45: Creación de los diferentes tipos de BRB`s en el modelo de Etabs.	65
Figura 46: Creación de los diferentes tipos de BRB`s en el modelo de Etabs.	66
Figura 47: Revisión de las nuevas áreas de acero de BRB`s	67

Figura 48: Conexión pernada estándar	68
Figura 49: Conexión pernada modificada.....	69
Figura 50: a) Contraviento en forma de “V” invertida e identificación de Placas Gusset; b) Placa Gusset inferior y nomenclatura; c) Placa Gusset superior.	72
Figura 51: a) Parámetros del método de fuerzas tomando en cuenta como punto de trabajo w_p en la intersección de los ejes de la columna, viga y diagonal, b) Diagrama de cuerpo libre.....	76
Figura 52: Nomenclatura para soldadura de filete en placas Gusset	77
Figura 53: Período de vibración sentido Y’	82
Figura 54: Período de vibración sentido X’	83
Figura 55: Participación modal.....	84
Figura 56: Verificación de la masa modal	85
Figura 57: Cortante Estático X	86
Figura 58: Cortante Dinámico X	86
Figura 59: Cortante Dinámico Y	87
Figura 60: Cortante Estático Y	87
Figura 61: Derivas Estáticas Sentido X’	88
Figura 62: Derivas Estáticas Sentido Y’	89
Figura 63: Derivas Dinámicas Sentido X’	90
Figura 64: Derivas Dinámicas Sentido Y’	91
Figura 65: Diseño de elementos eje A.....	92
Figura 66: Diseño de elementos eje B	93
Figura 67: Diseño de elementos eje C	94
Figura 68: Diseño de elementos eje D.....	95
Figura 69: Diseño de elementos eje E	96
Figura 70: Diseño de elementos eje F.....	97
Figura 71: Diseño de elementos eje 2.....	98
Figura 72: Diseño de elementos eje 3.....	99
Figura 73: Diseño de elementos eje 4.....	100
Figura 74: Diseño de elementos eje 5.....	101
Figura 75: Diseño de elementos eje 6.....	102
Figura 76: Curva esfuerzo deformación del acero.....	103
Figura 77: Curva esfuerzo deformación del hormigón.....	104

Figura 78: Curva de desempeño Dirección X'	105
Figura 79: Punto desempeño sentido X'	106
Figura 80: Punto de máximo desplazamiento sentido X'	107
Figura 81: Formación de rótulas plásticas eje 2	108
Figura 82: Formación de rótulas plásticas eje 3	109
Figura 83: Formación de rótulas plásticas eje 4	110
Figura 84: Formación de rótulas plásticas eje 5	111
Figura 85: Máxima deriva en el punto de desempeño eje X'	112
Figura 86: Curva y punto de desempeño en el sentido Y'	113
Figura 87: Punto de desempeño en el sentido Y'	114
Figura 88: Punto de máximo desplazamiento en el sentido Y'	115
Figura 89: Formación de rótulas plásticas eje C.....	116
Figura 90: Formación de rótulas plásticas eje D.....	117
Figura 91: Formación de rótulas plásticas eje E.....	118
Figura 92: Formación de rótulas plásticas eje F	119
Figura 93: Deriva máxima en el punto de desempeño.....	120
Figura 94: Curva de desempeño sentido X' aplicando el 20% de los BRB's	121
Figura 95: Punto de desempeño sentido X' aplicando el 20% de los BRB's.....	122
Figura 96: Parámetros en el punto de desempeño Y	123
Figura 97: Punto de máximo desplazamiento sentido X' aplicando el 20% de los BRB's.....	124
Figura 98: Máxima deriva sentido X' aplicando el 20% de los BRB's.....	125
Figura 99: Formación de rótulas plásticas eje 2 sentido X' aplicando el 20% de los BRB's.....	126
Figura 100: Formación de rótulas plásticas eje 3 sentido X' aplicando el 20% de los BRB's.....	127
Figura 101: Formación de rótulas plásticas eje 5 sentido X' aplicando el 20% de los BRB's.....	128
Figura 102: Formación de rótulas plásticas eje 6 sentido X' aplicando el 20% de los BRB's.....	129
Figura 103: Curva de desempeño sentido Y' aplicando el 20% de los BRB's	130
Figura 104: Punto de desempeño sentido Y' aplicando el 20% de los BRB's.....	131

Figura 105: Punto de máximo desplazamiento sentido Y' aplicando el 20% de los BRB's.....	132
Figura 106: Formación de rótulas plásticas eje A sentido Y' aplicando el 20% de los BRB's.....	133
Figura 107: Formación de rótulas plásticas eje C sentido Y' aplicando el 20% de los BRB's: Formación de rótulas plásticas eje C sentido Y' aplicando el 20% de los BRB's.....	134
Figura 108: Formación de rótulas plásticas eje D sentido Y' aplicando el 20% de los BRB's.....	135
Figura 109: Máxima deriva en el punto de desempeño en el sentido Y' aplicando el 20% de los BRB's	136
Figura 110: Diseño de los elementos estructurales eje A' aplicando BRB's	137
Figura 111: Diseño de los elementos estructurales eje F' aplicando BRB's	138
Figura 112: Diseño de los elementos estructurales eje 2' aplicando BRB's	139
Figura 113: Diseño de los elementos estructurales eje 6' aplicando BRB's	140

RESUMEN

Para el presente trabajo investigativo se procedió a realizar un análisis comparativo del comportamiento estructural para dos tipos de sistemas que son: el convencional y con la aplicación de un sistema moderno de disipación sísmica, en un edificio de 11 pisos compuesto por dos ascensores en un área de 400 metros cuadrados; La estructura está ubicada en la ciudad de Ambato y se clasificó en especial utilizando la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

Se utilizó la metodología de un análisis estático no lineal Pushover, para evaluar el desempeño de cada sistema estructural propuesto en base a un sismo de carácter raro que por lo general es el sismo de diseño con un período de retorno de 475 años con una probabilidad de excedencia del 10 por ciento en 50 años.

Para el diseño de los elementos estructurales del edificio, así como también para el sistema de disipación sísmica, se utilizaron normas nacionales e internacionales como la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2015), American Society Of Civil Engineers (ASCE 7-16, ACSE 41-13), American Institute Of Steel Constructions (AISC 341-16).

Dándonos como resultados los desplazamientos, derivas de piso, energía del sistema, comportamiento y niveles de desempeño de los dos tipos de estructuras con la ayuda del software ETABS 2016.

Palabras claves: Pushover, AISC 341-16, Disipadores sísmicos, ASCE 7-16, ASCE 41-13, NEC 2015, BRB, Desempeño Estructural, Placas Gusset.

ABSTRACT

For this research work we proceeded to perform a comparative analysis of the structural behavior for two types of systems: conventional and with the application of a modern system of seismic dissipation, in an 11-story building consisting of two elevators in an area of 400 square meters; The structure is located in the city of Ambato and was classified in special using the Ecuadorian Construction Standard. The methodology of a Pushover nonlinear static analysis was used to evaluate the performance of each proposed structural system based on a rare earthquake, which is usually the design earthquake with a return period of 475 years with a 10 percent probability of exceedance in 50 years. For the design of the structural elements of the building, as well as for the seismic dissipation system, national and international standards such as the Ecuadorian Construction Standard (NEC 2015), American Society Of Civil Engineers (ASCE 7-16, ACSE 41-13), American Institute Of Steel Constructions (AISC 341-16) were used. Giving us as results the displacements, floor drifts, system energy, behavior and performance levels of the two types of structures with the help of ETABS 2016 software.

Keywords: Pushover, AISC 341-16, Seismic Dissipators, ASCE 7-16, ASCE 41-13, NEC 2015, BRB, Structural Performance, Gusset Plates.

CAPÍTULO I

MARCO TEÓRICO

1.1. Antecedentes Investigativos

1.1.1. Antecedentes

Los terremotos son fenómenos naturales que causan muchas afecciones de distinta naturaleza e índole en las vidas de las personas como también en sus propiedades. Durante muchos años, los ingenieros han estado trabajando para entender donde y cuando podrían ocurrir y como mitigar de una mejor manera sus efectos. Como es bien sabido, ante la imposibilidad de predecir el fenómeno sísmico con un margen corto de tiempo para tomar acciones a corto plazo, una de las medidas más eficaces que se pueden optar hoy en día para mitigar sus efectos es la de diseñar estructuras para se comporten de una manera adecuada. [1]

Durante las últimas dos décadas, según Angulo P. y Quinde Martínez los ingenieros se han centrado en mantener sin daños los edificios frente a terremotos frecuentes y en proteger la vida de sus ocupantes para el caso de terremotos severos, esto ha sido posible gracias a que se han desarrollado códigos de construcción como lo es la NEC (2015) con parámetros mínimos de protección sísmica a las estructuras diseñadas. Sin embargo, existen un gran número de edificios, construidos en tiempo en que las normas de construcción eran muy poco restrictivas y los conocimientos de diseño sísmico eran muy limitados, haciendo dichas construcciones vulnerables frente a los terremotos. [2]

En la actualidad Crisafulli Francisco Javier, nos indica que el mundo ha vivido momentos difíciles a causa de los sismos ocurridos en Chile y muchos países más, lo cual nos han hecho reflexionar sobre la inseguridad existente en los diferentes tipos de edificaciones.

El Ecuador es un claro ejemplo de un país que se encuentra en una zona sísmica muy alta debido a que está ubicado en el cinturón de fuego, debido a sus múltiples fallas geográficas y geológicas existentes, los cuales han afectado las edificaciones. [3]

A diferencia del pasado, hoy en día hay métodos y tecnologías de diseño estructural sísmico resistente eficaces para la reducción o eliminación de los daños causados por los movimientos telúricos del suelo, con su buena planificación y ejecución este diseño puede aumentar la capacidad sísmica y la seguridad de los ocupantes de dichas edificaciones. [4]

En la ciudad de Ambato siendo una zona altamente sísmica, la inseguridad de las diferentes tipos de edificaciones es muy preocupante debido a su historial de terremotos en 1687-1698-1949, por lo que las construcciones antiguas no cuentan con un análisis sísmico resistente que en caso de un terremoto podrían causar daños muy leves como la muerte de muchos seres humanos, durante toda su historia ha afrontado serios problemas relacionados con terremotos de gran magnitud, por lo cual la población se ha visto afectada por el colapso de estructuras y daños en sus elementos estructurales y no estructurales . [2]

Las experiencias con edificaciones dañadas indican su mala ejecución como también su ligereza los momentos de realizar un cálculo y diseño estructural, hoy en día ya se realizan los diseños de los diferentes tipos de estructuras con criterio sísmico resistente y se puede apreciar si está o no en condiciones la estructura de brindar seguridad a sus ocupantes. [5]

El estado de conocimiento actual ha permitido desarrollar normativas con bases para el diseño sísmico resistente con una razonable seguridad para la vida, e incluso la aplicación de criterios de costo beneficio.

Las estructuras sometidas a un movimiento sísmico severo puede sufrir daños controlados, sin llegar a colapsar, disipando una gran cantidad de energía, lo que indica que al degradarse la estructura puede salvarse del colapso y proteger las vidas que se encuentren en su interior, por lo que el comportamiento sísmico adecuado de una estructura depende a parte de su resistencia, de su capacidad de disipar energía sísmica a partir del instante en que sus deformaciones excedan el rango elástico, es decir de su ductilidad. [6]

En la NEC 2015, la filosofía de diseño permite comprobar el nivel de seguridad de vida. El diseño estructural se hace para el sismo de diseño, evento sísmico que tiene

una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años, equivalente a un Tr (Periodo de retorno) de 475 años con los siguientes requisitos mínimos de diseño (NEC2015):

- Prevenir daños en elementos no estructurales y estructurales, ante terremotos pequeños y frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
 - 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.
 - 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.
- [2]

Esta filosofía de diseño se consigue diseñando la estructura para que:

- Tenga una capacidad para resistir las fuerzas especificadas por la (NEC2015).
- Presente las derivas de piso, ante dichas cargas, inferiores a las admisibles.
- Pueda disipar energía de deformación inelástica, haciendo uso de las técnicas de diseño por capacidad o mediante la utilización de dispositivos de control sísmico. [2]

La presente tesis se centra en la aplicación de un nuevo método de disipación sísmica de determinadas tipologías estructurales que consisten en pórticos de hormigón armado (HA) con muros de sótano, de corte y ascensores. Estos tipos de estructuras no son muy frecuentes en la ciudad de Ambato por lo que es un sitio con un área muy propensa a terremotos. [7]

Espinoza J. nos indica que la disipación sísmica es una de las partes más esenciales en la protección sísmica, los disipadores tienen como función disipar las acumulaciones de energía asegurado que otros elementos estructurales no tengan sobre exigencia a la que se diseñó, lo que podría causar daños severos a la estructura. Las complejas respuestas dinámicas de la estructura requieren de dispositivos adicionales para el control de los desplazamientos horizontales. [3]

Figura 1: Disipador sísmico

Disipador Sísmico



Fuente: Chapter 11 Design of Buckling Restrained Braced

1.1.2. Justificación

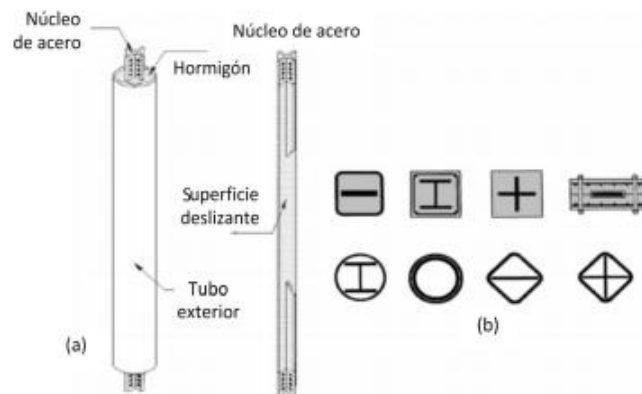
Se conoce que, de las edificaciones existentes en Ecuador, poco o casi nada se ajustan a los parámetros mínimos o las recomendaciones sísmo resistentes estipuladas en la (NEC2015). Es recomendable mencionar que toda edificación, ya sea nueva o existente; debe estar en la capacidad de soportar las acciones de las fuerzas laterales inducidas por un sismo y al mismo tiempo resistir las fuerzas gravitacionales, sin que ponga en peligro la seguridad de sus ocupantes. [4]

La presente tesis tiene la iniciativa para dar un criterio de diseño estructural sísmo resistente en base a la (NEC2015), como también la implementación de una nueva alternativa de reforzamiento sísmico que presente una buena relación entre su funcionamiento y operatividad, sin dejar a un lado el diseño arquitectónico de la estructura. [4]

Para el caso específico de nuestra ciudad Ambato, ciudad en pleno auge vial, es muy primordial considerar esta opción de reforzamiento para estructuras de mediana altura en el rango de “10-20 pisos”, para que posean un mejor desempeño y una implementación técnica económicamente viable para su ejecución. Por lo tanto, un “disipador de barras de pandeo restringido” (buckling-restrained braces BRBs) consisten en barras esbeltas de acero conectadas habitualmente a la estructura en forma de diagonales o en configuración de Chevron, y sujetas a fuerzas axiales como lo expone en el AISC 341 capítulo 11 [1]. Para restringir su pandeo suelen ser revestidas por tubos de acero rígidos, con un relleno del espacio que queda entre el tubo de acero y la barra del núcleo mediante mortero y resinas epoxi y de silicona, con un recubrimiento especial del núcleo para evitar que este se adhiera al mortero de hormigón. [9] Debido a este confinamiento los BRBs presentan una respuesta muy

similar en compresión y tracción, y su disipación de energía se consigue mediante la plastificación del núcleo tanto a tracción como a compresión. Su investigación comienza en Japón en 1971 y su desarrollo se atribuye a la empresa Japonesa Nippon Steel a finales de los 80. Desde sus inicios se han producido múltiples BRBs. El BRB es uno de los disipadores metálicos más populares en los Estados Unidos y otros países. Su primera aplicación práctica en los Estados Unidos ocurre en 1999 en el edificio campus UC Davis. [8]

Figura 2: Disipador de barra con pandeo restringido BRB a) Componentes del disipador BRB, b) Secciones de BRB's



Fuente: Clark, Aiken 1999, Della Corte Landolfo 2011.

Por lo tanto, un disipador de fluencia de metales, tal como lo es un BRB; destaca como una de las principales opciones a considerar debido a que sus componentes son de fácil adquisición y no se requiere de grandes tecnologías para su posterior construcción y montaje. [8]

Si bien en nuestra ciudad esta tecnología es relativamente nueva y los ingenieros se muestran un poco reacios para utilizarla debido al desconocimiento y al alto precio de las patentes, teniendo por objetivo de la tesis brindar una alternativa económica con el análisis de los BRBs (riostros de pandeo restringido) que reúnan importantes cualidades como; economía, eficiencia y una buena producción; para finalmente analizar su factibilidad de implementación en el medio y bajo condiciones específicas de medianas y altas alturas en edificios de hormigón armado como de acero. La relación costo beneficio de la implementación de los Buckling Restrained Braces se conocerá en base al diseño estructural y obtención de los resultados que demuestren

un comportamiento estructural sismo resistente que ayuda al comportamiento dinámico de la estructura sometida a un sismo de tipo raro con una probabilidad de excedencia del 10% en 475 años. [2]

1.1.3. Fundamentación teórica

1.1.3.1. Riesgo sísmico

Ecuador uno de los países que se encuentra en el cinturón de fuego está catalogado como un país con alta sismicidad, teniendo un extenso historial de series de terremotos que han dejado grandes pérdidas humanas, algunos sismos relevantes son: 31 de enero de 1906 en Esmeraldas con una magnitud de 8.8 que dejó más de 1000 muertos, el 4 de febrero de 1797 en Riobamba - Chimborazo con una magnitud de 8.3 dejó aproximadamente 40000 muertos, el 16 de abril de 2016 en Pedernales – Manabí con una magnitud de 7.8 y una profundidad de 20km dejó más de 700 muertos, el 5 de agosto de 1949 en Ambato – Tungurahua con una magnitud de 6.8 a una profundidad de 40km dejó un saldo de más de 5000 muertos. [10]

1.1.3.2. Análisis estructural

1.1.3.2.1. Análisis estático equivalente

El método se lo sustenta por las fuerzas horizontales equivalentes que consisten en reemplazar toda la energía que se libera al ocurrir un sismo por fuerzas laterales aplicadas directamente en el centro de masas de cada nivel con una excentricidad que esta con respecto al centro de rigidez para que se puedan generar momentos torsores en los parámetros de diseño para los elementos de la estructura que lo van a resistir, esto nos ayuda a obtener los cortantes por nivel un poco mayores a los cortantes máximos obtenidos de un análisis modal-espectral. [10]

1.1.3.2.2. Análisis Modal Espectral

Es la metodología que se utiliza por lo general en la mayor parte del mundo ya que aquí existe una gran facilidad al momento de generar un espectro sísmico, tomando en

cuenta las normas que representan los sismos del lugar donde se ejecutará un proyecto ingenieril. [10]

Este método nos permite obtener los desplazamientos y fuerzas que actúan en la estructura, ayudándonos a determinar los modos de vibración de cada piso para la obtención del período de vibración más aproximado del que se obtiene mediante su cálculo por fórmulas, por ese motivo este análisis resulta a ser un método muy apropiado para evaluar el comportamiento dinámico de una estructura, lo cual permite dimensionar los elementos estructurales para soportar la demanda de un sismo. [10]

1.1.3.2.3. Análisis Estático No Lineal (Pushover)

El método Push.Over, es un método de análisis estático No lineal donde una estructura está sujeta a una carga por gravedad y un patrón de carga lateral monótona controlada por el desplazamiento que va aumentando continuamente a través de un comportamiento elástico e inelástico hasta que se alcanza una condición final.

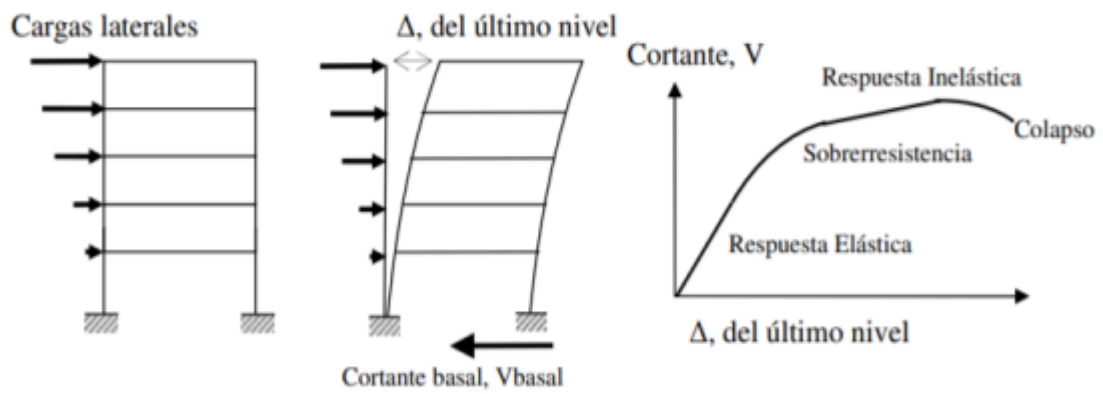
La carga lateral puede representar el rango del cortante basal inducido por la carga sísmica, y su configuración puede ser proporcional a la distribución de masa a lo largo de la altura del edificio, formas modales u otros medios prácticos.

Actualmente, hay dos procedimientos de análisis estático no lineal disponibles, uno denominado Método de coeficiente de desplazamiento (DCM) FEMA-356, y otro método denominado Método del espectro de capacidad (CSM) ARC-40. Ambos métodos dependen de la variación entre la carga y la deformación lateral obtenida por el análisis estático no lineal bajo la carga de la gravedad y la carga lateral idealizada debido a la acción sísmica. [5]

- El método del espectro de capacidad es un procedimiento de análisis estático no lineal que proporciona una representación gráfica del comportamiento sísmico esperado en una estructura al cruzar el espectro de capacidad de la estructura con el espectro de respuesta o demanda (Terremoto). El punto de intersección se denomina punto de desempeño, y la coordenada de desplazamiento d , del punto de desempeño es la demanda de desplazamiento estimada en la estructura para el nivel especificado de peligro sísmico. [3]

- El método del coeficiente de desplazamiento es un procedimiento de análisis estático no lineal que proporciona un proceso numérico para estimar la demanda de desplazamiento en la estructura, utilizando una representación bilineal de la curva de capacidad y una serie de factores de modificación o coeficientes para calcular un desplazamiento objetivo. El punto de la curva de capacidad en el desplazamiento objetivo es el equivalente al punto de rendimiento en el método del espectro de capacidad. [11]

Figura 3: Proceso de análisis pushover



Fuente: S. Arango y A. Paz, Evaluación del desempeño estructural

1.1.3.3. Desempeño sísmico

Los niveles de desempeño representan una condición límite en función de los daños en los elementos estructurales y no estructurales, la seguridad frente a sus ocupantes y la funcionalidad de la edificación después de un sismo. [10]

Es el diseño y dimensionamiento de los elementos estructurales para que bajo cierto grado de amenaza sísmica los daños no superen cierto estado límite.

Los niveles de desempeño describen un nivel de daño discreto que puede ser local o global. A continuación se describen los siguientes niveles de desempeño:

a) Nivel Operacional (OP)

Corresponde a un nivel de rendimiento en el que se espera que el edificio o sufra daños permanentes. La edificación conserva la rigidez y resistencia original, permaneciendo completamente segura es decir no requiere reparaciones. [11]

b) Nivel de Ocupación Inmediata (IO)

En este nivel se espera que los edificios que alcancen este nivel no sufran deriva y la estructura conserve su rigidez y resistencia original, existen daños moderados en elementos no estructurales y daños leves en elementos estructurales, no compromete la seguridad de la estructura, lo que nos permite ocuparla inmediatamente después del sismo para posteriormente realizar pequeñas reparaciones. [11]

c) Nivel de Seguridad de Vida (LS)

En este nivel se indica que existen daños graves en elementos no estructurales y daños moderados en elementos estructurales, la rigidez y resistencia lateral se ve reducida en gran porcentaje indicando que la estructura puede ser o no ser reparable, garantizando la vida de los ocupantes. [11]

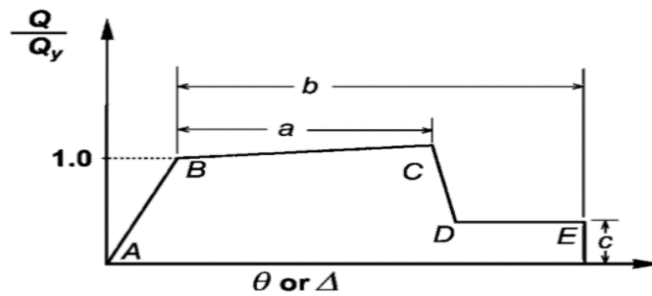
d) Nivel de Prevención de Colapso (CP)

En este nivel la estructura está muy cercana al colapso es decir los elementos no estructurales y estructurales perdieron resistencia y rigidez, apenas soportando la carga gravitacional. Los servicios de evacuación están interrumpidos por falla local, no es reparable. [11]

1.1.3.4. Curva fuerza – desplazamiento

- En el punto A es el estado original de la estructura.
- En el punto B es el estado donde cede la estructura, no se produce ninguna deformación en este punto.
- En el punto C respresenta la capacidad / límite final para el análisis de empuje
- En el punto D respresenta un límite de resistencia residual en la estructura.
- Después de este límite, la estructura se inicializa colapsando.
- En el punto E respresenta la falla total de la estructura, luego de este punto, los elementos estructurales se rompen. [12]

Figura 4: Curva Esfuerzo - Deformación



Fuente: ASCE 41 -13. Evaluación Sísmica y Reforzamiento de Edificios Existentes

El punto de acción inelástica de los miembros estructurales se denomina rótulas plásticas. En este estado, el elemento estructural comienza a perder fuerza para volver a la posición anterior (como sabemos, la elasticidad ayuda a los elementos a una posición idéntica/segura/anterior, la plasticidad comienza después de cruzar el límite elástico).

Asignamos rótulas al modelo para observar el comportamiento estructural de la pérdida secuencial de la resistencia en diferentes niveles de desempeño de la estructura debido a los efectos sísmicos. [12]

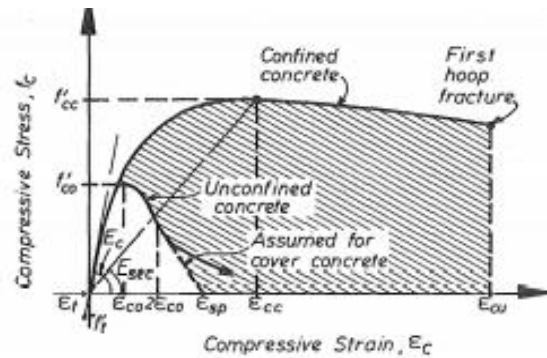
Las rótulas son un conjunto de propiedades no lineales que se pueden asignar a puntos a lo largo de la longitud de uno o más elementos del pórtico. La asignación de las rótulas comienza desde 0 (punto de inicio) del miembro a 1 (punto final) de ese elemento estructural. La distancia relativa de la rótula 0.1 significa si la longitud del miembro es de 1 metro, entonces la ubicación de la rótula a 0.1 metros (10% de la longitud) desde el punto de inicio del elemento estructural. [12]

1.1.3.4.1. Modelos de comportamiento de los materiales

A) Hormigón

Las columnas de hormigón armado son elementos estructurales donde se forman rótulas plásticas, el refuerzo debe ser dúctil para asegurar la redistribución de momento y así evitar el colapso durante un sismo, en el diseño estructural debe proveer de suficiente refuerzo transversal para prevenir el pandeo del refuerzo longitudinal o por corte. [13] En la figura se describe el modelo de esfuerzo deformación del hormigón confinado y no confinado para su mayor comprensión:

Figura 5: Modelo esfuerzo deformación del hormigón confinado y no confinado

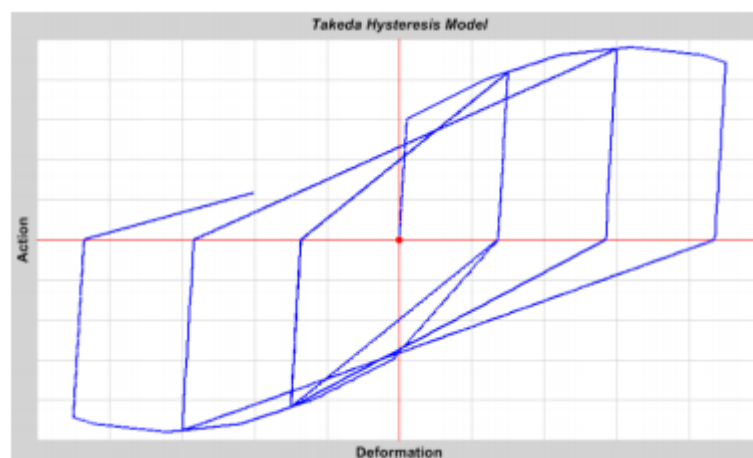


Fuente: A. J.B. Mander, M.J. N. Priestley and R. Park 1988

Modelo de histéresis

Los modelos de Takeda y Kinemático son muy similares, pero el de Takeda utiliza una curva de histéresis degradada y no requiere de muchos parámetros siendo así el modelo más apropiado para el concreto que para el acero. En el modelo de Takeda se disipa menor energía que en el modelo Kinemático. La descarga es a lo largo de los segmentos elásticos, que se parece al modelo Kinemático. Al darle una carga nuevamente, la curva sigue una línea secante a la curva de carga en la dirección contraria. La coordenada objetivo de esta secante se produce en la máxima deformación que se produce en esa dirección bajo los ciclos de carga anteriores. Eso indica en una porción decreciente de disipación de energía con grandes deformaciones. [14]

Figura 6: Modelo de histéresis de Takeda

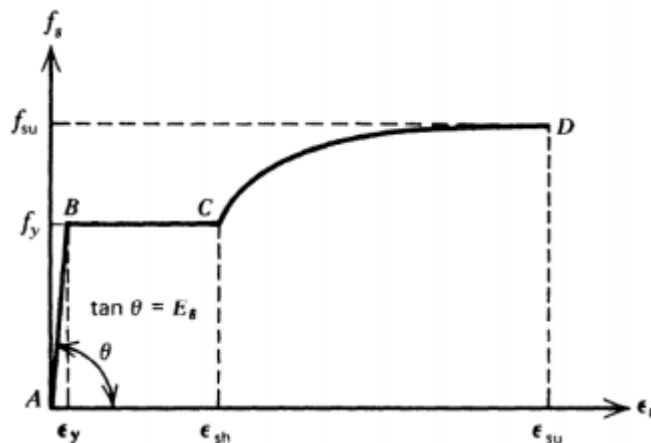


Fuente: Computers and structure

B) Acero

El modelo de Park es una aproximación de la curva esfuerzo/deformación a tensión del acero, el modelo de Park tiene una consideración que en las zonas elásticas es totalmente lineal, y en la zona de fluencia y endurecimiento por la deformación en la que el acero recupera la habilidad de resistir cargas. [15]

Figura 7: Curva esfuerzo/deformación del acero sometido a tensión

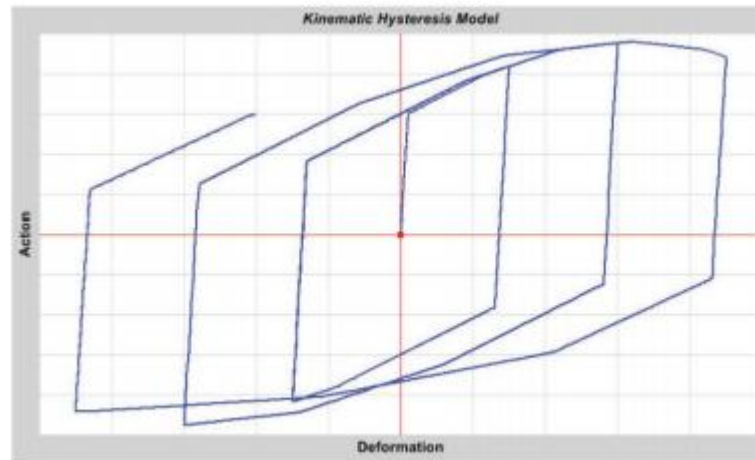


Fuente: Reinforced Concrete Structures 1975

Modelo de histéresis

El modelo Kinemático puede disipar una cantidad considerable de energía y es muy apropiado para materiales dúctiles. Bajo las consideraciones del endurecimiento kinemático, la deformación plástica en una dirección hala la curva para la otra dirección junto con ella. Al cargar y descargar, la curva sigue un patrón hecho de segmentos paralelos y de la misma longitud que los segmentos cargados anteriormente y sus pares opuestos hasta que se vuelve a juntar con la curva patrón al cargar en la otra dirección. [14]

Figura 8: Modelo de histéresis Kinemático



Fuente: Computers and Structures

1.1.3.5. Sistemas de protección sísmica (SPS)

Al pasar el tiempo estudios e investigaciones han ayudado a mejorar los análisis estructurales, de un análisis estático lineal a un análisis dinámico que considera diferentes tipos de cargas. Desde el punto de vista sismo resistente se han implementado varias propuestas para reducir los efectos sísmicos entre los cuales se incluyen elementos extras a la estructura, como son los sistemas de disipación sísmica. [10]

Los sistemas de disipación sísmica se basan más en el control de los desplazamientos de grandes estructuras a través de la modificación de las propiedades dinámicas del edificio, disipación de energía a través de dispositivos mecánicos que ejercen fuerzas que contrarresten la acción sísmica.

La base de los disipadores sísmicos es la disminución de la demanda que sufre la estructura principal de la edificación al momento que ocurran movimientos telúricos, reduciendo la energía que ingresa a la estructura como el caso de las riostras de pandeo restringido. [10]

1.1.3.5.1. Disipadores sísmicos

Su principio viene dado por la incorporación de dispositivos de disipación de energía sísmica. Los disipadores absorben una importante cantidad de energía, lo cual permite reducir la demanda sísmica de la estructura principal de la edificación evitando el colapso y reduciendo en gran parte daños estructurales. [10]

1.1.4. Hipótesis

El tipo de diseño influye en el desempeño estructural de un edificio de tipo multifamiliar.

1.1.4.1. Variable dependiente

Desempeño sísmico de un edificio de mediana altura de 11 pisos, en la ciudad de Ambato.

1.1.4.2. Variable independiente

Implementación de las riostras de pandeo restringido.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo General

Analizar el desempeño sísmico entre dos edificaciones de mediana altura diseñados en hormigón armado utilizando riostras de pandeo restringido y sin estas.

1.2.2. Objetivos Específicos

- Desarrollar el diseño estructural sísmo resistente de una edificación de hormigón armado, aplicando riostras de pandeo restringido bajo los requisitos de la NEC 2015.
- Comparar el desempeño sísmico de la estructura de hormigón armado modelado con riostras de pandeo restringido (BRB) y sin estas.
- Comparar la relación costo beneficio al aplicar riostras de pandeo restringido en una edificación de mediana altura.

CAPÍTULO II

METODOLOGÍA

2.1 Materiales y Equipos

2.1.1 Equipos

- Computador
- Software de elementos finitos para la modelación de la estructura (Etabs V16.2.1)

Descripción del software empleado

Etabs es un software creado por la compañía Computers and Structures Inc. (CSI) especializado en ingeniería estructural que nos permite modelar diferentes tipos de edificaciones, principalmente se enfoca al diseño estructural de edificios y casas. Mientras que su programa complementario SAP2000, es para modelar tanques, reservorios, puentes, torres eléctricas etc. Etabs 16.2.1 considera todos los datos posibles en el diseño dando una respuesta lo más cercana a la realidad, empleado MEF (métodos de elementos finitos), así como también métodos de resistencia de los diferentes tipos de materiales utilizados en el diseño estructural que nos facilitan datos de deformaciones, desplazamientos, momentos etc. [16]

2.2 Métodos

2.2.1 Preparación de datos para la modelación en el programa Etabs

2.2.1.1 Datos generales

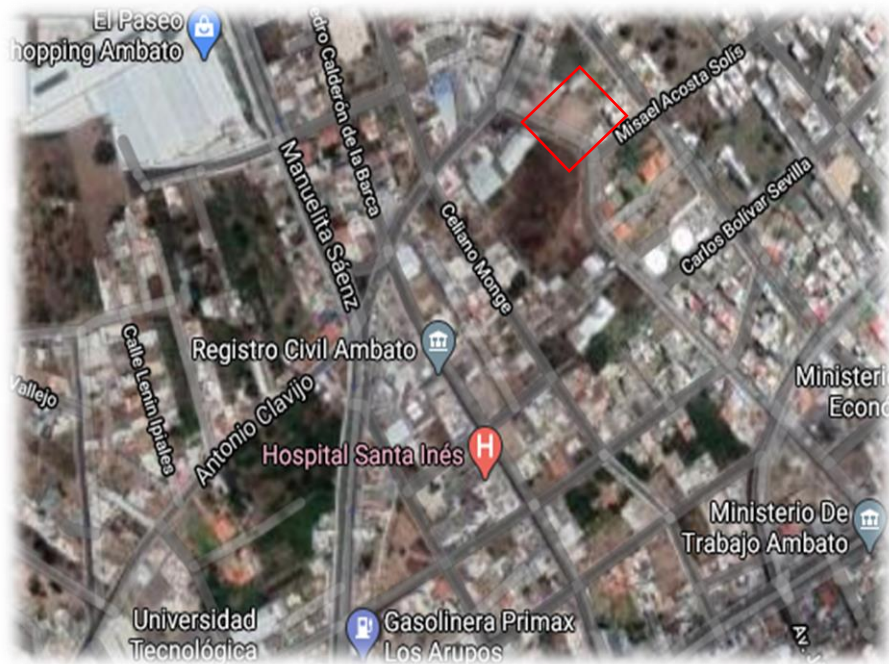
El presente diseño consiste en la realización del análisis y diseño estructural de una edificación de hormigón armado de mediana altura “11 pisos” aplicando riostras de pandeo restringido y sin estas, la cual se modelará con ayuda del programa Etabs considerando los siguientes requisitos.

Tabla 1: Especificaciones del proyecto

NOMBRE DEL PROYECTO:	Construcción del Edificio Multifamiliar Z.A.C.
UBICACIÓN:	El sitio de implantación del proyecto consiste en un lote de 1000 m ² . Se encuentra en la provincia de Tungurahua en el cantón Ambato, parroquia Huachi Loreto entre la calle B y la calle C en el sector urbano. Ver la figura 3
NÚMERO DE PISOS:	11

Fuente: Julio Zamora

Figura 9: Ubicación del proyecto



Fuente: Google Earth

Sistema estructural

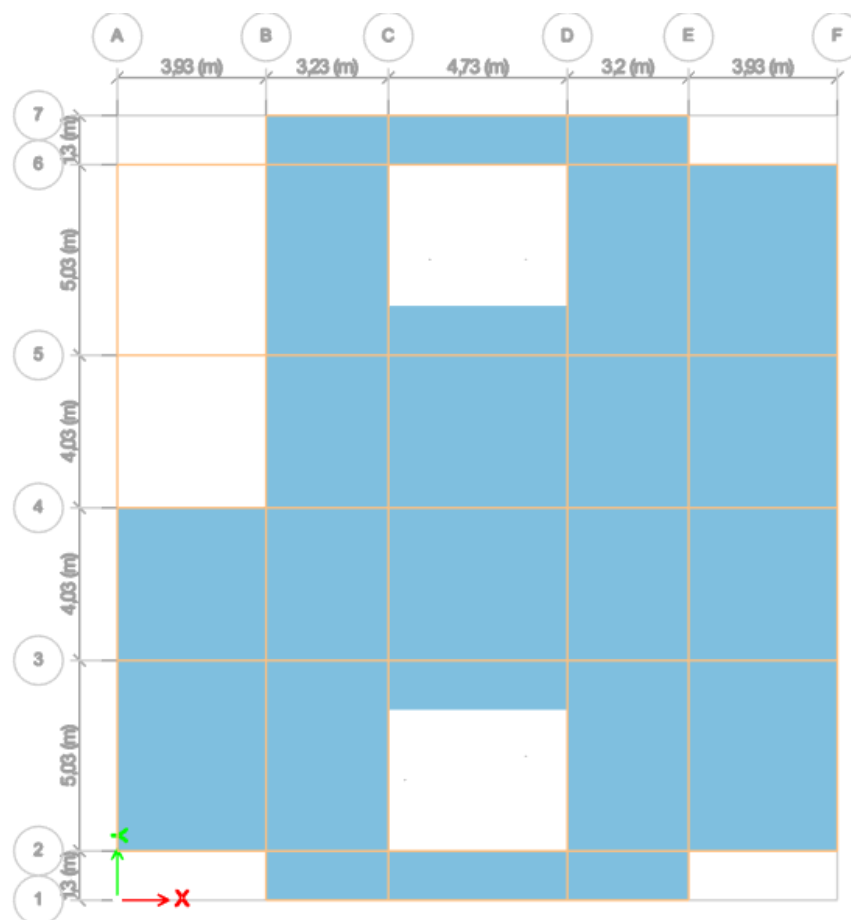
El proyecto consiste en un sistema de pórtico especial sismo resistente conformado por columnas y vigas descolgadas del sistema de piso, que reíste cargas verticales y de origen sísmico, en el cual tanto el pórtico como la conexión viga-columna son capaces

de resistir tales fuerzas y está especialmente diseñado y detallado para presentar un comportamiento estructural dúctil.

2.2.2. Plan de Procesamiento y Análisis de la Información

Partiendo de los datos planteados la forma del edificio multifamiliar con una forma cuadrada simétrica y que no cuenta con volados no mayores a dos metros, se le pre dimensionó de acuerdo los cálculos obtenidos en una hoja de Excel donde se calcula dimensiones de columnas, vigas y losas.

Figura 10: Losa Nivel: -2.80



Fuente: ETABS 2018

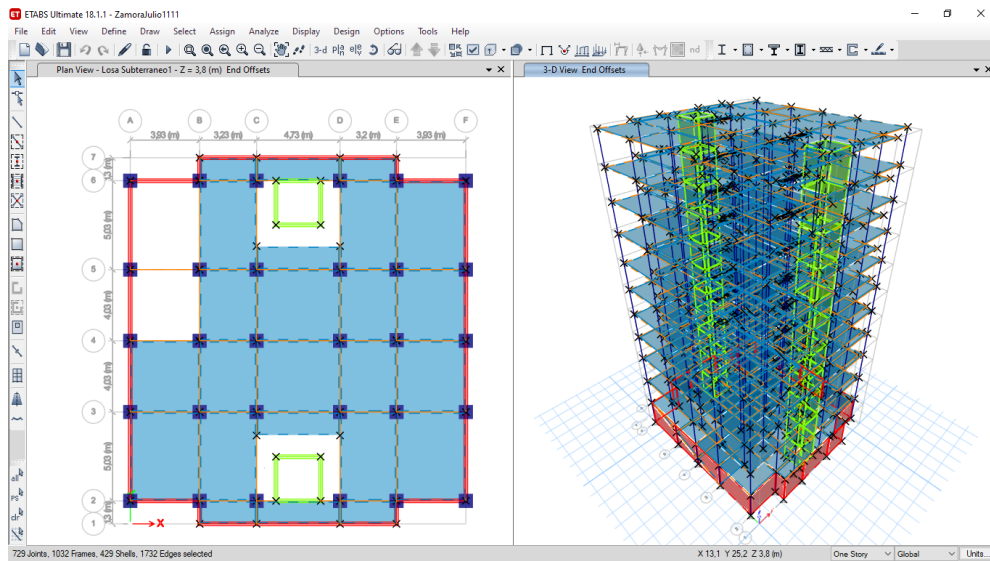
2.2.2.1. Modelación de las edificaciones

Se modelará dos edificaciones, la primera tendrá un sistema estructural sismo resistente y la segunda un sistema estructural sismo resistente con la implementación

de las riostras de pandeo restringido, los cuales deberán cumplir un análisis estático lineal y no lineal de diseño estructural sismo resistente.

2.2.2.13. Análisis y chequeo de los modelos estructurales definidos

Figura 11: Edificio sin Riostras de Pandeo Restringido



Fuente: ETABS 2018

2.3 Diseño de las riostras de pandeo restringido

2.3.1 Introducción

Comparando los marcos resistentes a momentos, así como los marcos arriostrados concéntricamente o excéntricamente, los marcos arriostrado restringidos por pandeo es un sistema relativamente nuevo para aplicaciones de disipación sísmica. [17]

Fue desarrollado por primera vez en Japón por los 70's, debido a nuevas investigaciones, este sistema ganó una rápida aceptación después del terremoto en 1994 de Northridge y se lo programó en los Estados Unidos en un lapso de tiempo muy corto. [17]

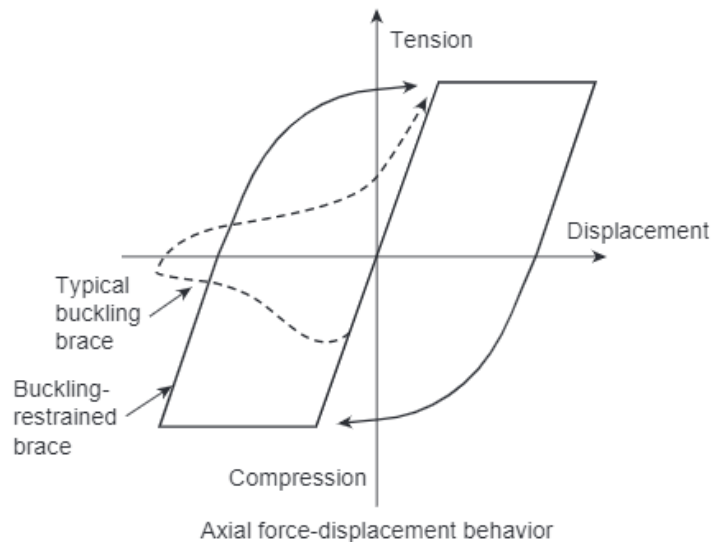
El diseño de las riostras de pandeo restringido primero presenta la motivación e idea básica detrás del concepto de riostra restringida por pandeo.

2.3.2 Armazones arriostrados con tensión de pandeo frente a armazones convencionales

Los armazones arriostrados concéntricamente son diseñados y detallados para proporcionar una alta rigidez elástica para limitar la deriva de piso, confiando en que los arriostramientos diagonales se pandean y ceden para disipar la energía. Aunque las especificaciones de diseño, como la del AISC 341 (AISC 2010) [1], nos dan a conocer requisitos para limitar la relación de esbeltez y la relación anchura – grosor de la riostra garantice una ductilidad suficiente, el pandeo de la riostra es inevitable. Por lo tanto, el pandeo de las riostras conduce a la degradación de la resistencia y la rigidez, que en algunos casos puede causar la concentración de daños en un número limitado de pisos y, por lo tanto, aumenta el potencial de colapso del edificio. El gran desequilibrio entra las resistencias de las riostras de compresión y de tracción también conduce a grandes demandas de fuerza cuando se toman los principios de diseño por capacidad. [18]

Las desventajas del sistema pueden superarse si la riostra puede ceder tanto en tracción como en compresión sin pandearse. Véase la figura 12

Figura 12: Edificio sin Riostras de Pandeo Restringido



Fuente: Ductile Design Of Steel Structures

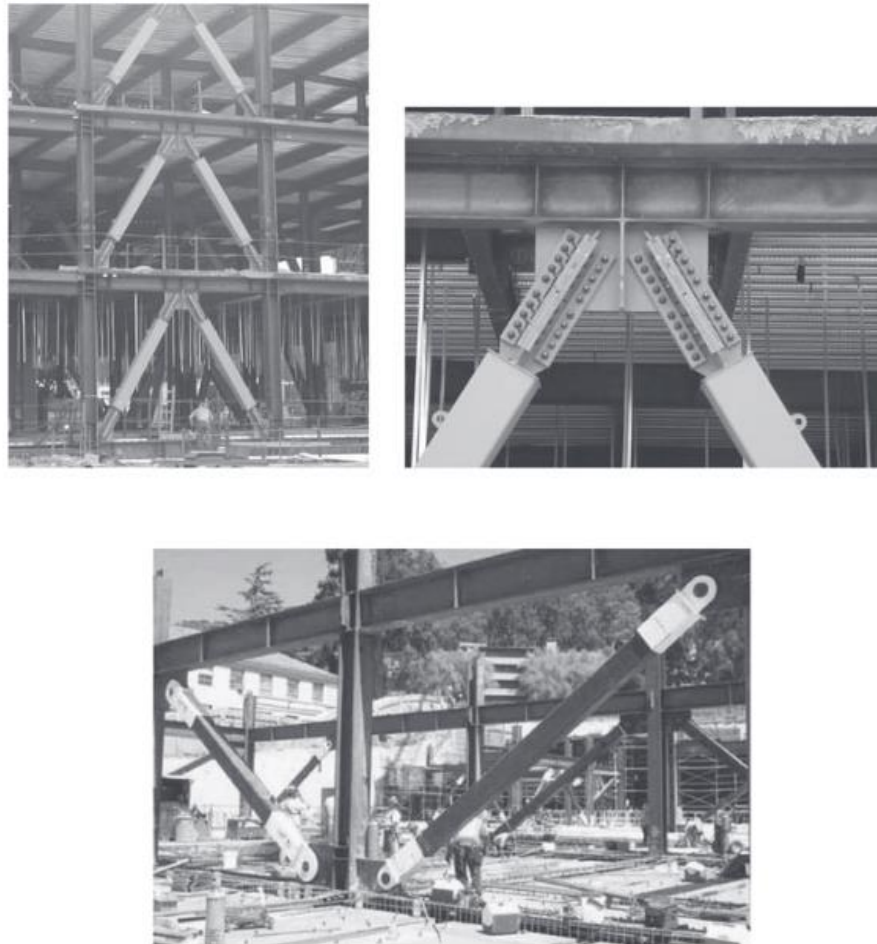
Una estructura que incorpore este tipo de arriostramientos, es decir, un arriostramiento de pandeo restringido (APR) Buckling Restrained Braces (BRB's), se denomina una estructura con riostras de pandeo restringido. Los BRB's se han utilizado ampliamente

para aplicaciones sísmicas en Japón tras el terremoto en 1995 de Kobe (Normile y Reina 1997). [17]

Este tipo de sistema de entramado también ganó su aceptación en los Estados Unidos unos años después del terremoto de 1994 Northridge. La figura 13 Muestra ejemplos de aplicación de los BRB's en construcciones nuevas. Los BRB's también se han aplicado en la rehabilitación sísmica de edificios de hormigón armado. En comparación con los pórticos de momento o los pórticos arriostrados, los BRB's ofrecen las siguientes ventajas:

- En comparación con los pórticos de momento, los BRB's indican una alta rigidez lateral elástica en movimientos de entrada sísmica de bajo nivel, los que facilita el cumplimiento de los requisitos de deriva de las normas o códigos. [20]

Figura 13: Ejemplos de BRB's



Fuente: Berkeley, CA.

- Los BRB's eliminan los marcos reforzados concéntricamente convencionales (Concentrically braced frames CBF's), al ceder tanto en tensión como en compresión, proporcionando una disipación sísmica mucho más grande y estable ante movimientos sísmicos de alto nivel. [8]
- Los BRB's proporcionan una instalación mucho más económica a través de conexiones atornilladas o con pasadores a las placas de refuerzo, lo que eliminan costosas inspecciones y soldaduras en el campo de trabajo. [8]
- Los tirantes actúan como un fusible estructural reemplazable, lo que minimiza el daño hacia otros elementos estructurales y es posible reemplazar los tirantes dañados después de eventos sísmicos importantes. [8]
- Los BRB's ofrecen flexibilidad de diseño porque tanto la resistencia como la rigidez de los tirantes pueden ajustarse fácilmente. Además, es fácil modelar el comportamiento cíclico de los BRB's para el análisis inelástico. [9]

Los BRB's pueden tener algunas desventajas:

- La mayoría de BRB's son patentados.
- Si no se controlan adecuadamente, los aceros que se utilizan habitualmente para fabricar segmentos de fluencia restringidos pueden tener un amplio rango de límite de fluencia.
- La tolerancia de montaje en el campo es generalmente menor que de cualquier marco arriostrado convencionalmente.
- Pueden producirse grandes deformaciones permanentes bajos altos niveles de energía sísmica porque este tipo de sistema, como muchos otros no tiene un sistema de centrado.
- Es necesario establecer criterios para detectar y reemplazar los arrostramientos dañados. [9]

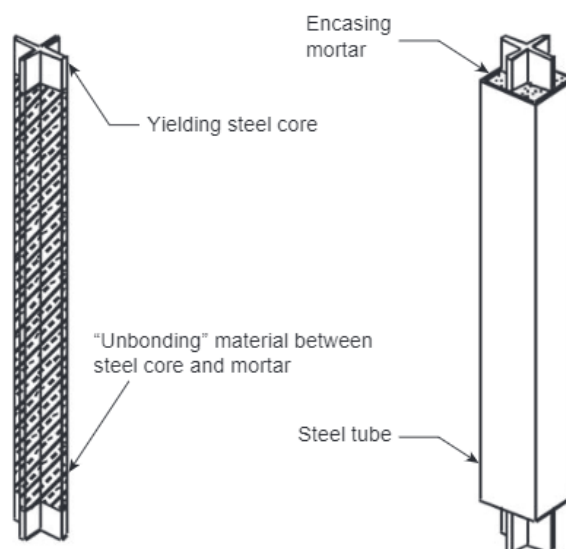
2.3.3 Concepto y componentes de una riostra de pandeo restringido BRB

La figura 1-. Muestra los componentes de una riostra de pandeo restringido. La riostra está compuesta por un núcleo de acero dúctil, que está diseñado para trabajar tanto en tensión como en compresión. Para evitar el pandeo global en compresión, el núcleo de acero se coloca primero dentro de un tipo cascara de acero (Por ejemplo, una sección estructural hueca, HSS) antes de rellenar esta cascara de mortero u hormigón, se vierte un material que no se adhiere o deja un espacio muy pequeño entre el núcleo de acero y el hormigón para minimizar o eliminar si es posible la transferencia de fuerza axial del núcleo de acero al mortero. Debido a que el efecto Poisson también hace que el núcleo de acero se expanda bajo compresión, este pequeño espacio entre el núcleo de acero y el hormigón es necesario para permitir la expansión del núcleo de acero. [18]

La figura- Muestra un ejemplo de una riostra de pandeo restringida, que está compuesta por cinco componentes.

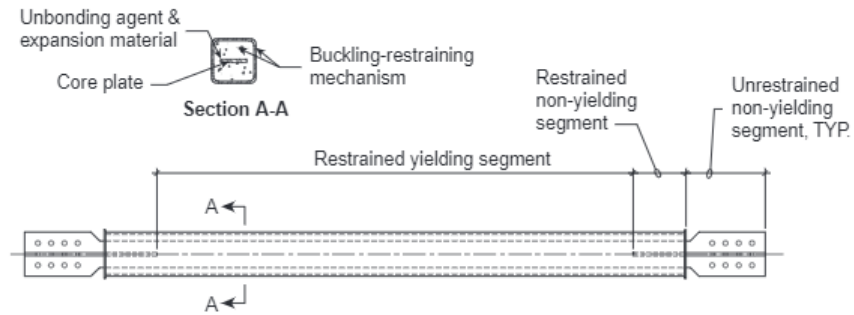
- Segmento de fluencia restringido, este segmento de acero puede ser rectangular o cruciforme. Aunque es común que una placa de acero está envuelta en una cascara, se podría utilizar más de una placa, si se desea. Porque este segmento está diseñado para trabajar bajo cargas cíclicas, siendo preferible el uso de un acero suave que tenga una alta ductilidad. [21]

Figura 14: Concepto de un tipo de BRB.



Fuente: Berkeley, CA.

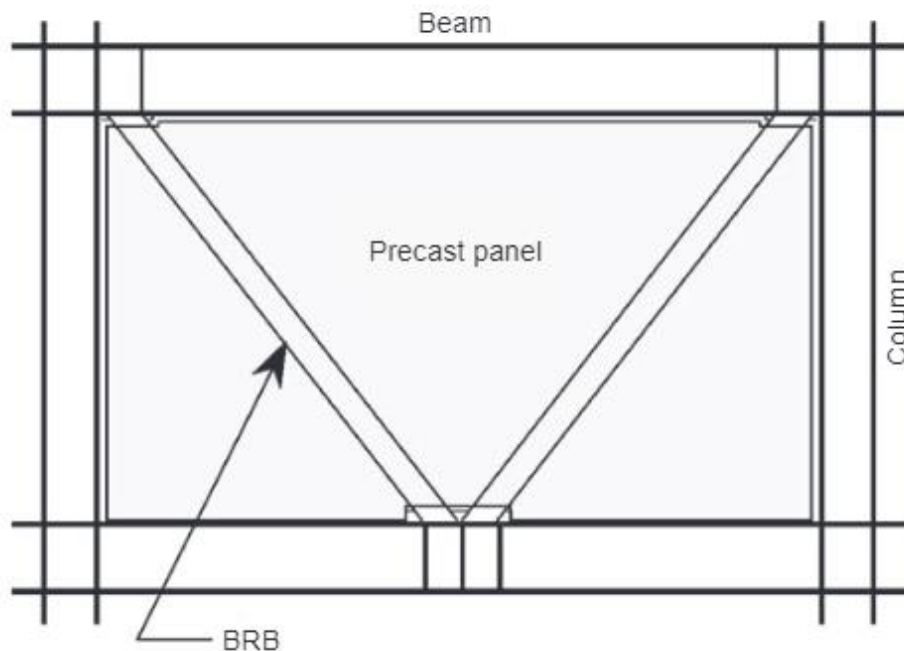
Figura 15: Componentes de un BRB.



Fuente: W. Lopez, Rutherford and Chekene.

- Segmento restringido que no cede: Este segmento, que está rodeado por el revestimiento y el mortero, es una extensión del segmento restringido que no cede, pero con un área agrandada para asegurar una respuesta elástica. Esto puede lograrse ampliando el segmento de fluencia restringido o soldando refuerzos para aumentar el área en esta región. [22]

Figura 16: BRB's Intercalados entre paneles prefabricados.



Fuente: M. Nakashima.

- Segmento no sujeto: Este segmento es normalmente una extensión del segmento no sujeto, excepto que se proyecta desde la cascara y el hormigón

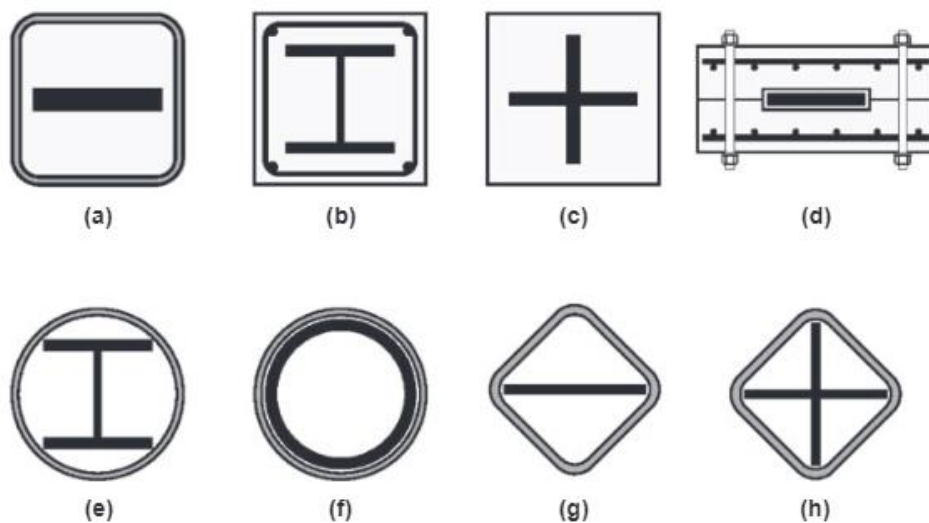
para conectarse con el marco. Este segmento puede diseñarse como una conexión atornillada, soldada o incluso con pasadores para montaje en el campo de trabajo. Las consideraciones de diseño de este segmento incluyen: A) La tolerancia de construcción para facilitar el montaje en el campo y para facilitar el desmontaje, y B) Prevención del pandeo local.

- Agente de desprendimiento y material de expansión: Se puede utilizar un material inerte como el caucho polietileno, grasa de silicona o una cinta de masilla que puede minimizar o eliminar eficazmente la transferencia de la fuerza de corte entre el segmento de acero restringido y el hormigón.
- Mecanismos de restricción de pandeo: Este mecanismo de restricción de pandeo se compone por hormigón y el revestimiento de acero (Forma estructural hueca), así como también se han propuesto BRB's solo de acero que no utilizan hormigón. [17]

2.3.4 Desarrollo de los BRB's

Por más de 30 años en Japón, se han propuesto y estudiado diversos tipos de BRB's con distintas geometrías y materiales. Posteriormente se han desarrollado muchas variaciones de BRB's en distintos países. A continuación, se presenta una breve reseña de los estudios seleccionados:

Figura 17: Secciones transversales de diferentes tipos de BRB's desarrollados en Japón.

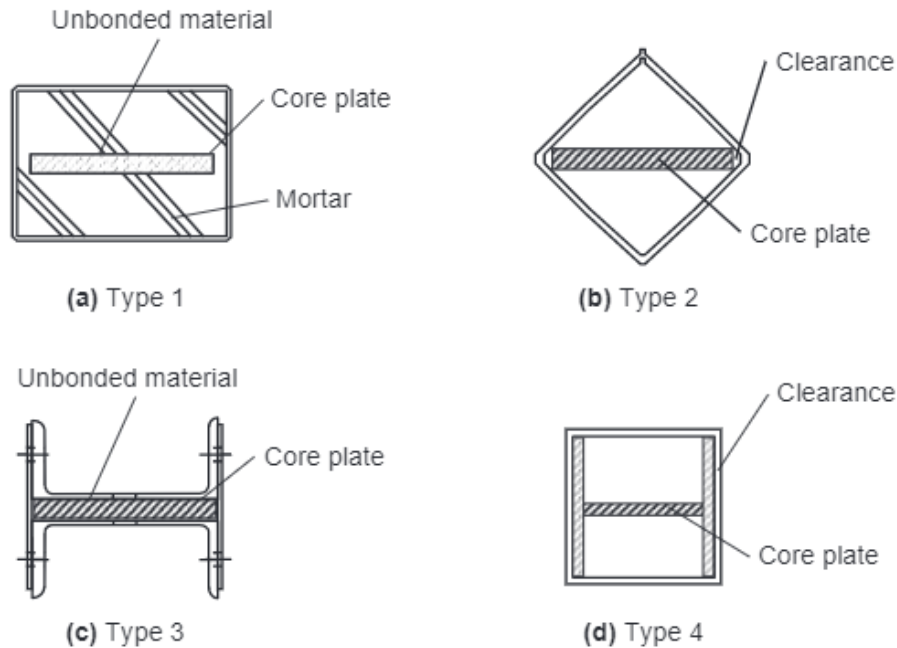


Fuente: M. Nakashima

El concepto de riostras de pandeo restringido se desarrolló por primera vez de dos formas en Japón. Para evitar el pandeo, el elemento de acero que cede puede estar intercalado entre paneles de hormigón. El trabajo pionero de las riostras de pandeo restringido fue idealizado por Wakabayashi 1973, que desarrolló un sistema en el que las riostras hechas de placas planas de acero se intercalaban entre un par de paneles prefabricados de hormigón armado véase la figura 16. [18]

Basándose en estudios analíticos y experimentales que medían directamente las fuerzas de interacción entre las riostras y los paneles, los investigadores desarrollaron requisitos de rigidez y resistencia para el diseño de los paneles de hormigón prefabricado Inoue 2001. Partiendo del concepto de Wakabayashi 1973, entre los 80's y 90's se realizaron en Japón varios desarrollos de BRB con un núcleo de acero confinado por una cascara de acero. La figura 17 muestra algunas secciones transversales de BRB que se han investigado. La figura 17 a-c muestran la placa del núcleo de acero o la forma restringida por una sección HSS revestida de hormigón, mientras que la placa del núcleo de acero está intercalada por dos paneles de hormigón prefabricado atornillados fe d. Los núcleos de acero utilizados en las figuras fe e-h estaban confinados únicamente por una cascara de HSS Iwata 2000, revisaron el comportamiento cíclico de cuatro BRB disponibles comercialmente en Japón. La figura ff muestra la sección transversal de estos cuatro productos. Obsérvese que no se utilizó un material no adherente en ninguna de las muestras del tipo 2 o 4. El mecanismo de contención de pandeo del espécimen de tipo 3 estaba compuesto por dos canales y dos placas conectadas con pernos de alta resistencia. Se colocaron láminas de goma blanda (1 mm de grosor) entre la placa central y el mecanismo de contención de pandeo a las muestras de los tipos 1 y 3. [17]

Figura 18: Secciones de 4 probetas.

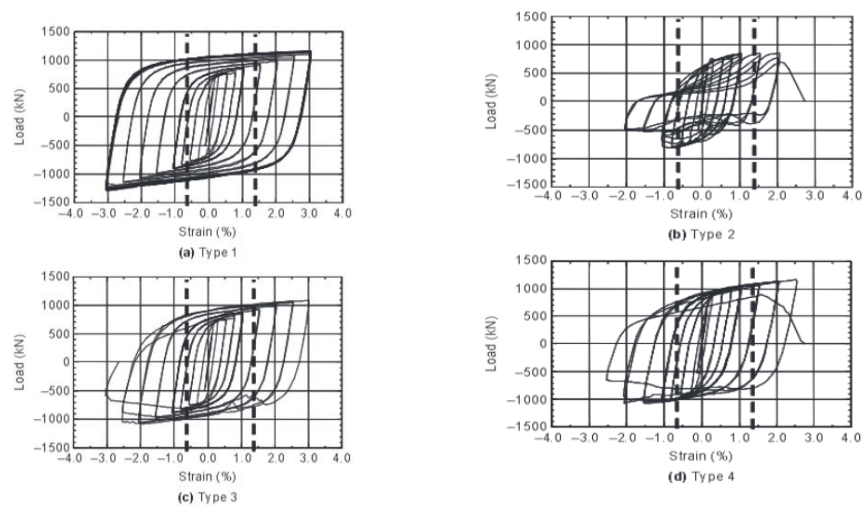


Fuente: M. Iwata.

La figura 18 muestra las respuestas cíclicas de todas las muestras de ensayo, mostrando que los tipos 2 y 4 no tuvieron un buen comportamiento, probablemente porque no se utilizó hormigón para limitar el pandeo local. El efecto de contención del espécimen de tipo 3 no fue tan eficaz como el proporcionado por el mortero y el tubo de acero en el espécimen de tipo 1. El espécimen de tipo 1, que soportó 14 ciclos a una deformación del 3% superó a los otros tres. Un BRB también puede considerarse como un puntal de revestimiento cargado en el núcleo Sridhara 1990. Como se muestra en la figura 20, el núcleo de una columna con camisa se coloca sin apretar dentro de una camisa y la carga se aplica solo al núcleo de la resistencia al pandeo por flexión. La resistencia a la compresión del núcleo de acero depende de las rigideces relativas del núcleo y del manguito. El núcleo, bajo la acción de la carga aplicada, se dobla primero en el primer modo y presiona contra la superficie interior del manguito. Si se controla la tensión máxima de flexión en el manguito, es posible aplicar una carga adicional, haciendo que el núcleo pase a modos de pandeo superiores. La capacidad de carga de compresión aumenta a medida que reduce la separación entre el núcleo y el manguito. Sin embargo, si la separación es nula, la capacidad es menor porque el núcleo no puede

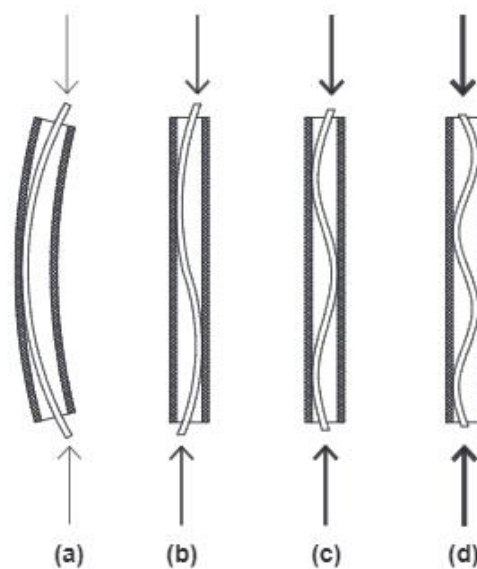
entrar en modos de pandeo superiores. EL concepto de columna con manguito se ha verificado experimentalmente (Kalyanaraman 1994, 1998; Prasad 1992). En Norteamérica, inicialmente, se realizaron pruebas especificadas por el proyecto para verificar el comportamiento cíclico de los BRB (Black 2002, Clark 1999, Higgins y Newell 2004, López 2002, Trenblay 1999) [18]

Figura 19: Respuesta cíclica de cuatro especímenes de prueba.



Fuente: M. Iwata, Departamento de Arquitectura

Figura 20: Concepto de columna encamisada



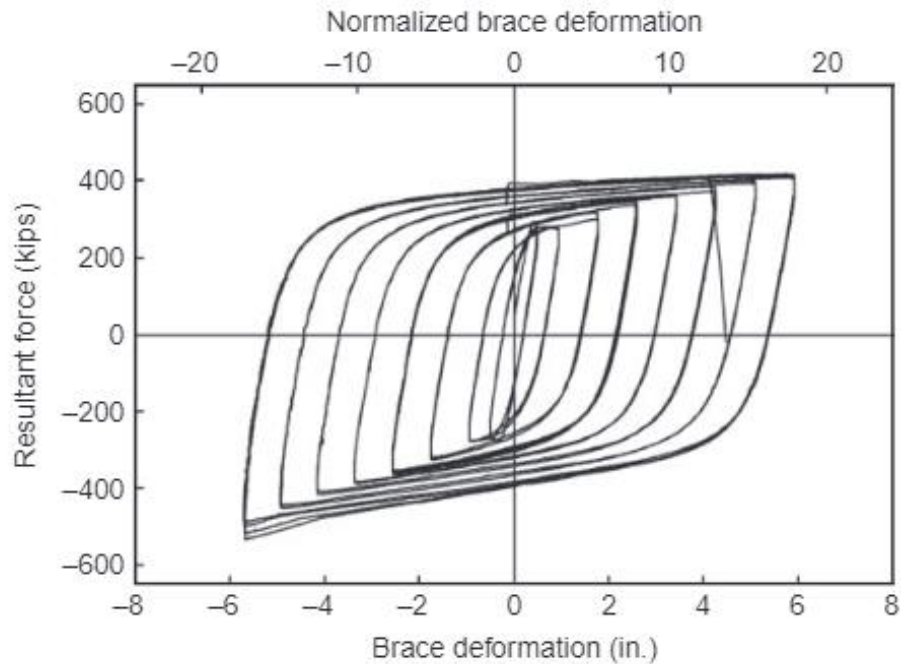
Fuente: B.N. Sridhara, India

En los Estados Unidos también se desarrollaron algunas BRB patentados. A medida que los BRBF se iban haciendo más populares, surgió la necesidad de codificar este sistema. Un grupo de trabajos conjuntos SEAOC-AISC desarrollo disposiciones recomendadas para el diseño y construcción de BRBF (Sabelli 2004), que posteriormente se adoptaron en el AISC 341 (AISC 2005). En estas disposiciones se incluye un protocolo de carga para robar los BRB, que desarrolló principalmente sobre la base de trabajo de Sabelli (2001) y Sabelli (2003), quienes realizaron una serie de análisis dinámicos no lineales en edificios modelados para caracterizae la demanda sísmica de los BRBF. Posteriormente, también se realizaron pruebas a nivel subconjunto (López 2002, Tremblay 2006, Tsai 2002) y a nivel de sistema (Fahnestock 2007, Tsai 2008 y Hsiao 2008, Vargas y Bruneau 2009) de los BRBF en Estados Unidos y otros países. La respuesta típica de los BRB se muestra en la figura 21. [17]

La respuesta de histéresis es muy estable con una gran capacidad de disipación de energía. La respuesta de histéresis ideal de un BRB sugiere que la resistencia tanto a tensión como compresión sea igual. Sin embargo, para una determinada deformación axial, los resultados de los ensayos suelen mostrar que la resistencia a compresión en mayor que la fuerza de tracción. Se trata de un pequeño desequilibrio, pero que debe tenerse en cuenta desde el punto de vista del diseño por capacidad. [18]

Cuando el acero del núcleo está en compresión, se expandirá debido al efecto de Poisson y puede entrar en contacto con el mortero. Además, una vez que se produce el pandeo local de modo superior en el núcleo de acero, el núcleo de acero pandeado soportará el hormigón y el revestimiento, lo que hace que el componente de hormigón y revestimiento participen en el reparto de cargas. Ambos factores contribuyen a una mayor resistencia a compresión. Por lo tanto, un objetivo importante para el desarrollo de un BRB es minimizar la sobre resistencia a compresión. [18]

Figura 21: Respuesta de histéresis de un BRB



Fuente: Ductile Design Of Steel Structures.

2.3.5 Modos de falla no dúctiles

Para garantizar que se desarrolle el mecanismo de fluencia esperado en un BRB, deben identificarse los modos de falla no dúctiles. A continuación, se aplican los principios de diseño por capacidad para evitar estos modos de falla. [17]

2.3.5.1 Revestimiento de acero

Cuando se diseña y detalla adecuadamente, el revestimiento de acero no debería resistir ninguna carga axial significativa. Para evitar el pandeo global del BRB, el revestimiento de acero se diseñará para una rigidez a la flexión tal que

$$\frac{P_e}{P_y} \geq 1.0$$

Ecuación 1

Donde

P_y es el límite elástico del segmento de fluencia restringida

P_e es el límite elástico de pandeo de la cascara de acero:

$$P_e = \frac{\pi^2 EI_{sc}}{L_{sc}^2}$$

Ecuación 2

En la ecuación 2:

E = Módulo de Young

I_{sc} =Momento de inercia de la cascara de acero

L_{sc} =Longitud de la riostra de extremo a extremo.

Si se supone que el endurecimiento por deformación cíclica aumentaría la resistencia a la compresión de la riostra en un 30%, y se incluye un factor de resistencia, $\phi = 0.85$ en la siguiente ecuación:

$$\frac{\phi P_e}{1.3 P_y} \geq 1.0$$

Ecuación 3

$$\frac{P_e}{P_y} \geq 1.5$$

Ecuación 4

La expresión anterior coincide con la propuesta por Watanabe 1988. También se realizaron pruebas experimentales para confirmar el requisito anterior.

También hay que tomar en cuenta otras dos cuestiones. El hormigón debe tener suficiente rigidez y resistencia para soportar el pandeo en modo superior del núcleo de acero, ya que la placa, pandeaba alrededor de su eje débil, empujaría contra el mortero o el hormigón circundante. De no ser así, se produciría un fallo localizado como en que se muestra en la siguiente figura debido al aplastamiento del hormigón. El núcleo

de acero cedido también puede doblarse alrededor de su eje fuerte si el grosor de la pared de la cascara es pequeño y la cubierta de hormigón entre el borde del núcleo de acero y la cascara es pequeño Matsui 2008. [18]

2.3.5.2 Conexión de las riostras

Comúnmente el extremo de la riostra se diseña como una conexión atornillada para el montaje en el campo, pero también son posibles otros diseños de conexión, como una conexión de pasador o una conexión soldada. Las conexiones atornilladas requieren dos juegos de pernos y ocho placas de empalme en cada conexión entre las riostras y carteles. [17]

Figura 22: Falla localizada por insuficiente resistencia del hormigón.



Fuente: Star Seismic LLC, Park City, UT

Figura 23: Pandeo de modo superior del núcleo de acero



Fuente: CoreBrace, LLC, West Jordan, UT

La figura 13 muestra un ejemplo en el que se utiliza conexiones con pasadores. Para que un BRB cumpla su función, es esencial que no se produzca ningún pandeo

localizado en la conexión final. Las figuras 24 a y b muestran la geometría de un subconjunto a media escala y los detalles típicos de la conexión entre los tirantes y las vigas. Durante las pruebas, se observó un pandeo localizado en la conexión de la riostra a la viga, como se muestra en la figura 24 c. [17]

Para evitar el pandeo de la cartela, Nakamura 2000, surgió el siguiente criterio para pandeo fuera del plano:

$$P_{e_trans} = \frac{\pi^2 EI_{trans}}{(KL_b)^2} \geq C_{max}$$

Ecuación 5

Donde:

$C_{m\acute{a}x}$ = Fuerza de compresión máxima de la riostra

I_{trans} = Momento de inercia de pandeo fuera del plano del segmento no resistente de la riostra

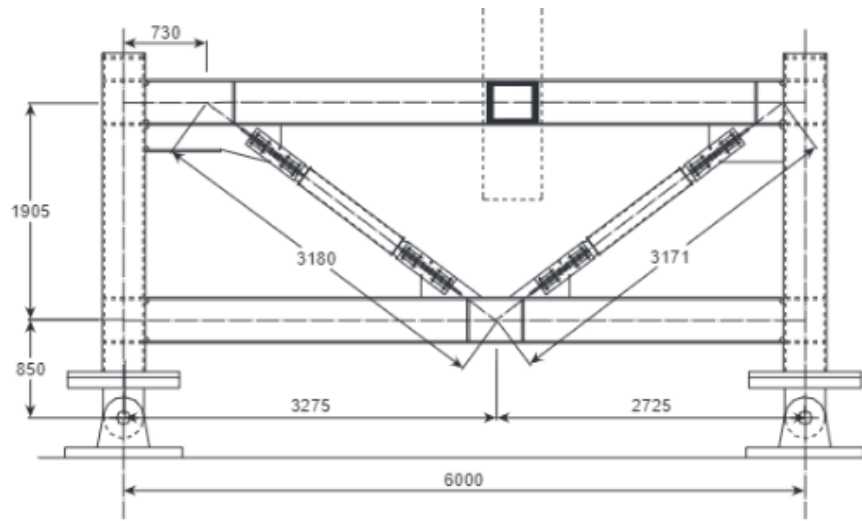
K = Factor de longitud efectiva, puede tomarse como 1.0

L_b = Longitud de la conexión no arriostrada definida en la figura 24

Obsérvese que el denominador del lado derecho de la ecuación 5, es equivalente a utilizar la longitud de la conexión de la cartela como;

L_{band} = Factor de longitud efectiva de 2

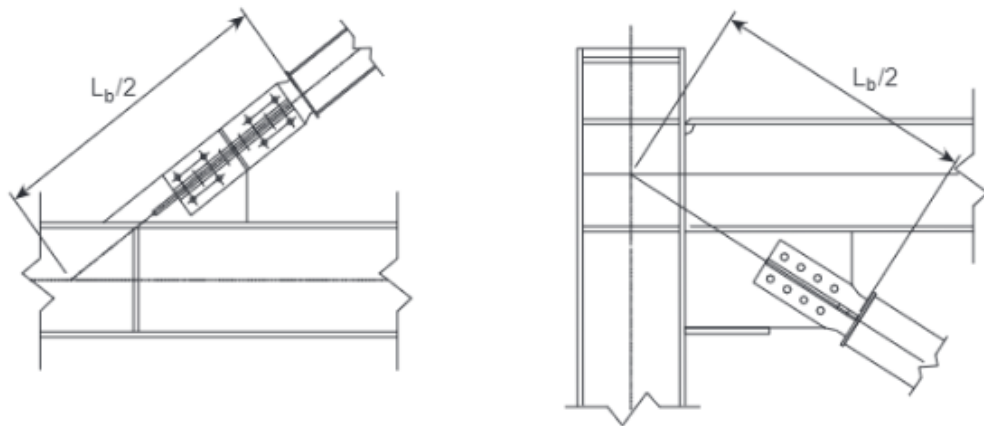
Figura 24: Geometría del ensayo de subconjunto; a). Geometría (Unidades en mm)



(a) Geometry (units in mm)

Fuente: K.C. Tsai, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Taiwán, Taiwán

Figura 25: b). Detalles de la conexión de la riostra



(b) Brace connection details

Fuente: K.C. Tsai, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Taiwán, Taiwán

Figura 26: c). Pandeo en el extremo de la riostra



(c) Buckling at brace end

Fuente: K.C. Tsai, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Taiwán, Taiwán

Tsai y Hsiao 2008, también realizaron un BRBF de tres pisos a escala real. Se observó de nuevo el pandeo de la conexión de cartela (figura 25a). El estudio demostró que el procedimiento de diseño en el manual AISC para el cálculo de la resistencia a compresión de una placa de refuerzo con un factor de longitud efectiva, $K= 0.65$ no es conservador. Dado que se permite que la unión entre la riostra y la cartela se desplace fuera del plano, se sugiere utilizar un valor $K= 2.0$ si la placa de refuerzo no está rigidizada (Tsai y Hsiao 2008). Sin embargo, una forma eficaz de mejorar la resistencia a compresión de una placa de refuerzo es proporcionar rigidizadores en los bordes como el que se muestra en la figura 25b. Obsérvese también en esta última figura el arriostramiento lateral en la mitad del vano de la viga. Para evitar el pandeo fuera del plano, Koetaka 2008 han demostrado que es importante proporcionar un arriostramiento lateral o una rigidez torsional suficiente a la viga. [18]

Figura 27: a) Unión de la cartela no reforzada



Fuente: Ductile Design of Steel Structures

Figura 28: b) Unión de la cartela reforzada en los bordes



Fuente: Ductile Design of Steel Structures

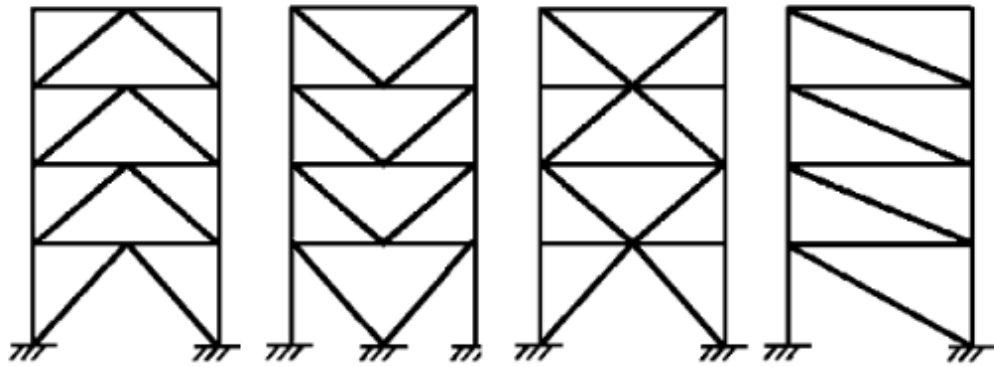
2.6 Configuración del BRB

Las riostras de pandeo restringido pueden de varias maneras con diminutas diferencias en su comportamiento. La figura 26 muestra las siguientes configuraciones de pórticos: arriostrados en V invertida, arriostrado en V, de dos pisos en X y diagonal simple. Nótese que el arriostramiento en X de un piso no es factible con las riostras de pandeo restringido. Las diagonales simples suelen ser útiles para las construcciones de poca altura, ya que las riostras de pandeo restringido pueden diseñarse para una fuerza axial

muy alta con una relación costo beneficio moderada. Por el contrario, las riostras de pandeo restringido con baja resistencia axial no ofrecen mucho ahorro en cuestión a costos, ya que el trabajo de ensamblar los componentes es el mismo. [17]

Naturalmente, el ángulo de inclinación de las riostras (y el número de riostras que comparten el cortante de piso) tendrá un efecto sobre la fuerza axial que deberá resistir una riostra individual. Además, este ángulo de inclinación influye en cierta medida en la rigidez elástica de la estructura. No obstante, ninguna de las configuraciones está sujeta a grandes redistribuciones de fuerzas a medida que los tirantes ceden y la estructura supera el rango elástico. [18]

Figura 29: Configuración típica de los BRB's



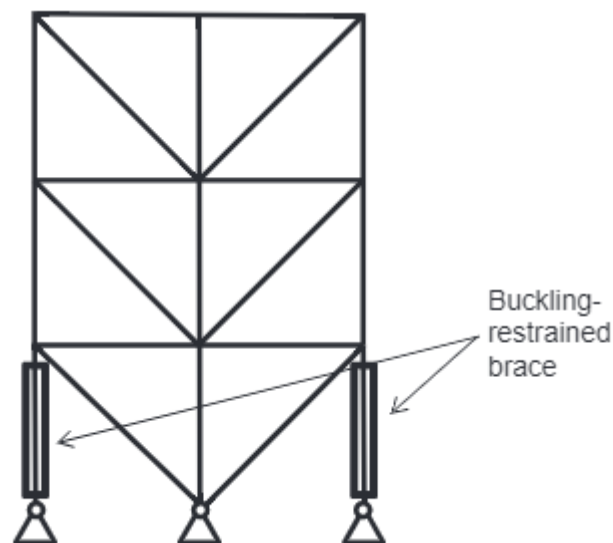
Fuente: Ductile Design of Steel Structures

Sin embargo, la elección de la configuración tiene un efecto indirecto en el comportamiento del sistema estructural modelado, ya que la longitud de la riostra disponible para el segmento que cede será diferente para cada configuración. Para un tamaño de vano determinado, la longitud de fluencia de la riostra será posible con la configuración de arriostamiento en V, por ejemplo, será significativamente menor que la disponible con la diagonal. Por lo tanto, las riostras que tienen la configuración en V tendrán mayores deformaciones en la región de fluencia y mayor endurecimiento por la deformación; esto afectará a las fuerzas en los miembros del marco, siendo estos elementos mucho más rígidos. [17]

Una estructura con arriostamientos de pandeo restringido no debe ser considerada como una estructura en la que todos los arriostamientos son miembros restringidos

por pandeo. Más bien, se puede considerar como una estructura arriostrada en la que la capacidad de la deriva inelástica es el producto de la capacidad de ductilidad axial de los elementos arriostrados por pandeo. Considerado este modo, los pórticos pueden diseñarse utilizando configuraciones que ofrecen importantes ventajas de costo y rendimiento. La figura 27 muestra una configuración de arriostramiento híbrida en la que la capacidad de ductilidad de un par de puntales verticales restringidos por pandeo. El cortante de piso es soportado por las riostras convencionales, y el vuelco en la base es resistido por las riostras de pandeo restringido. Los elementos convencionales forman en efecto una celosía vertical que debe ser estabilizada por puntales. Este sistema depende del comportamiento elástico de la celosía convencional, que debe diseñarse para las fuerzas correspondientes a la capacidad de los puntales dúctiles. Los cizallamientos causados por la respuesta dinámica en modo superior pueden tener un efecto significativo en esta celosía vertical; este efecto es más pronunciado para los sistemas más altos. Tremblay 2004. [18]

Figura 30: Configuración de arriostramiento híbrido



Fuente: Ductile Design of Steel Structures

2.7 Diseño de las riostras de pandeo restringido

El diseño de pórticos con riostras de pandeo restringido es, en muchos aspectos, más fácil que el diseño de pórticos especiales arriostrados concéntricamente (SCBF) u otros pórticos arriostrados diseñados para una respuesta sísmica dúctil.

Entre tantas restricciones y procedimientos que se consideran necesarios para los SCBF debido a que su comportamiento es distinto tanto en tensión como en compresión, las riostras de pandeo son innecesarias cuando se utilizan las riostras de pandeo más dúctiles. El diseño de las riostras se presenta a continuación, seguido del diseño de la capacidad de otros elementos en la sección 2.8. [17]

2.7.1 Diseño de las riostras

El diseño de una estructura típica con riostras limitadas por pandeo implica el dimensionamiento de los núcleos de acero de las riostras para proporcionar suficiente carga axial. Este es un diseño directo basado en la resistencia del material. La resistencia axial de diseño de las riostras se determina por lo siguiente:

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

Ecuación 6

Donde:

$F_{y_{sc}}$ = Esfuerzo de la fluencia mínimo especificado del núcleo de acero

A_{sc} = Área de la sección transversal del segmento de fluencia del núcleo de acero

$\Phi = 0.90$ Para el estado límite de fluencia

Esta resistencia se aplica tanto a tracción como a compresión, ya que el pandeo del núcleo está completamente restringido por la carcasa. Esta resistencia se compara con la resistencia requerida de las riostras correspondiente al cortante basal de diseño. [18]

2.7.2 Modelación elástica

En la práctica se utiliza un modelo elástico para determinar las resistencias requeridas de las riostras. El modelado elástico se utiliza para determinar las resistencias requeridas de las riostras y para determinar las características dinámicas elásticas de la estructura. Al construir un modelo elástico con riostras de pandeo restringido, es necesario realizar algunos ajustes para obtener adecuadamente la rigidez elástica de este elemento. El modelo debe tener en cuenta la configuración no prismática de este núcleo fig 11.4, ya sea directa o indirectamente. [17]

Se debe estimar el área de la riostra fuera de la zona de fluencia, así como la longitud de los marcos que ceden y los que no ceden. En caso de las riostras fabricadas y diseñadas por un ingeniero, se puede utilizar la siguiente ecuación para establecer la rigidez axial efectiva de la riostra Tsai 2002:

$$K_{eff} = \frac{E}{\left(\frac{L_{y_{sc}}}{A_{y_{sc}}} + \frac{L_{n_{y_{sc}}}}{A_{n_{y_{sc}}}} + \frac{L_{conn}}{A_{conn}} \right)}$$

Ecuación 7

Donde:

E = Módulo de Young

$A_{y_{sc}}$ = Área del núcleo de acero que cede

$A_{n_{y_{sc}}}$ = Área de la conexión (Aproximada)

$L_{y_{sc}}$ = Longitud de la región que cede del núcleo de acero

$L_{n_{y_{sc}}}$ = Longitud de la región que no cede del núcleo

L_{conn} = Longitud de la conexión

Esta rigidez efectiva suele estar en el rango de 1.3 y 1.8 veces la rigidez de un núcleo prismático que se extiende de un punto de trabajo a otro punto de trabajo. Las riostras más cortas tienden a tener una mayor porción de su longitud dedicada a las regiones donde no ceden y de conexión; lo mismo ocurre con las riostras con alta fuerza axial. [17]

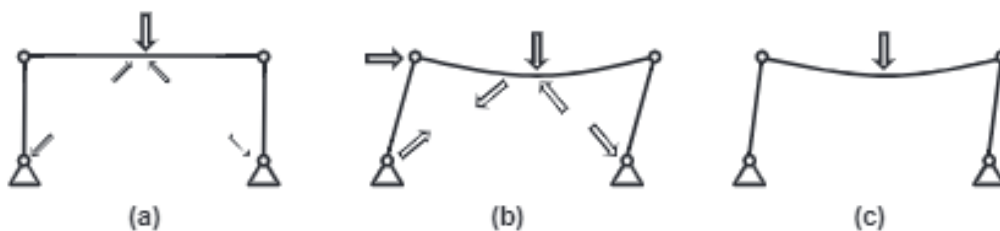
2.7.3 Cargas de Gravedad

A diferencia de la mayoría de los otros sistemas, el diseño de las riostras de pandeo restringido no utiliza la distribución de gravedad del análisis. Tomemos como ejemplo una estructura arriostrada en V invertida con tirantes de igual resistencia a la tensión como a la compresión ($\beta = 1.0$, donde β es el factor de ajuste de la resistencia a la compresión que se discutirá en la *Ecuación 9*). El efecto de las fuerzas de gravedad en la estructura será la pre compresión de las riostras de manera que la componente

vertical de cada fuerza de las riostras sea el 50% de la carga de gravedad Figura 28 a. [18]

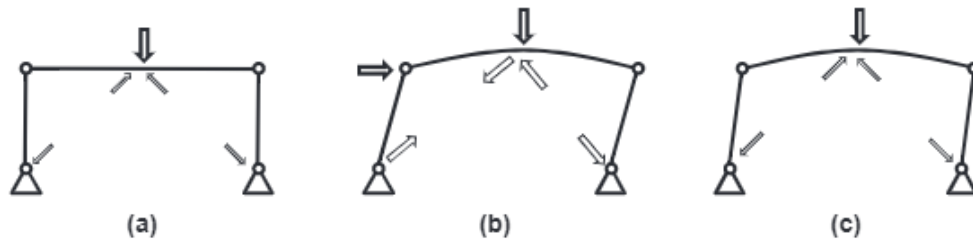
Esta pre compresión, cuando se combina con las fuerzas axiales de las riostras debido al desplazamiento lateral hace que la riostra que resiste las cargas sísmicas por compresión ceda un poco antes (Es decir, con una deriva menor y una fuerza sísmica menor), y que la riostra opuesta ceda algo más tarde. Después de que la riostra a compresión ceda, la riostra en tensión tira hacia debajo de la viga hasta que esa riostra también ceda. Cuando ambas riostras ceden juntas, no ejercen ninguna fuerza vertical neta sobre la viga, y la carga de gravedad es resistida por la flexión de la viga Figura 28 b. A medida que las riostras se descargan de su estado de fluencia, tanto el empuje hacia arriba de la riostra a compresión como el tirón hacia debajo de la riostra a tensión se reducen simultáneamente, y no se produce ningún cambio en la fuerza vertical sobre la viga; la carga de gravedad sigue siendo resistida por la viga figura 28 c. Para el caso más típico de riostras con una resistencia a la compresión mayor que la resistencia a tensión ($\beta > 1,0$) el comportamiento es similar. La gravedad provoca una pre-compresión inicial en los tirantes figura 29 a. Si esta pre-compresión es menor que la diferencia de resistencia a compresión como a tensión, la riostra que desarrolla la tensión bajo el desplazamiento lateral cede primero. [17]

Figura 31: Efecto de la fuerza de gravedad en el marco. $\beta = 1.0$



Fuente: Ductile Design of Steel Structures

Figura 32: Efecto de la fuerza de gravedad en el marco. $\beta > 1.0$



Fuente: Ductile Design of Steel Structures

A continuación, la riostra en compresión empuja hacia arriba la viga hasta que esa riostra también cede figura 29b. En el estado de fluencia total, la viga es empujada hacia arriba por la diferencia de los componentes verticales de la resistencia de la riostra y por empuje hacia debajo de la carga de gravedad. (Estas dos actúan en la misma dirección en los pórticos arriostrados en V). [17]

Cuando las riostras se descargan, la carga de gravedad, juntos con las fuerzas de flexión de la viga, actúa para pre comprimir las riostras para los ciclos posteriores figura 29 c. Esta pre-compresión refuerza afectivamente los tirantes para la tensión y los debilita para la compresión. La magnitud de esta pre-compresión hace que las riostras cedan aproximadamente con el mismo desplazamiento lateral, anulando de hecho la diferencia de resistencia a la tracción como a la compresión. En cualquiera de los casos ($\beta = 1,0$ o $\beta > 1,0$), para todos los ciclos de carga, excepto el primero, la gravedad tiene poco efecto en el comportamiento de las riostras. Por lo tanto, el grado en que se han dimensionado para resistir la gravedad además de la carga sísmica representa un exceso de resistencia. Este exceso de resistencia será desigual a lo largo de la altura del edificio. En la parte superior de la armadura, donde los cortantes del piso son más bajos, las fuerzas de las riostras debidas a la gravedad pueden ser significativas en comparación a las cargas sísmicas. En la parte inferior de la armadura, las fuerzas sísmicas son mucho mayores y, por lo tanto, las fuerzas de gravedad serán menos significativas haciendo una comparación. [17]

Una estructura con mucha resistencia en la parte superior y con baja resistencia en la parte inferior podría tener una demanda de ductilidad en los niveles inferiores. Por lo

tanto, es preferible diseñar para la condición inelástica y no asignar ninguna fuerza de gravedad a las riostras. Aunque esto solo se requiera en el AISC 341 para las combinaciones de carga que incluyen la carga sísmica, es prudente considerar la utilización de esta metodología también para las combinaciones de carga solo por gravedad. [18]

2.8 Diseño por capacidad de la riostra

El diseño del resto de la riostra (es decir, el mecanismo de restricción de pandeo, incluyendo el revestimiento), las conexiones de la riostra, las vigas y las columnas se realiza utilizando un enfoque de diseño por capacidad. [17]

La fuerza máxima en la riostra se evalúa en base a la resistencia del núcleo de acero (es decir, incluyendo sobre la resistencia del material), el endurecimiento por deformación esperado para las cargas cíclicas, la sobre resistencia a compresión esperada discutida anteriormente, y un factor de seguridad basado esencialmente en el estudio. El AISC 341 exige que estos factores se establezcan mediante ensayos cíclicos. [1]

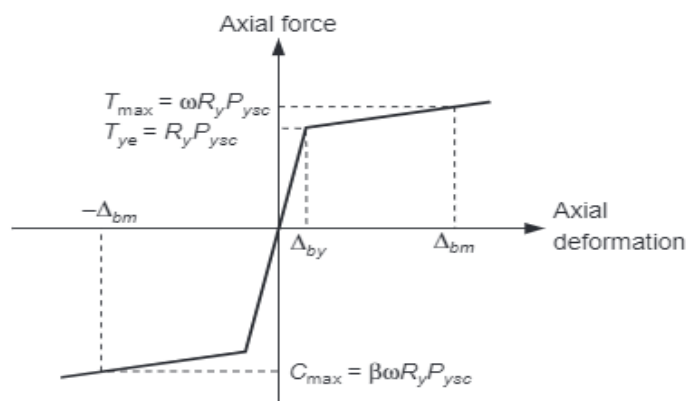
2.8.1 Requisitos de los ensayos del AISC

Las riostras con sujeción de hebillas pueden tener configuraciones muy diferentes y cada una de ellas debe funcionar correctamente como un mecanismo. Las pruebas son necesarias para garantizar un rendimiento fiable del diseño de las riostras, es necesario tener en cuenta varias consideraciones a la hora de crear un programa de pruebas. Las mismas consideraciones son necesarias para evaluar la aplicabilidad de un programa de pruebas de un fabricante a un proyecto estructural específico. Todas esas consideraciones, junto con los requisitos específicos de similitud, los protocolos de ensayo, los requisitos de información y los criterios de aceptación se presentan en el AISC 341 K3. [1] La primera consideración es la resistencia. El programa de pruebas de las riostras debe incluir pruebas que se acerquen razonablemente a la resistencia de las riostras propuestas. La segunda consideración son las deformaciones impuestas a las riostras, estas incluyen las deformaciones axiales y las rotacionales en los extremos.

Las deformaciones impuestas a las riostras ensayadas deben responder a las previstas en la estructura. El AISC 341 exige que las riostras se ensayen hasta el 2% o al mayor de los dos valores de deriva del piso o el doble de la deriva del piso de diseño; este

objetivo de deformación axial de las riostras se designa como Δ_{bm} . [1] Se sabe que la naturaleza empírica de los métodos del código de construcción para estimar la deriva con resultados más bajos que los del análisis de respuesta No Lineal de Piso. Sin embargo, una deformación excesiva de las riostras no debe equipararse en con el colapso del edificio, y se espera que el rendimiento adecuado bajo deformaciones calculadas dos veces por el código de construcción que proporcione un margen razonable contra el colapso en los desplazamientos reales durante un terremoto. Tanto el ajuste de endurecimiento por deformación es una función tanto de la deformación inelástica máxima como de la deformación inelástica acumulada, se requiere ciertas suposiciones para establecer estos valores para un diseño determinado. En un diseño elástico, la deformación esperada del marco se obtiene multiplicando la deriva elástica por un factor Cd para obtener una deriva inelástica esperada correspondiente a la peligrosidad sísmica. Como se explicará en el capítulo 3 del cumplimiento de las derivas de piso según la NEC 2015, las derivas de piso son obtenidas con un cálculo en base a parámetros establecidos y es típico suponer que la parte plástica de la deriva de piso se debe por la ductilidad axial de las riostras. Esta deriva plástica del piso se toma como la deriva esperada menos la deriva elástica; la deriva elástica puede calcularse en base a las fuerzas necesarias para que las riostras cedan y se endurezcan por la deformación. [2]

Figura 33: Definición de los factores ω y β de los BRB's



Fuente: Ductile Design of Steel Structures

Para el diseño por capacidad, el AISC 341 requiere que el diseñador considere la siguiente resistencia a la tracción ajustada de las riostras, véase la figura 30

$$T_{\max} = \omega R_y P_{y_{sc}}$$

Ecuación 8

Donde:

$P_{y_{sc}}$ (= $F_{y_{sc}} A_{sc}$) Es el límite de elasticidad axial del núcleo de acero calculado a partir del límite elasticidad mínimo especificado

ω = Es el factor de ajuste de endurecimiento por deformación, la resistencia a tracción anterior incrementa con un factor de ajuste de resistencia a compresión, β , para calcular la resistencia a compresión de la riostra ajustada:

$$C_{\max} = \beta T_{\max} = \beta \omega R_y P_{y_{sc}}$$

Ecuación 9

Vale la pena destacar de nuevo que la resistencia a compresión de un BRB es mayor que la resistencia a tracción. Lo contrario ocurre con la riostra convencional en un SCBF.

2.8.2 Camisa de la riostra

Típicamente se considera que la camisa tiene una tensión axial muy baja y se comprueba el pandeo de *Euler*, P_e , independientemente de su esbeltez. Se imponen factores de seguridad debido a la indeseabilidad de este modo de fluencia. La *Ecuación 4* se puede utilizar para el diseño de la envoltura. [17]

2.8.3 Conexiones de las riostras

Se requiere que las conexiones se diseñen para 1.1 veces C_{\max} en la *Ecuación 9*; se utiliza **un** factor de seguridad de 1.1 para tener en cuenta la parte de incertidumbre relacionada con el nivel de endurecimiento por deformación que se espera en el (AISC 2010). Esta fuerza debe utilizarse para el diseño de la placa de refuerzo para evitar el pandeo, véase 2.5.2. Es posible que, en algunos diseños de riostras de pandeo restringido, el miembro de la riostra ofrezca menos restricción rotacional fuera del plano de lo que comúnmente se asume en el diseño de las placas de refuerzo. Por este

motivo, los diseñadores deben tener cuidado al extrapolar la metodología de diseño aplicada en las riostras probadas. [18]

2.8.4 Vigas y columnas

Las fuerzas máximas de las riostras, $T_{m\acute{a}x}$ y $C_{m\acute{a}x}$, se emplean también en el diseño de las vigas y columnas. El AISC 341 exige que las vigas y las columnas se diseñen para que se mantengan en un “rango elástico” en los niveles de fuerza correspondientes a las riostras totalmente cedidas y endurecidas por la deformación. [1]

Normalmente, se realiza un análisis del mecanismo plástico asumiendo una deformación de primer modo. (Este método se ilustrará en el ejemplo de diseño). En ese mecanismo, se supone que las riostras no resisten ninguna fuerza de gravedad; de hecho, se eliminan del modelo y en su lugar se aplican las fuerzas correspondientes a la magnitud y dirección de las capacidades de las riostras endurecidas por deformación. [17]

Este procedimiento de diseño por capacidad sirve para determinar las resistencias requeridas de los miembros de la estructura que pretende evitar el pandeo de vigas y columnas. Pero no está diseñado para evitar el límite de fluencia de los elementos de la estructura. Por lo tanto, los momentos en estos elementos no se consideran con estas grandes fuerzas axiales, más bien se garantiza una capacidad de rotación suficiente mediante el uso de secciones muy compactas y la aplicación de conexiones viga-columna muy rígidas que son capaces de resistir momentos correspondientes a la resistencia a flexión de la viga o de la columna o el uso de conexiones “simples” capaces de acomodar una rotación de 0.0025 Rad . [18]

2.9 Modelación No Lineal

El uso de procedimientos de diseño por capacidad presentados anteriormente puede dar lugar a columnas muy grandes para edificios más altos.

Para tales estructuras, la suposición el desplazamiento total en la respuesta del primer modo no es tan realista. Los modelos No Lineales mostrarían fuerzas axiales de columna significativamente menores para edificios más altos. Los modelos No Lineales ofrecen ventajas significativas en el diseño siempre que el modelado se haga correctamente, los movimientos del suelo considerados sean apropiados y suficientes,

y los resultados se interpreten adecuadamente para proporcionar suficiente fiabilidad, particularmente cuando el pandeo de la columna es el estado límite considerado. [17]

Normalmente para esto se utilizan modelos bilineales, aunque los trilineales se acercan más al comportamiento probado de las riostras. Los modelos cíclicos pueden incluir explícitamente el endurecimiento por deformación cinemático e isotrópico. Normalmente, las riostras se mantienen dentro de su rango de deformación dúctil para el diseño. Las riostras no están diseñadas para permitir que supere su capacidad de deformación (lo que permitiría que se desarrollara una compresión significativa en la camisa y, con deformaciones suficientemente grandes, el pandeo general de la riostra).

Hay muy pocos datos sobre el comportamiento de las riostras más allá de este rango y, por ende, capturar ese comportamiento en un modelo No Lineal es muy difícil. [18]

2.10 Diseño aplicado al edificio calculado

La siguiente sección ilustra el diseño de una estructura con riostras de pandeo restringido. El cálculo aplica los requisitos de la NEC 2015 y AISC 341 K 2010. El ejemplo presenta una ilustración de la aplicación de todos los requisitos de cálculo con las técnicas clave de análisis y proporción que pretenden asegurar la respuesta dúctil de la estructura.

2.10.1 Descripción del edificio

El edificio de ejemplo es idéntico al que se calculó anteriormente en el punto 2.2 que incluye detalladamente el cálculo estructural sismo resistente cumpliendo los parámetros mínimos de la NEC 2015. La diferencia en este caso es que se utilizan pórticos con riostras de pandeo restringido. Los parámetros de diseño sísmico del sistema se muestran en la tabla ESPECTRO y el alzado típico se muestra en la figura ETABS.

Basándose en los datos de diseño sísmico, se construye un espectro de respuesta sísmica genérico de acuerdo con la NEC 2015.

2.10.2 Requisitos globales

Todos los aspectos descritos para el diseño estructural sismo resistente en edificios de mediana altura descritos en el punto 2.2 son aplicables en este caso con la implementación de las riostras de pandeo restringido.

2.10.3 Base de diseño

El diseño de los pórticos arriostrados concéntricamente se basa en la expectativa de un mecanismo de fluencia global en el que los arriostramientos ceden en tensión y compresión y así formando bisagras plásticas en las bases de las columnas. Cuando las vigas están conectadas rígidamente a los pilares, la articulación en la viga o las pilas es anticipada. [17]

De lo contrario, se deben acomodar grandes rotaciones en las conexiones entre las vigas y pilares. La figura ETABS CORIDO muestra este mecanismo. El procedimiento de análisis que utiliza normalmente es un análisis de espectro de respuesta modal (LINEAL). El procedimiento de análisis que se suele utilizar es un análisis de espectro de respuesta modal (LINEAL), que suele ser ventajoso debido a la reducción de las fuerzas de diseño que permite la NEC 2015 para este método y la reducción del momento de vuelco que suele resultar de este enfoque en comparación con la distribución de fuerzas laterales equivalentes de la NEC 2015. Sin embargo, para el diseño preliminar presentado en este ejemplo, se utilizará el procedimiento de fuerza lateral equivalente ELF. [17]

Varios requisitos de resistencia de diseño de capacidad para los otros componentes de los marcos arriostrados se derivan de la capacidad totalmente endurecida por la deformación de las riostras. Estos valores se obtienen de la siguiente manera:

$$T_{max} = \omega R_y P_{yisc}$$

Ecuación 10

$$C_{max} = \beta \omega R_y P_{yisc}$$

Ecuación 11

Donde:

$C_{máx}$ = Es la resistencia ajustada de la riostra trabajando a compresión

$T_{máx}$ = Es la resistencia ajustada de la riostra trabajando a tensión

β = Es el factor de ajuste de la resistencia a la compresión

ω = Es el factor de ajuste del endurecimiento por deformación

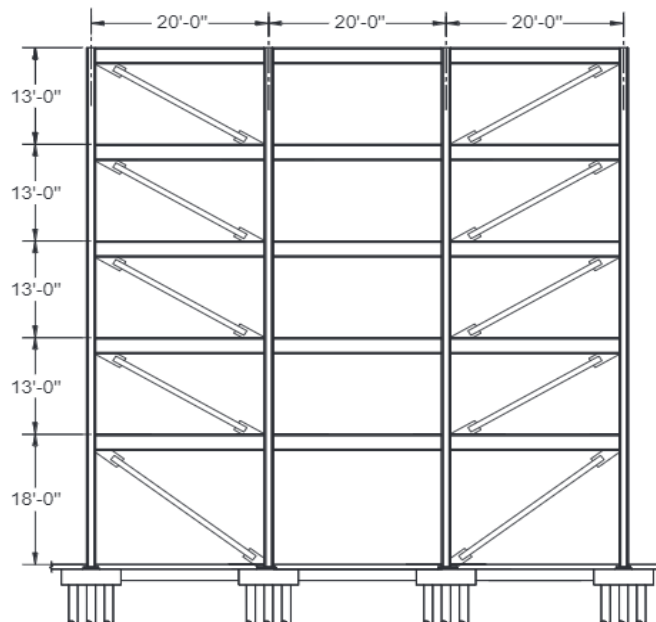
P_{ySC} = Es el límite de elasticidad axial del núcleo de acero

F_{ySC} = Es el límite de elasticidad mínimo especificado del núcleo de acero

A_{SC} = Es el área de la sección transversal del núcleo de acero.

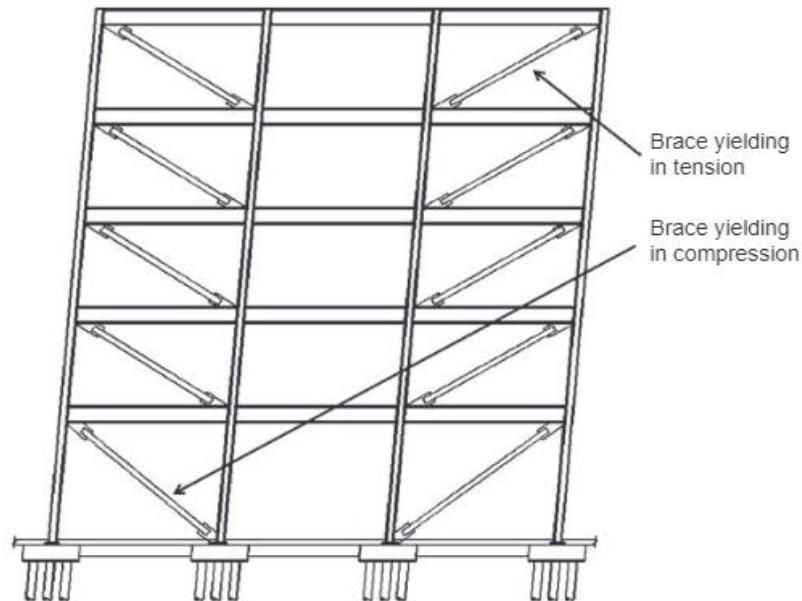
Los valores de β y ω se obtienen directa o indirectamente de los ensayos. En el caso de las riostras fabricadas, el fabricante suele proporcionar estos valores a partir del conjunto de ensayos correspondientes al tipo de riostras utilizadas. En el caso de las riostras fabricadas (Para las que se realizarán ensayos después del diseño) se deben hacer suposiciones razonables con valores supuestos suficientemente altos de β y ω para que los valores obtenidos en los ensayos no requieran el rediseño de ningún elemento o conexión. Por lo tanto, algunas de las propiedades de la riostra deben asumirse durante la fase de diseño (ya que el proveedor final de la riostra suele ser desconocido en ese momento), y este ejemplo de diseño sigue este enfoque. [18]

Figura 34: Elevación típica del marco.



Fuente: Ductile Design of Steel Structures

Figura 35: Mecanismo previo.



Fuente: Ductile Design of Steel Structures

En primer lugar, se supone que el tipo de riostra se ha ensayado exhaustivamente para las deformaciones correspondientes al 2% de deriva plástica del piso que se especificará. Para ese nivel de deformación se supondrán los siguientes valores $\beta = 1.10$ y $\omega = 1.40$. Como se ha comentado anteriormente, el proceso de fabricación de las riostras limitadas por pandeo permite una proporción relativamente precisa (en comparación a otros sistemas) hasta el punto de que la variabilidad del material puede ser relativamente significativa. En este ejemplo, se supondrá que el material del núcleo de la riostra (desconocido hasta que se elija el fabricante del BRB) se especifica un acero A36 $F_{ysc} = 2531,00 \text{ kg/cm}^2$. [17]

Las riostras se dimensionan asumiendo el límite inferior de este rango, y (en ausencia de datos estadísticos que establezcan la variabilidad) el factor de resistencia del material utilizado para el diseño de la capacidad es 1.50.

2.10.4 Análisis iterativo y proporcional

Para el diseño preliminar, las fuerzas de los miembros se pueden obtener utilizando el procedimiento de las fuerzas laterales equivalentes. Inicialmente se asume que el período del edificio es igual al límite superior de la NEC 2015 para análisis estáticos. Para iniciar el cálculo preliminar, se siguen los siguientes pasos:

- Determinación del esfuerzo cortante de la ase
- Distribución vertical de las fuerzas
- Distribución horizontal de las fuerzas en los pórticos
- Dimensionamiento de las riostras

Para el cálculo preliminar se puede suponer que el esfuerzo cortante en el pórtico es resistido en su totalidad por las riostras.

Los efectos de la excentricidad accidental se desprecian durante el proceso de dimensionamiento inicial de los elementos, sabiendo que el esfuerzo cortante basal de diseño para el posterior análisis del espectro de respuesta modal será probablemente menor que del análisis preliminar del procedimiento de fuerza lateral equivalente. Por lo tanto, para esta configuración, la fuerza axial de la riostra en cualquier nivel es:

$$P_u = \frac{V_i}{\cos \theta}$$

Ecuación 12

Donde

P_u = Es la fuerza axial de la riostra

V_i = Es el esfuerzo cortante del pórtico en el nivel

θ = Es el ángulo de la riostra respecto a la horizontal

En pórticos arriostrados por pandeo, es típico despreciar las fuerzas de gravedad en el diseño de las riostras. Esto se debe a los posibles efectos adversos que podrían resultar del exceso de resistencia debido al diseño para las fuerzas de gravedad. Asumiendo que las fuerzas de gravedad son similares en todos los niveles, en los niveles superiores, donde las fuerzas sísmicas de diseño son menores, el grado de resistencia sería alto. En los niveles inferiores, las fuerzas sísmicas de diseño serían probablemente más altas y la sobre resistencia mucho más baja. Esta distribución de la sobrecarga sería desfavorable para la deformación distribuida. Eso contrasta con las riostras en pórticos especiales arriostrados concéntricamente, en los que las cargas de

gravidad deben incluirse en el diseño de las riostras para evitar el pandeo a niveles bajos de fuerza sísmica. [18]

Las resistencias requeridas de las riostras se muestran en la siguiente hoja de Excel que se creó para el proceso iterativo del diseño de las riostras de pandeo restringido. Las áreas de las riostras se dimensionan estableciendo la resistencia de diseño igual a la resistencia requerida. [17]

Donde:

$\Phi = 0.90$ Para el estado límite de fluencia

$$\Phi P_{y_{sc}} = P_u$$

Ecuación 13

$$\Phi P_{y_{sc}} = \Phi F_{y_{sc}} A_{sc}$$

Ecuación 14

$$A_{sc} = \frac{P_u}{\Phi F_{y_{sc}}}$$

Ecuación 15

Los tamaños de las vigas y columnas preliminares se determinarán en función de los tamaños de las riostras seleccionados.

Las fuerzas correspondientes a las resistencias ajustadas de las riostras en compresión y tensión se utilizan para calcular los esfuerzos axiales máximos en vigas y columnas. Las fuerzas de flexión inducidas por la deriva se desprecian, tal y como permite el AISC 341. Esto permite un procedimiento sencillo para derivar las fuerzas de diseño para los elementos estructurales que rodean los tirantes. El resultado práctico de no tener en cuenta estas fuerzas de flexión es que es probable que se produzca una cierta flexión en la deriva del piso de cálculo. Para derivar las fuerzas de las columnas y

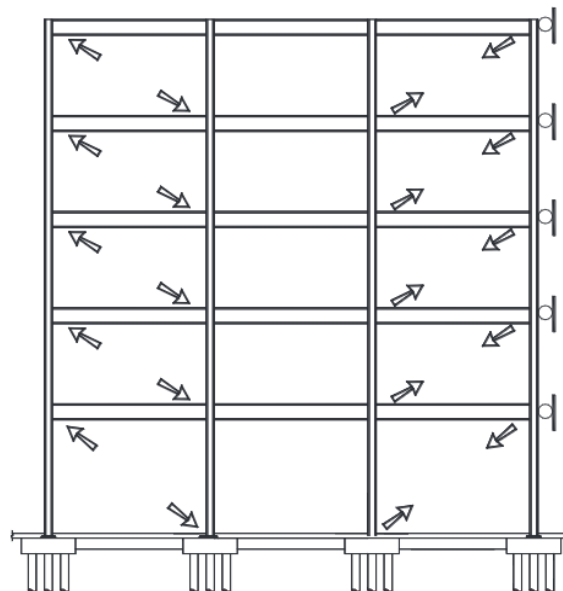
vigas, las resistencias ajustadas de las riostras en compresión y tensión se calculan utilizando las ecuaciones $T_{max}-C_{max}$. [17]

Hace que estas fuerzas se impongan sobre el armazón, como se muestra en a figura SIGUIENTE. Puede construirse un modelo de análisis similar al de esta figura, o puede utilizarse una simple trigonometría para obtener las fuerzas de las columnas y vigas. La fuerza axial sísmica del pilar en compresión es

$$E_h = \sum_1^n C_{max_i} \sin \theta_i$$

Ecuación 16

Figura 36: Mecanismo de fuerzas aplicado al marco



Fuente: Ductile Designo d Steel Structures

Estas fuerzas se combinan con las fuerzas de gravedad mediante la siguiente combinación:

$$R_u = (1.2 + 0.2S_{DS})D + 0.5L + E$$

Ecuación 17

La fuerza axial sísmica de la columna es

$$E_h = \sum_1^n T_{max_i} \sin \theta_i$$

Ecuación 18

Estas fuerzas se combinan con las fuerzas de gravedad mediante la siguiente combinación:

$$R_u = (0.9 - 0.2S_{DS})D - E$$

Ecuación 19

Las vigas se diseñan igualmente en función de la capacidad de las riostras teniendo en cuenta el mecanismo previo. En cada nivel, la capacidad de corte del bastidor puede atribuirse a las riostras:

$$V_{mech(i)} = C_{max(i)} \cos \theta_i$$

Ecuación 20

Donde:

$V_{mech(i)}$ = Es el esfuerzo cortante del bastidor correspondiente al mecanismo previsto.

La fuerza axial en la viga anterior se aproxima como:

$$P_{u(i)} = V_{mech(i)}$$

Ecuación 21

Esto sobreestima un poco la fuerza axial de la viga, ya que supone que toda la fuerza fluye a través de la estructura, ya sea desde la riostra superior o desde el colector opuesto a la conexión superior de la riostra inferior. En la disposición en planta de este edificio en particular, es probable que una pequeña parte de la fuerza entre el colector más cercano de la riostra. En algunas configuraciones, una gran parte de la fuerza debe ser arrastrada a través del armazón debido a que las riostras están situadas cerca de los extremos. En estos casos, la fuerza axial de la viga de la riostra puede superar el valor calculado de esta manera. [17]

El momento de gravedad en la viga de las riostras (calculado sin tener en cuenta el apoyo en el centro del vano proporcionado por las riostras). Se considera las dos combinaciones de carga siguientes:

$$R_u = (1.2 + 0.2S_{DS})D + 0.5L + E$$

Ecuación 22

$$R_u = (0.9 - 0.2S_{DS})D - E$$

Ecuación 23

Los tamaños preliminares de las vigas se presentan en la tabla NEXT. Utilizando estos tamaños preliminares se construye un modelo informático tridimensional. Como se ha comentado en el punto 10.4, la configuración no prismática de la riostra debe tenerse en cuenta en el modelo. La rigidez efectiva de la riostra se suele tener en cuenta modificando el módulo de Young de un elemento de la riostra modelado como el área del núcleo de acero que se extiende de un punto de trabajo a otro. [17]

El valor modificado es

$$E' = \frac{K_{ef}L}{A_{y_{sc}}}$$

Ecuación 24

Donde

E = Es el módulo de Young ajustado para tener en cuenta el miembro no prismático

K_{ef} = Es la rigidez de la riostra

L = Es la longitud total de la riostra en el modelo

Para configuraciones con riostras de la misma longitud y del mismo tipo, el valor del Módulo de Young ajustado se suele tomar como uniforme para todas las riostras. Se suele utilizar un factor $C = E'/E$ entre 1,3-1,8. En este ejemplo, el módulo de Young se multiplica por un factor de 1,5 para aproximar la rigidez correcta de la riostra. Se realiza un análisis del espectro de respuesta modal en este modelo utilizando el

espectro de respuesta de diseño. Las derivas entre pisos se comparan con las derivas permitidas y se comprueban los tamaños de los elementos de las riostras. [18]

Tabla 2: Área (cm) - Riostras

20%	AREA NUEVA	ANCHO	ANCHO ASUMIDO	Asc real (cm ²)	Tye (Tn) TRACCION	Pye (Tn) COMPRESION	TRACCION X	TRACCION y	COMPRESION X	COMPRESION Y
2574,94813	0,5715	0,3	15	28,575	79,5556575	111,3779205	56,2543449	56,2543449	78,7560829	78,7560829
3433,26417	0,762	0,4	15	28,575	79,5556575	111,3779205	56,2543449	56,2543449	78,7560829	78,7560829
4291,58021	0,9525	0,5	15	28,575	79,5556575	111,3779205	56,2543449	56,2543449	78,7560829	78,7560829
5149,89625	1,143	0,6	15	28,575	79,5556575	111,3779205	56,2543449	56,2543449	78,7560829	78,7560829
6008,21229	1,3335	0,7	15	28,575	79,5556575	111,3779205	56,2543449	56,2543449	78,7560829	78,7560829

Fuente: Julio Zamora

El tamaño de las riostras puede reducirse, reduciendo los esfuerzos axiales resultantes basados en el mecanismo de vigas y columnas y, en consecuencia, el tamaño de dichos miembros. Por lo general, basta con una o dos iteraciones, y las siguientes pueden dar lugar a pocos o ningún cambio. Los tamaños finales de las barras se muestran en la tabla:

Tabla 3: Área (cm²) Riostras

20%	AREA NUEVA	ANCHO	ANCHO ASUMIDO	Asc real (cm ²)	Tye (Tn) TRACCION	Pye (Tn) COMPRESION	TRACCION X	TRACCION y	COMPRESION X	COMPRESION Y
2264,4727	0,5715	0,3	15	28,575	79,5556575	111,377921	56,2543449	56,2543449	78,75608286	78,7560829
3019,29694	0,762	0,4	15	28,575	79,5556575	111,377921	56,2543449	56,2543449	78,75608286	78,7560829
3774,12117	0,9525	0,5	15	28,575	79,5556575	111,377921	56,2543449	56,2543449	78,75608286	78,7560829
4528,94541	1,143	0,6	15	28,575	79,5556575	111,377921	56,2543449	56,2543449	78,75608286	78,7560829

Fuente: Julio Zamora

2.10.5 Validación y pruebas de las riostras

Una vez seleccionado el fabricante de la riostra, se suele revisar el diseño para garantizar la validez de los supuestos originales, para producir un diseño final. Aquí se supone que, en consulta con el fabricante de las riostras, se obtienen los diseños de las riostras. En particular, una vez conocidas las propiedades de las riostras, es importante verificar que el factor de endurecimiento por deformación, ω , y el factor de sobre resistencia a la compresión, β , asumidos en el diseño son consistentes con los obtenidos de las pruebas del fabricante de las riostras. [17]

Para ello, las tensiones de las riostras se calculan al doble de la deriva de piso de diseño en cada nivel (Δ_i). Para establecer las tensiones de las riostras, esta deriva no debe ser inferior al 1%. La deriva del piso de diseño se determina como sigue:

$$\Delta_i = C_{di} \Delta_{ei}$$

Ecuación 25

Donde

Δ_{ei} = Es la deriva elástica del piso

C_{di} = El factor de amplificación de la deflexión

Las deformaciones axiales inelásticas de las riostras se determinan a partir de la deriva de piso de diseño basada en la geometría del marco:

$$\Delta_{bri} = \Delta_i \cos \theta_i$$

Ecuación 26

Donde

Δ_{bri} = Es la deformación de la riostra en la deriva del piso de diseño

En conjunción con las longitudes de fluencia, pueden ser convertidas en deformación para su uso en la verificación de los factores de endurecimiento por deformación. (Nótese que la conversión a deformación requiere el conocimiento de la longitud de fluencia y, por lo tanto, es específica para el tipo y la configuración de la riostra; no puede hacerse genéricamente).

Se mostrarán en el capítulo III las deformaciones de las riostras orientadas en la dirección X y Y. Esta deformación se utiliza para extraer los valores del factor de endurecimiento por deformación, ω , y el factor de sobre resistencia a la compresión β de los ensayos del fabricante. Si estos valores son inferiores a los asumidos en las primeras fases del diseño, no es necesario rediseñar el diseño. [18]

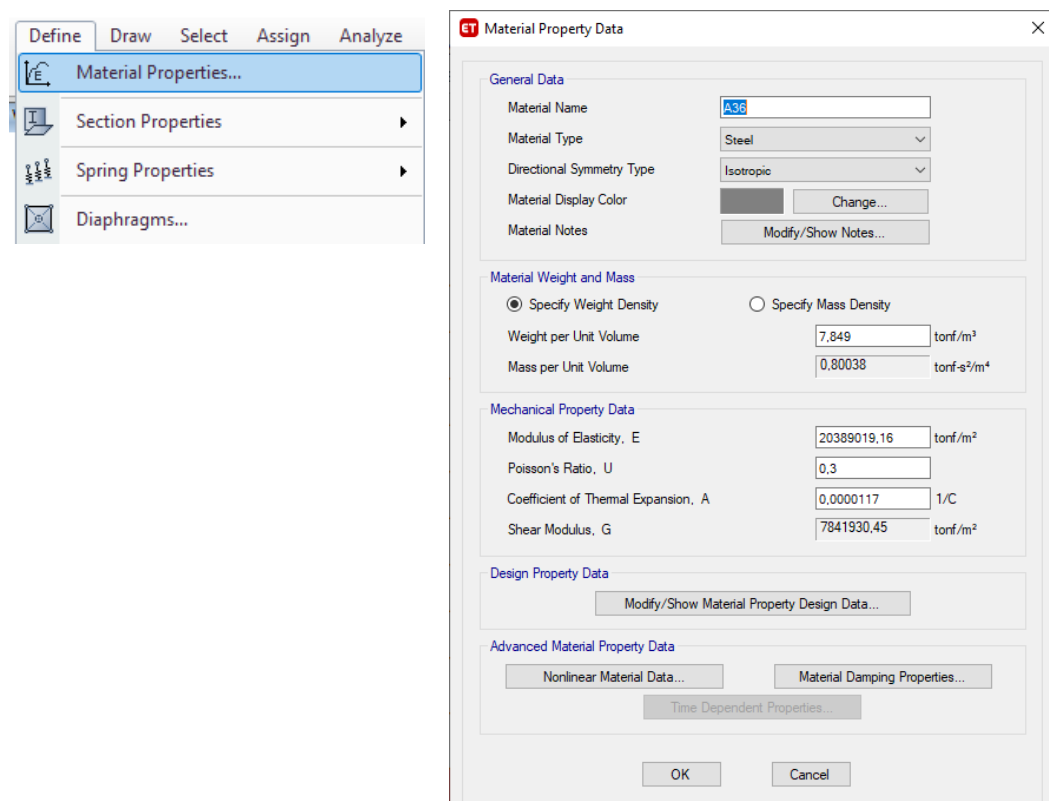
2.10.6 Procedimiento para la creación y calibración de las riostras de pandeo restringido en Etabs ejes X y Y

Eje Y'

En nuestra hoja de diseño de los BRB's sentido Y', procedemos a ingresar los datos obtenidos de nuestro espectro de respuesta modal para obtener un área en cm^2 para así obtener un ancho efectivo con su debido espesor de la riostra de pandeo restringido para ingresar en el Etabs.

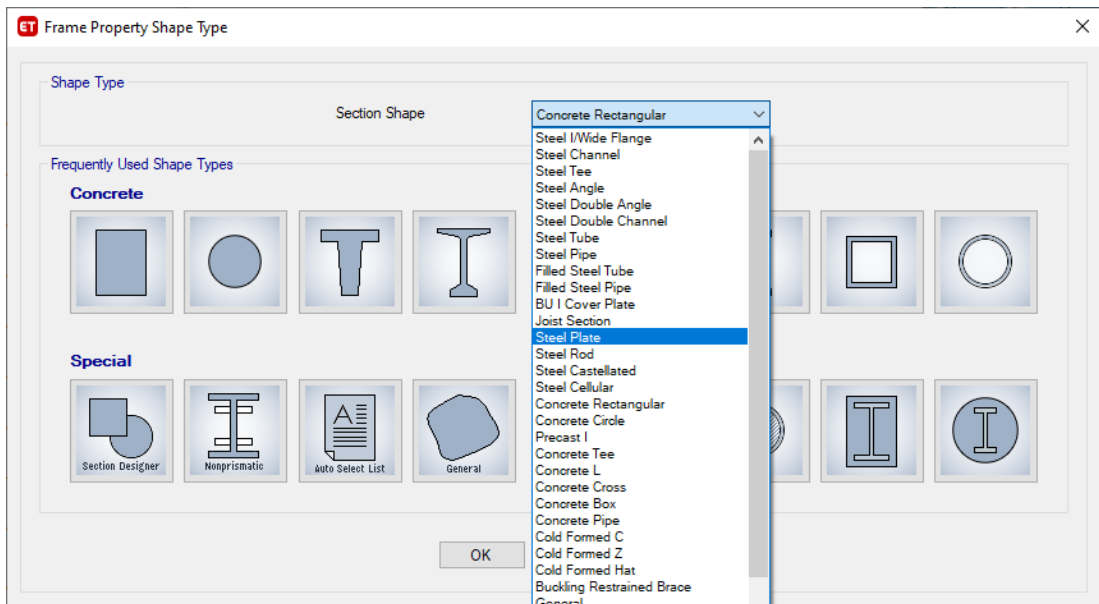
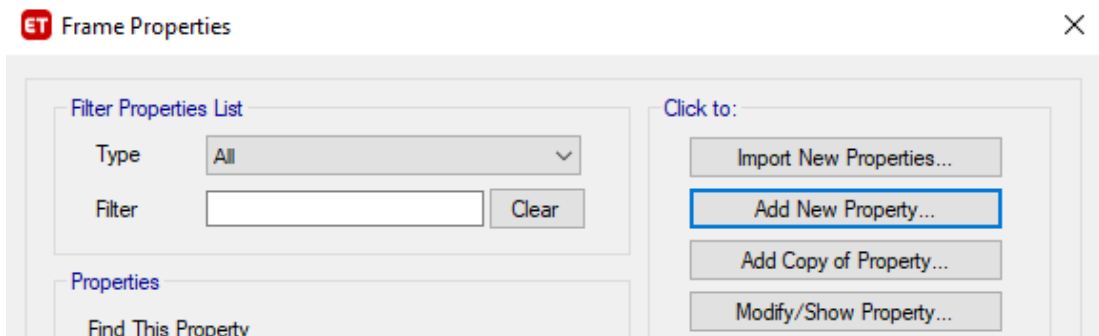
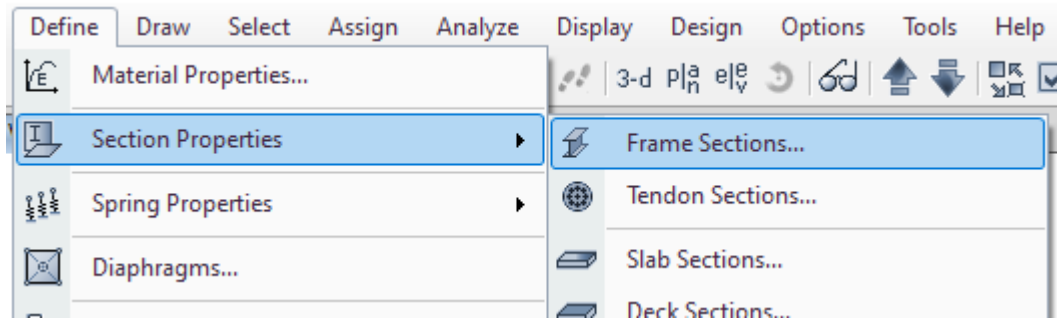
En el Etabs, nos dirigimos a Define – Material Properties y asignamos un nuevo material en este caso Acero tipo A36 que se utilizó para el diseño de los BRB's

Figura 37: Definición del tipo de material



Fuente: ETABS 2018

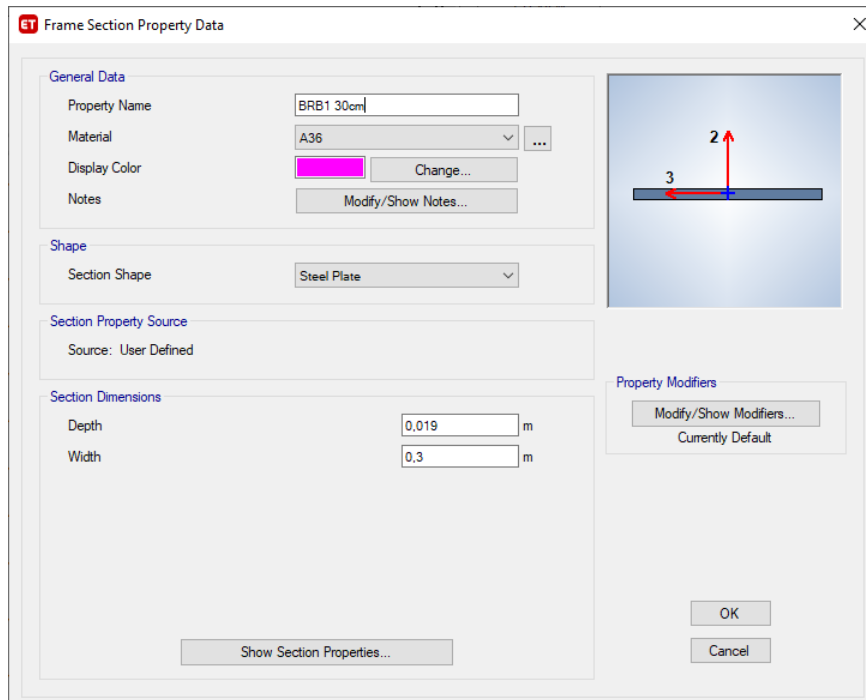
Figura 38: Definición del tipo de sección



Fuente: ETABS 2018

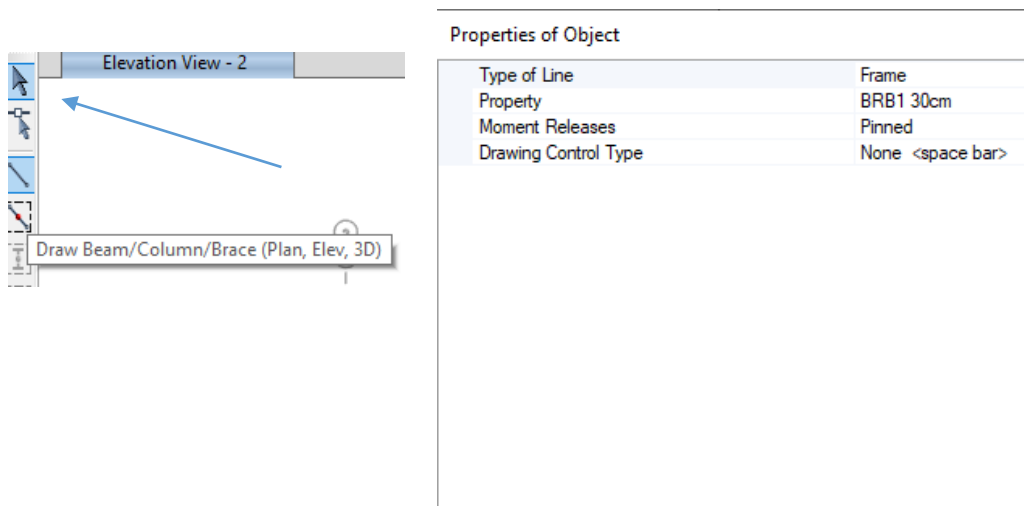
Procedemos a crear las Riostras de Pandeo Restringido con su respectivo nombre, seleccionamos el tipo de acero del BRB, damos el ancho efectivo como su espesor, esto aplicamos para los diferentes tipos de BRB's que se utilizarán en el eje Y en su primer Período de Vibración.

Figura 39: Definición de los diferentes tipos de BRB's



Fuente: ETABS 2018

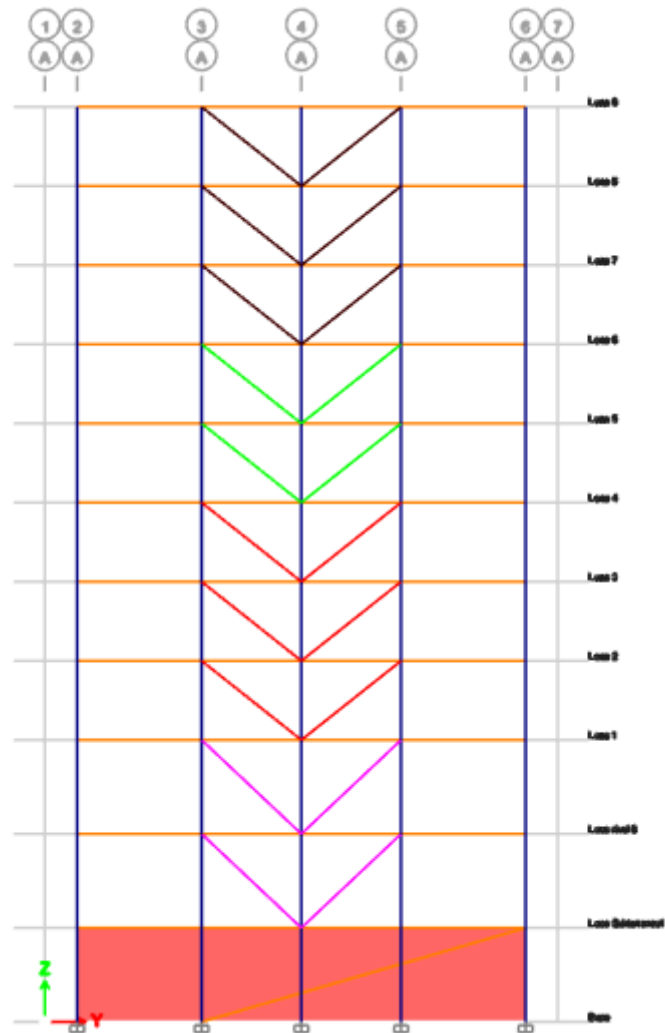
Figura 40: Creación de los diferentes tipos de BRB's en la estructura sentido Y.



Fuente: ETABS 2018

Dádonos cómo resultado el siguiente modelo implementado BRB's en dos caras del sentido Y'

Figura 41: Creación de los diferentes tipos de BRB's en la estructura



Fuente: ETABS 2018

Procedemos a correr el programa en el sentido Y' dándonos como dato para ingresarlo en el espectro de respuesta modal un

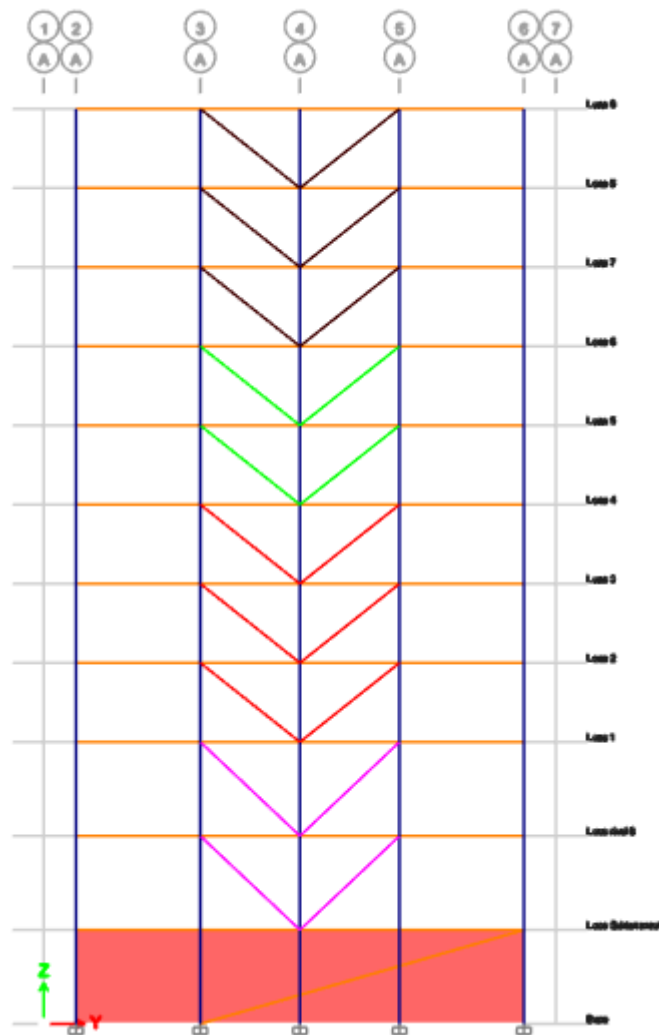
T modal (s)	1,1345
--------------------	--------

Procedemos a realizar la segunda iteración con la modificación del espectro de respuesta modal con este nuevo T Modal, modificando los factores del espectro de

respuesta modal dándonos nuevos datos para la creación del segundo modelo de la estructura en el sentido Y'

Con estos nuevos datos procedemos a la revisión de las nuevas áreas de acero que se deberán implementar en los BRB's del sentido Y', dándonos el siguiente modelo estructural:

Figura 42: Creación de los diferentes tipos de BRB's en la estructura



Fuente: ETABS 2018

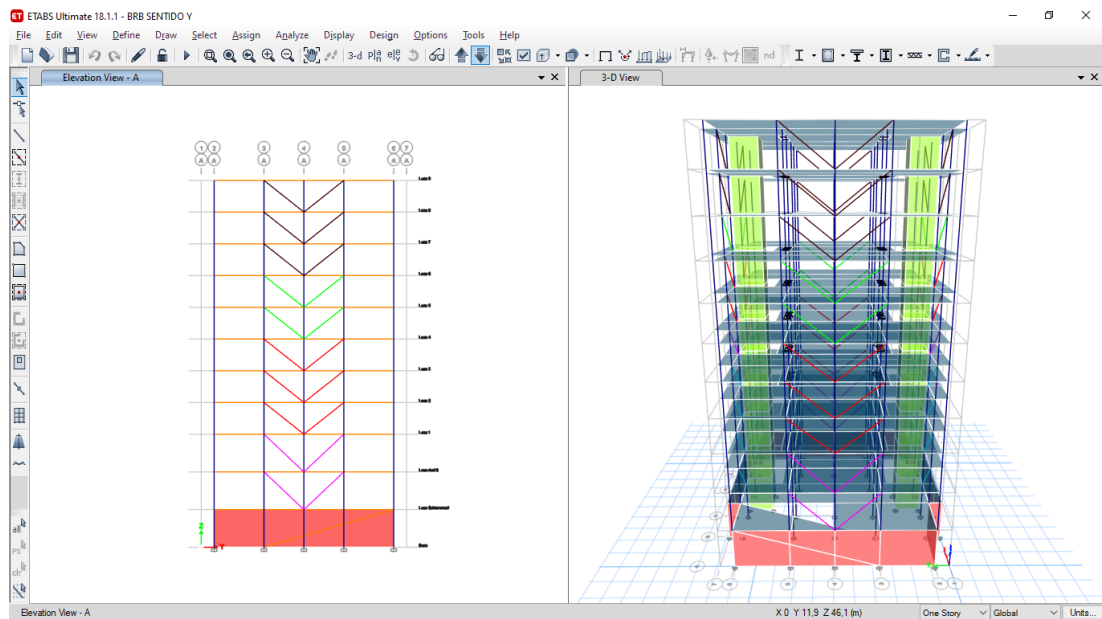
Procedemos a correr el programa en el sentido Y', con las nuevas áreas calculadas de los BRB's dándonos como dato para ingresarlo en el espectro de respuesta modal un

T modal (s)	1,1065
--------------------	--------

Procedemos a realizar la tercera iteración con la modificación del espectro de respuesta modal con este nuevo T Modal, modificando los factores del espectro de respuesta modal dándonos nuevos datos para la creación del segundo modelo de la estructura en el sentido Y'

Con estos nuevos datos procedemos a la revisión de las nuevas áreas de acero que se deberán implementar en los BRB's del sentido Y',

Figura 43: Revisión de las nuevas áreas de acero de BRB's



Fuente: ETABS 2018

Procedemos a correr el programa en el sentido Y', con las nuevas áreas calculadas de los BRB's dándonos como dato para ingresarlo en el espectro de respuesta modal un

T modal (s)	1,1048
--------------------	--------

Esto nos indica que el período de vibración en el sentido Y' llegó a su punto de equilibrio dándonos un T modal en la segunda iteración de 1,1065 y en la tercera iteración un período de vibración de 1,1048 que indican un margen de error menor al 1% en los períodos de vibración que se especifica para el diseño de BRB's en el AISC 341 K.

Eje X'

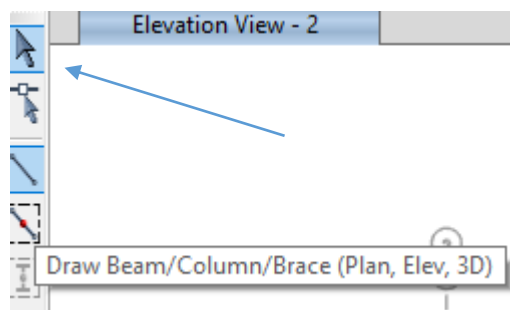
En nuestra hoja de diseño de los BRB's sentido X', procedemos a ingresar los datos obtenidos de nuestro espectro de respuesta modal obtenido ya con la implementación de los BRB's en el sentido Y', para obtener un área en cm² para así obtener un ancho efectivo con su debido espesor de la riostra de pandeo restringido para ingresar en el Etabs.

T (s)	1,1075
-------	--------

Procedemos a crear las Riostras de Pandeo Restringido con su respectivo nombre, seleccionamos el tipo de acero del BRB, damos el ancho efectivo como su espesor, esto aplicamos para los diferentes tipos de BRB's que se utilizarán en el eje X en su primer Período de Vibración.

Nos dirigimos a la barra de herramientas y elegimos la opción Draw Beam/Column/Brace

Figura 44: Creación de los diferentes tipos de BRB's en la estructura sentido X.



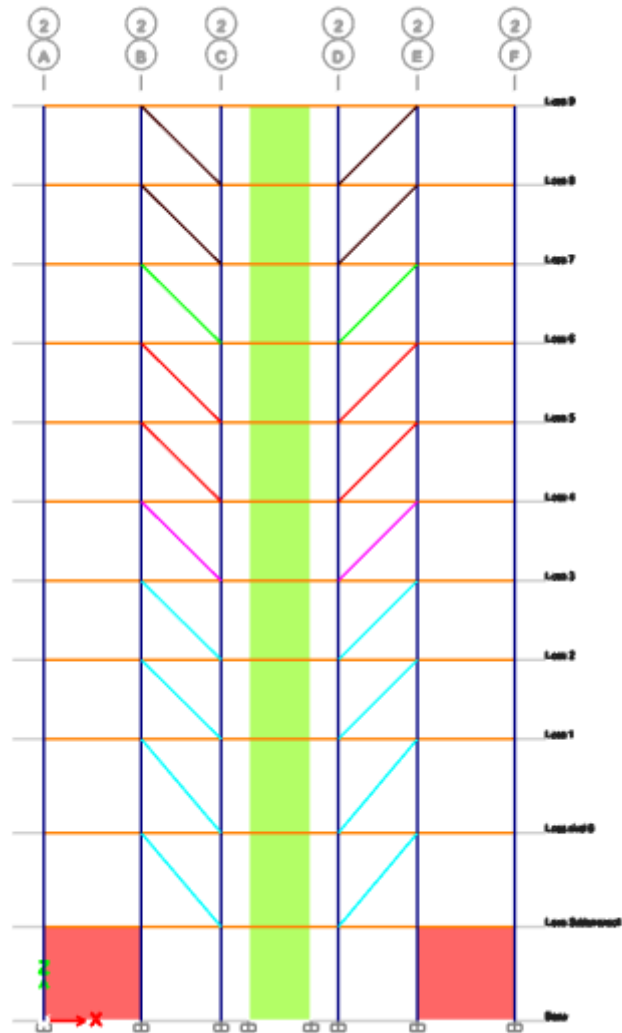
Properties of Object	
Type of Line	Frame
Property	BRB1 30cm
Moment Releases	Pinned
Drawing Control Type	None <space bar>

Fuente: ETABS 2018

Elegimos la sección de BRB que vayamos a crear en el primer nivel en el sentido X.

Dádonos cómo resultado el siguiente modelo estructural implementando los BRB's, en los dos ejes del sentido X'

Figura 45: Creación de los diferentes tipos de BRB's en el modelo de Etabs.



Fuente: ETABS 2018

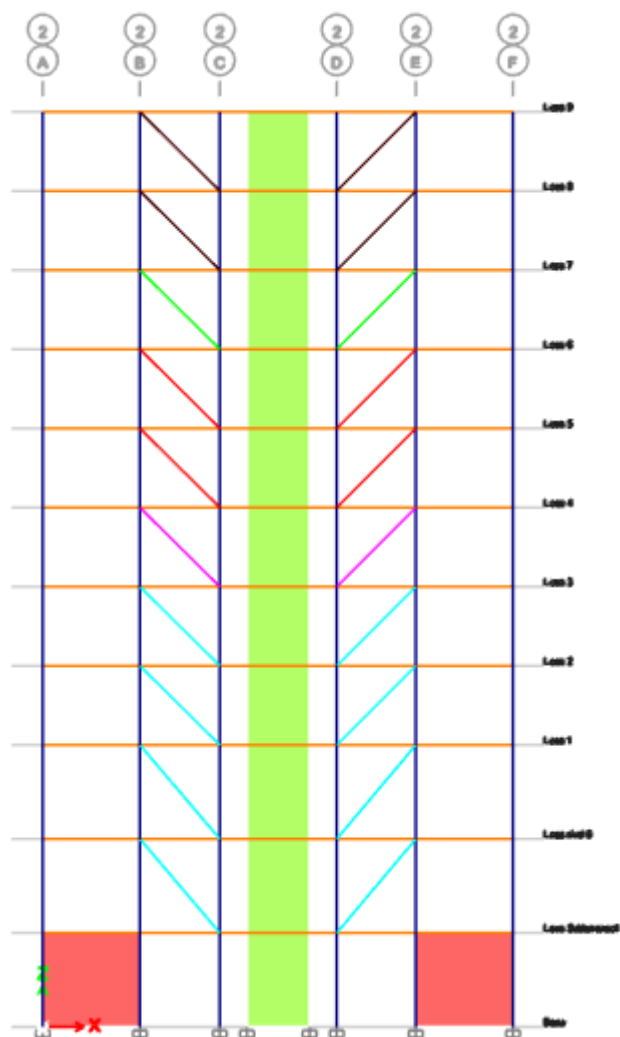
Procedemos a correr el programa en el sentido X' dándonos como dato para ingresarlo en el espectro de respuesta modal un

T modal (s)	0,9026
--------------------	--------

Procedemos a realizar la segunda iteración con la modificación del espectro de respuesta modal con este nuevo T Modal, modificando los factores del espectro de respuesta modal dándonos nuevos datos para la creación del segundo modelo de la estructura en el sentido X'

Con estos nuevos datos procedemos a la revisión de las nuevas áreas de acero que se deberán implementar en los BRB's del sentido X', obteniendo un nuevo modelo estructural

Figura 46: Creación de los diferentes tipos de BRB's en el modelo de Etabs.



Fuente: ETABS 2018

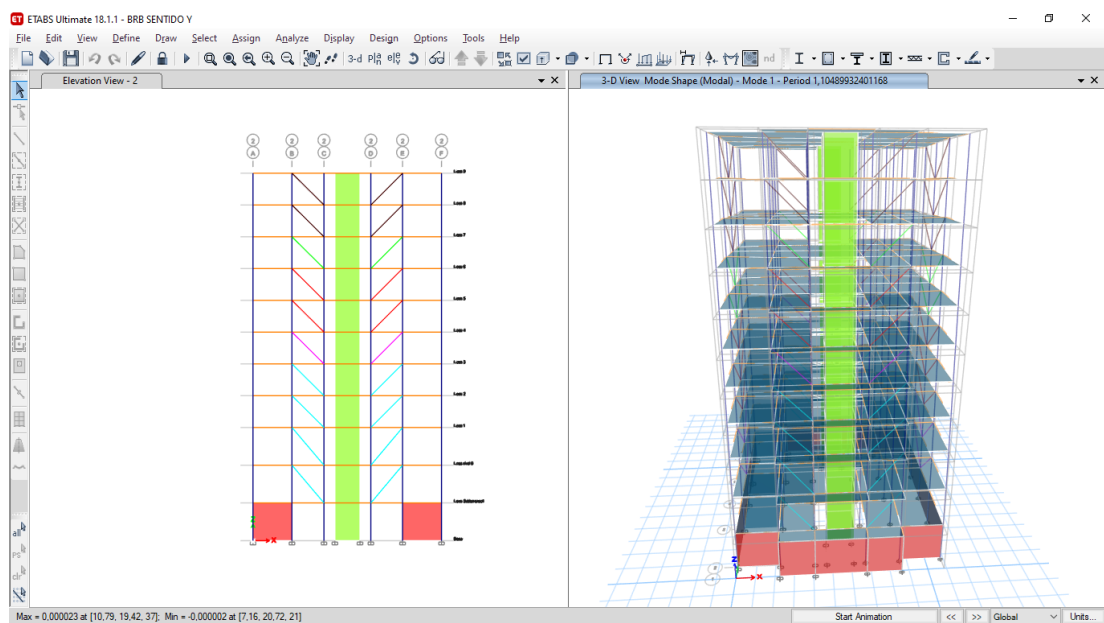
Procedemos a correr el programa en el sentido X', con las nuevas áreas calculadas de los BRB's dándonos como dato para ingresarlo en el espectro de respuesta modal un

T modal (s)	0,8892
--------------------	--------

Procedemos a realizar la tercera iteración con la modificación del espectro de respuesta modal con este nuevo T Modal, modificando los factores del espectro de respuesta modal dándonos nuevos datos para la creación del tercer modelo estructural en el sentido X'

Con estos nuevos datos procedemos a la revisión de las nuevas áreas de acero que se deberán implementar en los BRB's del sentido X',

Figura 47: Revisión de las nuevas áreas de acero de BRB's



Fuente: ETABS 2018

Procedemos a correr el programa en el sentido X', con las nuevas áreas calculadas de los BRB's dándonos como dato para ingresarlo en el espectro de respuesta modal un

T modal (s)	0,8838
--------------------	--------

Esto nos indica que el período de vibración en el sentido X' llegó a su punto de equilibrio dándonos un T modal en la segunda iteración de 0,8892 y en la tercera iteración un período de vibración de 0,8838 que indican un margen de error menor al

1% en los períodos de vibración que se especifica para el diseño de BRB's en el AISC 341 K. [1]

2.10.6.1 Finalización del Diseño

Quedan varios elementos para completar el diseño. Aunque cada uno de estos elementos es necesario e importante, la ejecución es similar a la de muchos otros componentes del diseño de un edificio, entonces una vez culminado el diseño de los BRB's en el sentido X' como en el sentido Y' obteniendo un diseño final, procedemos a ejecutar un análisis estático lineal y no lineal PushOver para medir el desempeño de la estructura con la ayuda de las riostras de pandeo restringido y ver qué tan factible sería su implementación en estructuras de mediana altura en la ciudad de Ambato. [7]

2.10.7 Revisión de las conexiones

Actualmente se utilizan tres configuraciones para las conexiones de los BRB's, las cuales presentan ventajas y desventajas:

Pernada Estándar

Figura 48: Conexión pernada estándar



Fuente: Firas I.

Ventajas

- Los agujeros sobredimensionados permiten una mayor tolerancia en el armado de la estructura.

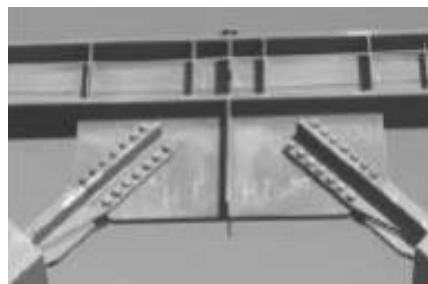
- Gran cantidad de pernos proporcionan una mayor redundancia a la conexión distribuyen mejor las deformaciones inelásticas en las platinas de conexión (Gusset Plates). [19]

Desventajas

- A mayor tamaño en las platinas de conexión (Gusset Plates), menor longitud de fluencia para los BRB's.
- Requieren de un mayor trabajo y tiempo por la cantidad de pernos y de platinas de empalme en la conexión.
- Se presentan momentos secundarios debido a que no es una articulación.

Pernada Modificada

Figura 49: Conexión pernada modificada



Fuente: Firas I.

Ventajas

- Las mismas que la conexión pernada estándar.
- Menor cantidad de pernos y ninguna platina de empalme.
- Reducción del tiempo de trabajo.

Desventajas

- Las mismas que la conexión pernada estándar.

Pasador o Articulada

Figura 47: Conexión articulada



Fuente: Firas I.

Ventajas

- Mayor longitud de fluencia del BRB.
- La articulación real elimina los momentos secundarios debido a las derivas.
- Reducción en los costos de instalación.

Desventajas

- La tolerancia para el montaje es menor (1/32'' aprox)
- Todas las conexiones deben cumplir con la normativa vigente establecida en el FEMA 2009 y en las provisiones sísmicas AISC 2010.

Una de las principales diferencias entre las conexiones pernadas y las articuladas, es que en las primeras se presenta transmisión de momentos generados por la rotación del nudo viga-columna que producen fallas en las vigas, en las columnas y en las platinas de conexión (Gusset). [19]

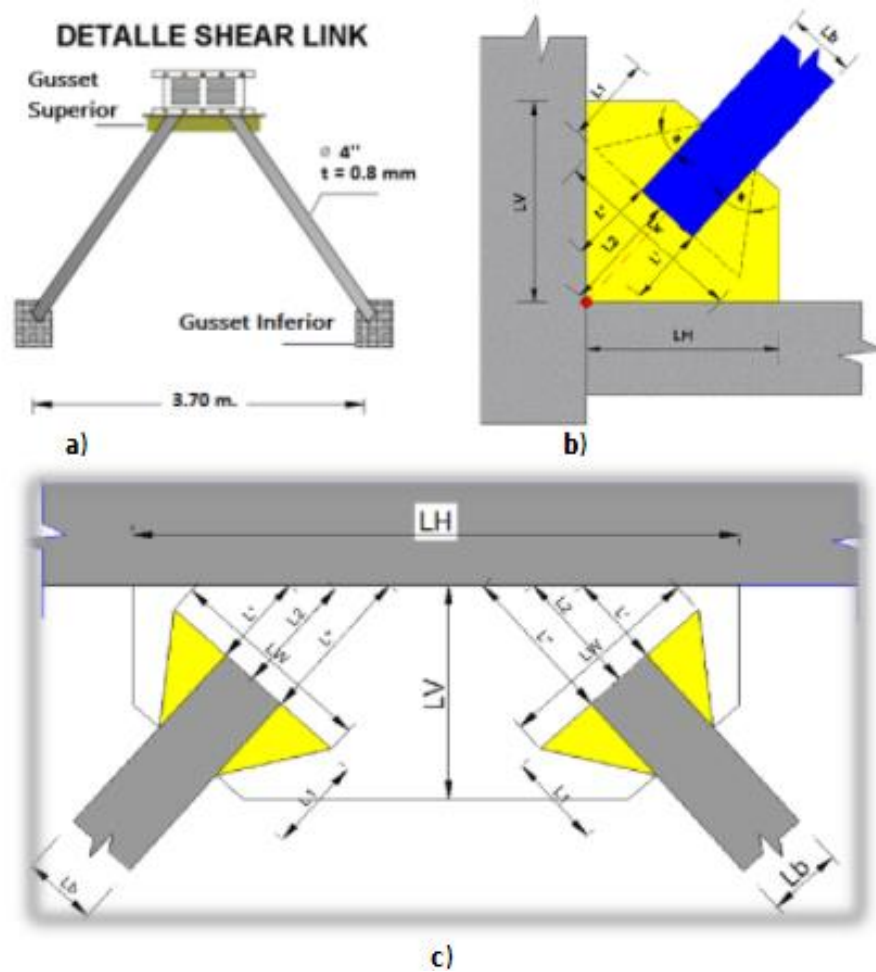
2.10.8 Diseño de una Placa Gusset

En este punto los disipadores de energía, va sobre una placa horizontal y la Placa Gusset superior es perpendicular a la placa horizontal a continuación, se presentará un ejemplo de cálculo con los siguientes parámetros:

- Resistencia a tensión
- Resistencia a cortante vetical
- Resistencia por bloque cortante
- Resistencia a la compresión

-Soldadura aplicando el método LRFD (Load Resistance Factor Design) del AISC 2010. [19]

Figura 50: a) Contraviento en forma de “V” invertida e identificación de Placas Gusset; b) Placa Gusset inferior y nomenclatura; c) Placa Gusset superior.



Fuente: Aguiar R.

2.10.8.1 Resistencia a la tensión

La capacidad a tensión se comprueba con las siguientes ecuaciones.

$$A_w = L_w \cdot t_p$$

Ecuación 47

$$\theta R_n = \theta F_y A_w$$

Ecuación 48

Donde

A_w = Es el área de la sección de la placa Gusset

L_w = Es el ancho de la sección Whitmore

tp = Es el espesor de la placa

F_y = Es el mínimo esfuerzo de fluencia especificado

ϕ = Factor de diseño el cual es 0,9 para el diseño LRFD

ϕR_n = Es la fuerza de diseño (Capacidad)

En la figura # b y c, se indica la longitud L_w la misma que se calcula en función del ángulo α que define el trapecio de presiones del modelo de Whitmore, un valor recomendado es $\alpha = 30^\circ$ (Dow swell 2011, Kotulka 2007)

2.10.8.2 Resistencia a cortante vertical

De acuerdo con el AISC 360-10, Capítulo J, se tiene que el factor

$\Theta = 1$

$$A_{gv} = (L_1 + L_2) \cdot tp$$

Ecuación 49

$$\Theta R_n = 0.6 F_y A_{gv}$$

Ecuación 50

Las longitudes L_1 y L_2 , están indicadas en la figura #

tp = es el espesor de la placa Gusset.

A_{gv} = Es el área bruta al cortante

Resistencia por bloque de cortante

La fluencia al cortante y fractura a tensión viene dada, por:

$$\phi R_n = \phi [0.6 F_y A_{gv} + F_u A_{nt}]$$

Ecuación 51

La fluencia a tensión y fractura a cortante viene dada, por:

$$\phi Rn = \phi [0.6 Fu Anv + Fy Agt]$$

Ecuación 52

Donde

Ant = Es el área neta a tensión

Agt = Es el área bruta a tensión

Anv = Es el área neta a cortante

Agv = Es el área bruta a corte

Θ = Es el factor de minoración de los esfuerzos por fractura a tracción, $\Theta = 0,75$

Fu = Es el esfuerzo último del material

$$Ant = Lb \cdot tp$$

Ecuación 53

Donde

Lb = Es el diámetro del tubo, en este caso se cumple que $Agt = Ant$

La capacidad por bloque de cortante viene dada por la menor de las ecuaciones. [19]

2.10.8.4 Resistencia a la compresión

La longitud necesaria para la resistencia al pandeo se calcula en base a la siguiente ecuación, en la figura, se identifica el significado de cada una de las variables.

$$L_g = \frac{L' + L_2 + L''}{3}$$

Ecuación 54

La sección transversal con la que se verifica la compresión tiene un ancho L_w (*Longitud de Whitmore*) y una altura tp , de tal forma que:

$$I_g = \frac{L_w t_p^3}{12}$$

Ecuación 55

$$A_g = L_w * t_p \quad \text{Ecuación 56}$$

$$r = \sqrt{\frac{I_g}{A_g}} \quad \text{Ecuación 57}$$

Donde

I_g, A_g =son el momento de inercia y el área de la sección transversal

r = Es el radio de giro

k = Es el factor de longitud efectiva, se halla de la siguiente manera.

$$K = \frac{K_m}{\sqrt{1 + \frac{1}{1 + \frac{2L_w}{L_g}}}} \quad \text{Ecuación 58}$$

Se considera $km= 1,2$. Ahora se determina la relación de esbeltez de la placa

$$\frac{K L_w}{r} \leq 25 \quad \rightarrow P_n = F_y A_g \quad \text{Ecuación 59}$$

Cuando $\frac{K L_w}{r} \leq 25$ se debe aplicar las disposiciones del capítulo E, del AISC 2010, que indica a continuación.

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K L_g}{r}\right)^2} \quad \text{Ecuación 60}$$

Donde

F_e = Es la resistencia elástica. Ahora se debe verificar la relación.

$$\frac{F_y}{F_e} \leq 2.25 \quad \rightarrow F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e}\right] F_y \quad \text{Ecuación 61}$$

$$\frac{F_y}{F_e} > 2.25 \quad \rightarrow F_{cr} = 0.877 F_e \quad \text{Ecuación 62}$$

Donde

F_{cr} = Es el esfuerzo a compresión. Finalmente se tiene que la capacidad a compresión vale.

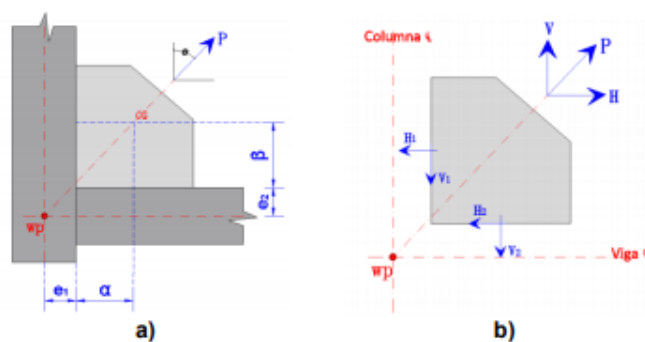
$$\phi P_n = \phi F_{cr} A_g \quad \text{Ecuación 63}$$

El factor $\phi = 0.9$. Por otro lado, se debe comprobar que la resistencia a compresión de la placa Gusset sea mayor a la resistencia a la compresión de la capacidad de la diagonal; caso contrario se deberá rediseñar. [19]

2.10.8.5 Soldadura

Para el diseño de la conexión soldada entre la placa Gusset y la viga inferior o columna, se utiliza el Método de Fuerzas Uniformes (MFU), para ellos es necesario mirar la nomenclatura que se utilizará, la misma que se indica en la figura NEXTa, y las fuerzas que se transmiten a las placas debido a la fuerza de tracción de la Placa Gusset, figura nextB, que es la intersección de los ejes de la viga y la columna. [23]

Figura 51: a) Parámetros del método de fuerzas tomando en cuenta como punto de trabajo w_p en la intersección de los ejes de la columna, viga y diagonal, b) Diagrama de cuerpo libre.



Fuente: Aguiar R.

El significado de las variables indicadas en la figura Anterior,

α = Es la distancia desde la cara de la columna al centroide CG de la Placa Gusset para la conexión de la viga.

B = Es la distancia desde la cara de la viga al centroide de la Placa Gusset

e_2 = Es la profundidad media de la viga

e_1 = Es la profundidad media de la columna

ϕ = Es el ángulo de conexión de la diagonal

Para la colocación de Placas Gusset se utilizará soldadura de filete, para esto es importante tener en cuenta el área efectiva de una soldadura, la misma que depende del diámetro de soldadura, las siguientes ecuaciones proporcionan el espesor de soldadura para un determinado diámetro de soldadura.

$$D \leq 10\text{mm}, t = D$$

$$D \geq 10\text{mm}, t = 0.707D + 3\text{mm}$$

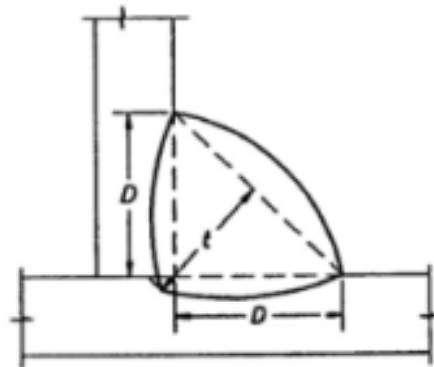
Ecuación 64

Donde

D = Es el diámetro de soldadura a utilizar

t = Es el espesor

Figura 52: Nomenclatura para soldadura de filete en placas Gusset



Fuente: Aguiar R.

A continuación, se presenta el cálculo de las fuerzas que llegan a las placas sobre las que se apoya la Placa Gusset.

2.10.8.5.1 Placa que se une a la columna

$$V_1 = \beta \frac{P}{r}$$

Ecuación 65

$$H_1 = e_1 \frac{P}{r} \quad \text{Ecuación 66}$$

2.10.8.5.2 Placa que se une a la viga

$$V_2 = e_2 \frac{P}{r} \quad \text{Ecuación 67}$$

$$H_2 = \alpha \frac{P}{r} \quad \text{Ecuación 68}$$

De la figura 5b, se tiene del equilibrio de fuerzas:

$$H = H_1 + H_2 \quad \text{Ecuación 69}$$

$$V = V_1 + V_2 \quad \text{Ecuación 70}$$

Para la distribución de la fuerza que se muestra en los diagramas de cuerpo libre figura 5, permanezca libre de momentos en los interfaces de conexión, la siguiente expresión debe cumplirse:

$$\alpha - \beta \tan \theta = e_2 * \tan \theta - e_1 \quad \text{Ecuación 71}$$

Dado que las variables de la derecha de la ecuación 71 están definidos por los miembros conectados (viga, columna y diagonal), el diseñador puede seleccionar valores de α y β para los que la ecuación sea verdadera.

Una vez que α y β han sido determinados, se halla r

$$r = \sqrt{(\alpha + e_1)^2 + (\beta + e_2)^2} \quad \text{Ecuación 72}$$

Luego de este proceso se trabaja con las fuerzas más altas tanto horizontales como verticales.

2.10.8.5.3 Capacidad de soldadura

La resistencia de la soldadura se obtiene con a la siguiente ecuación

$$\phi R_n = \phi L_n D F_{nw} \quad \text{Ecuación 73}$$

Donde

El factor $\phi = 0.75$

L_n = Es la longitud de la soldadura

D = Es el espesor efectivo de soldadura

F_w = Es la resistencia nominal de la soldadura, la misma que se halla de la siguiente manera.

$$F_{nw} = 0.60 * F_{EXX} * (1 + 0.5 * \text{seno}^{1.5}\theta) \quad \text{Ecuación 74}$$

Donde

F_{exx} = Es la resistencia de la soldadura, para el electrodo E70XX, vale 492 MPa

θ = Es el ángulo de carga, medido con respecto al eje X.

La fuerza nominal ϕR_n tiene que ser mayor a las fuerzas que actúan en la interfaz entre la placa y los elementos estructurales (columnas y vigas) denominados: $V1$, $H1$, $V2$, $H2$. Si no cumple se debe incrementar las dimensiones de la placa Gusset para que la longitud de la soldadura sea mayor. [19]

2.10.8.5.4 Revisión de la soldadura de conexión de sujetador a la Placa Gusset

La resistencia al corte en el material base de la soldadura R_{sm} , se halla mediante la siguiente ecuación.

$$R_{sm} = \phi * F_{bm} * A_{bm} \quad \text{Ecuación 75}$$

Donde

El factor $\phi = 0.75$

F_{bm} = Es la capacidad nominal del material base, depende del tipo de acero con el cual se trabaja

A_{bm} = Es igual al área transversal del material base se obtiene multiplicando el espesor por la longitud del cordón de soldadura.

La resistencia al corte en el material de soldadura R_{sc} , se encuentra mediante la siguiente ecuación.

$$R_{sc} = \phi * F_w * A_w$$

Ecuación 76

El valor ϕ ya fue indicado;

F_w = Es la capacidad nominal del electrodo usado en soldadura

A_w = Es el área transversal del material base el cual es igual a la longitud de filete de soldadura por el espesor.

Una vez terminada la revisión al corte se vuelve a utilizar las ecuaciones 75 y 76, para la revisión a tensión, con la única diferencia que $\phi = 0.9$

Una vez que se haya terminado ambos procesos tanto como para cortante y tensión, se trabaja con los resultados más desfavorables que se denomina ϕR_n . La demanda viene dada por los valores $V1$, $H1$, $V2$, $H2$, multiplicados por ϕ . En forma compacta se escribe. [19]

$$\phi F_n \leq \phi R_n$$

Ecuación 77

CAPÍTULO III

3.1 Análisis y Discusión de los resultados

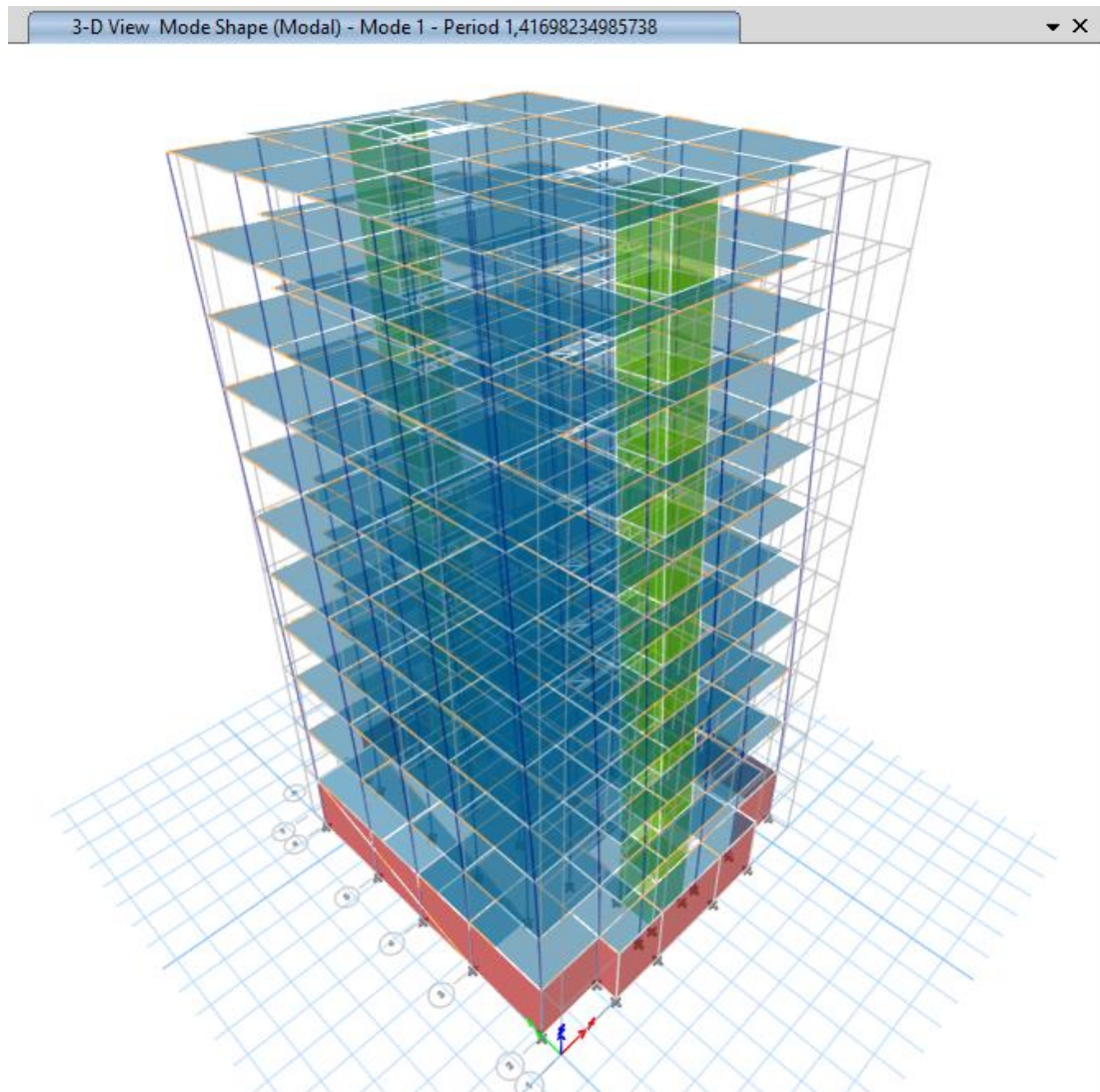
Una vez que se ha modelado y ejecutado el análisis de la estructura sin la aplicación de las riostras de pandeo restringido y con estas se procede a visualizar los resultados de ambas estructuras, se realizará los rediseños de elementos en caso de ser necesarios, para posteriormente verificar el análisis estático no lineal en ambos casos.

3.1.1 Análisis estructural del edificio sin las riostras de pandeo restringido

3.1.1.1 Período de vibración NEC-SE-DS

Sentido Y'

Figura 53: Período de vibración sentido Y'



Fuente: ETABS 2018

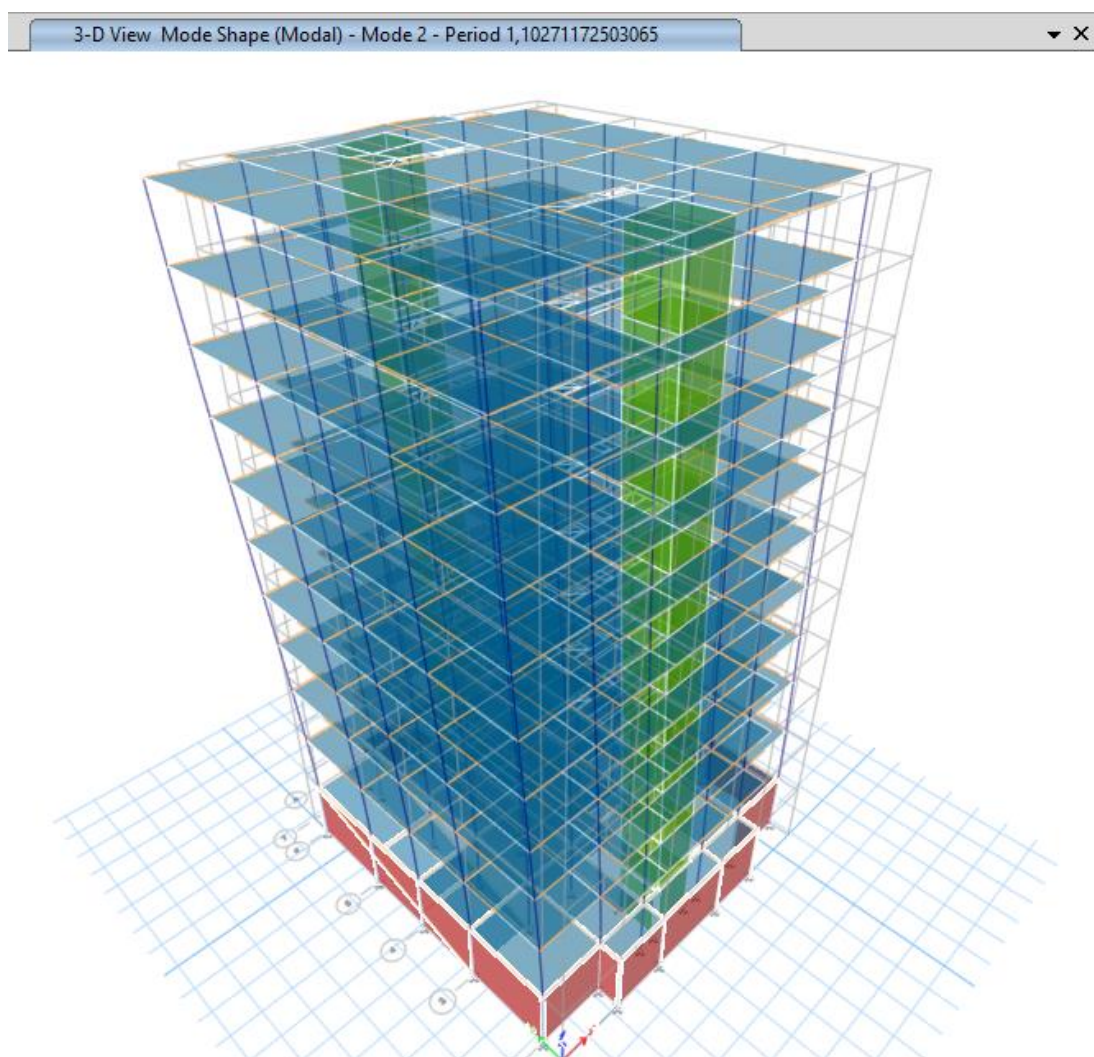
$$T_a (\text{Modal}) \leq 1.3 T_a$$

$$1.42 \leq 1.3 * (1.42)$$

$$1.42 \leq 1.846 \text{ OK}$$

Sentido X'

Figura 54: Período de vibración sentido X'



Fuente: ETABS 2018

$$T_a (\text{Modal}) \leq 1.3 T_a$$

$$1.42 \leq 1.3 * (1.1027)$$

$$1.42 \leq 1.43 \text{ OK}$$

3.1.1.2 Verificación de los factores de participación modal.

Figura 55: Participación modal

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
Modal	1	1,417	0	0,6766	0	0	0,6766	0	0,386	0	1,651E-05
Modal	2	1,103	0,7012	0	0	0,7012	0,6766	0	0	0,3608	0
Modal	3	0,913	0	8,817E-07	0	0,7012	0,6766	0	1,423E-06	0	0,7014
Modal	4	0,357	0	0,1381	0	0,7012	0,8147	0	0,2392	0	1,993E-06
Modal	5	0,302	0,1274	0	0	0,8286	0,8147	0	0	0,282	0
Modal	6	0,267	0	0	0	0,8286	0,8147	0	0	0	0,1098
Modal	7	0,156	0	0,0511	0	0,8286	0,8658	0	0,0747	0	5,14E-07
Modal	8	0,146	0,0417	0	0	0,8703	0,8658	0	0	0,0621	0
Modal	9	0,132	0	0	0	0,8703	0,8658	0	0	0	0,0399
Modal	10	0,092	0,0238	0	0	0,8941	0,8658	0	0	0,0515	5,196E-07
Modal	11	0,09	0	0,029	0	0,8941	0,8948	0	0,0577	0	0
Modal	12	0,082	0	7,506E-07	0	0,8941	0,8948	0	2,258E-06	0	0,0214
Modal	13	0,079	1,307E-06	0,003	0	0,8941	0,8977	0	0,0085	3,711E-06	0,0011
Modal	14	0,065	0,0183	0	0	0,9124	0,8977	0	0	0,036	8,132E-07
Modal	15	0,064	0	0	0	0,9124	0,8977	0	0	0	0,0001
Modal	16	0,064	0,0003	0	0	0,9127	0,8977	0	0	0,0008	0
Modal	17	0,061	0	0,0206	0	0,9127	0,9183	0	0,0413	0	0
Modal	18	0,059	6,861E-07	4,417E-06	0	0,9127	0,9183	0	9,54E-06	2,155E-06	0,0149
Modal	19	0,05	0,0157	0	0	0,9284	0,9183	0	0	0,0352	6,025E-06
Modal	20	0,046	1,093E-06	0,0155	0	0,9284	0,9338	0	0,0342	3,155E-06	2,204E-06
Modal	21	0,045	6,832E-06	3,123E-05	0	0,9284	0,9338	0	0,0001	2,011E-05	0,0116
Modal	22	0,043	0,0002	0,0001	0	0,9286	0,9339	0	0,0003	0,0005	8,431E-06
Modal	23	0,041	2,051E-06	0	0	0,9286	0,9339	0	0	5,192E-06	0,0001
Modal	24	0,041	0,0002	0	0	0,9288	0,9339	0	6,556E-07	0,0005	6,384E-06
Modal	25	0,04	0,0126	9,205E-07	0	0,9413	0,9339	0	5,665E-06	0,0287	0,0001
Modal	26	0,038	4,277E-05	0,0001	0	0,9414	0,934	0	0,0002	0,0003	0,0016
Modal	27	0,036	0	0,0096	0	0,9414	0,9436	0	0,0216	0	0,0008

Fuente: ETABS 2018

Modo 1

$$Rz / U_{\max}(x,y) \leq 30\%$$

$$1.651E-5 / 0.6766 \leq 30\%$$

$$2.44E-5 \leq 30\%$$

Modo 2

$$Rz / U_{\max}(x,y) \leq 30\%$$

$$0 / 0.6766 \leq 30\%$$

INDETERMINACIÓN**3.1.1.2 Verificación del 90% de la masa modal****Figura 56:** Verificación de la masa modal

Case	Mode	SumUX	SumUY
Modal	1	0	0,6766
Modal	2	0,7012	0,6766
Modal	3	0,7012	0,6766
Modal	4	0,7012	0,8147
Modal	5	0,8286	0,8147
Modal	6	0,8286	0,8147
Modal	7	0,8286	0,8658
Modal	8	0,8703	0,8658
Modal	9	0,8703	0,8658
Modal	10	0,8941	0,8658
Modal	11	0,8941	0,8948
Modal	12	0,8941	0,8948
Modal	13	0,8941	0,8977
Modal	14	0,9124	0,8977
Modal	15	0,9124	0,8977
Modal	16	0,9127	0,8977
Modal	17	0,9127	0,9183
Modal	18	0,9127	0,9183
Modal	19	0,9284	0,9183
Modal	20	0,9284	0,9338
Modal	21	0,9284	0,9338
Modal	22	0,9286	0,9339
Modal	23	0,9286	0,9339
Modal	24	0,9288	0,9339
Modal	25	0,9413	0,9339
Modal	26	0,9414	0,934
Modal	27	0,9414	0,9436
Modal	28	0,9415	0,9444
Modal	29	0,9491	0,9444
Modal	30	0,9491	0,9444

Fuente: Julio Zamora

En la tabla se muestra las masas acumuladas de la estructura, se acumula el 90% de masa en el catorceavo modo en la dirección X' y en el diecisieteavo modo en la dirección Y'.

3.1.1.2 Verificación del Cortante Basal Estático Vs Cortante Basal Dinámico

Sentido X'

$$V \text{ Dinámico} \geq 80\% V \text{ Estático}$$

$$309.96 / 256.33 \geq 80\%$$

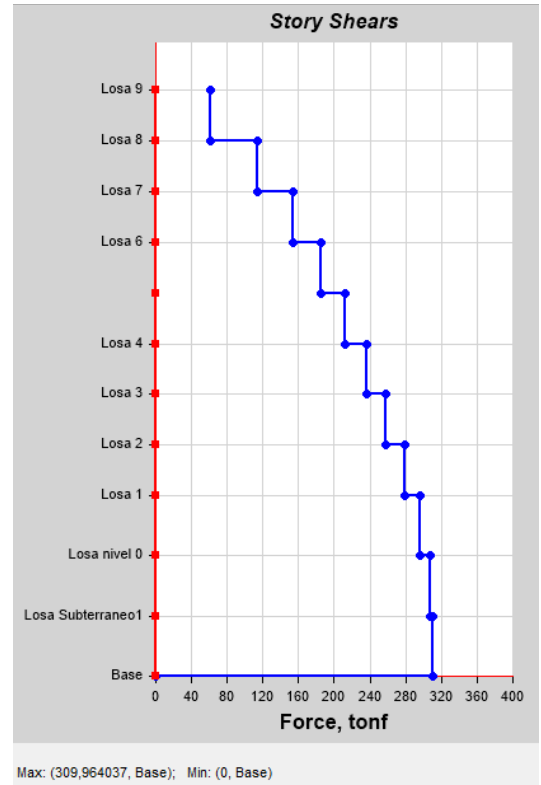
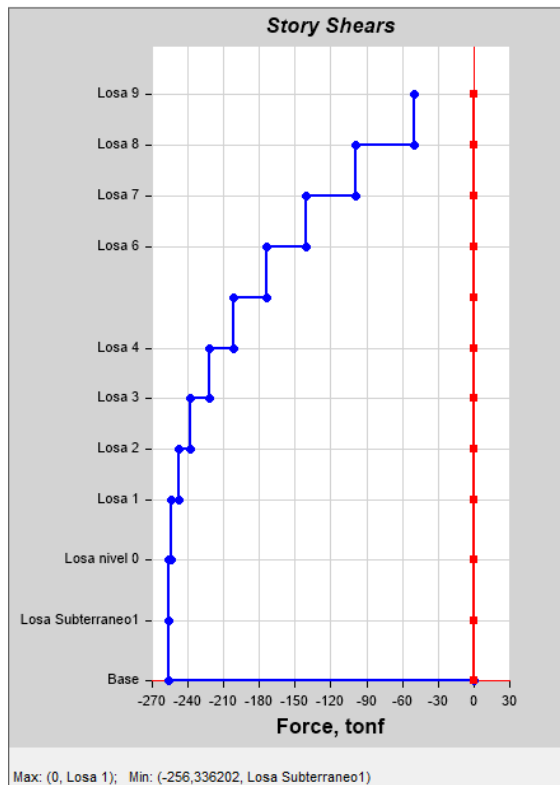
$$120.92 \% \geq 80\%$$

V ESTÁTICO (SX)

V DINÁMICO (ESPEC X)

Figura 57: Cortante Estático X

Figura 58: Cortante Dinámico X



Fuente: ETABS 2018

Sentido Y'

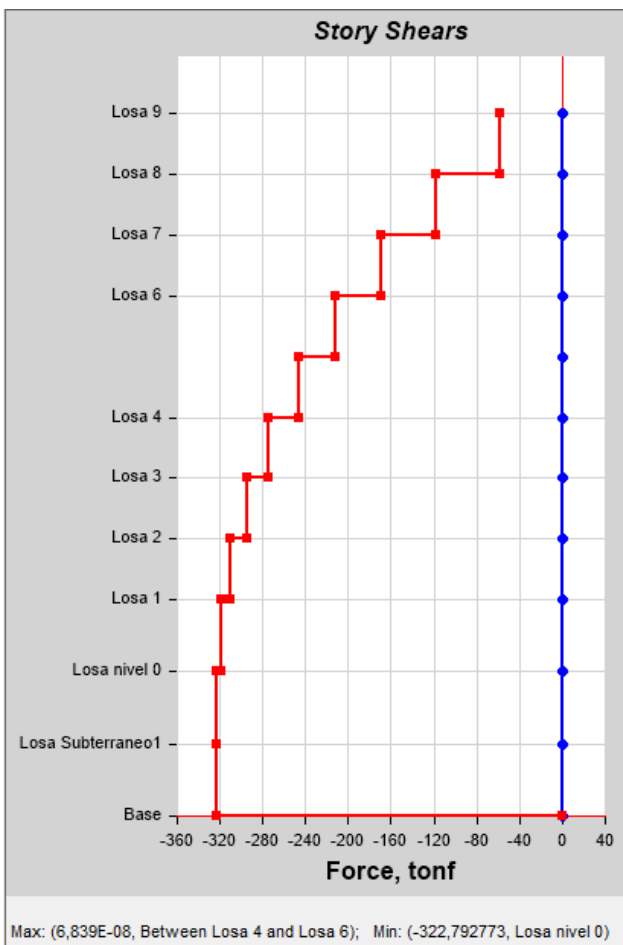
V Dinámico \geq 80% V Estático

$$259.79 / 322.79 \geq 80\%$$

$$80.48 \% \geq 80\%$$

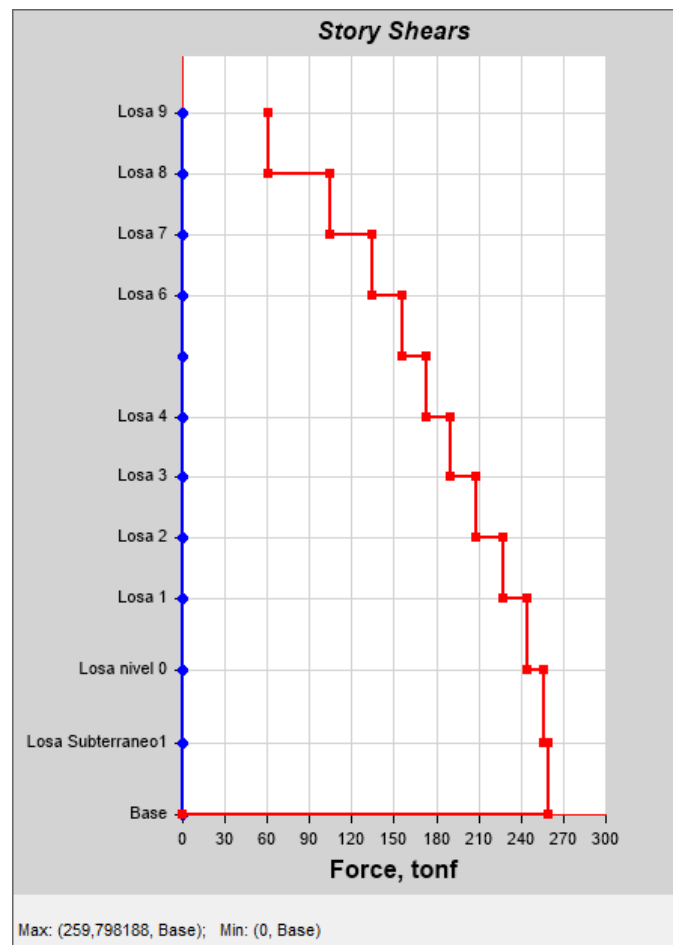
V ESTÁTICO (SY)

Figura 60: Cortante Estático Y



V DINÁMICO (ESPEC Y)

Figura 59: Cortante Dinámico Y

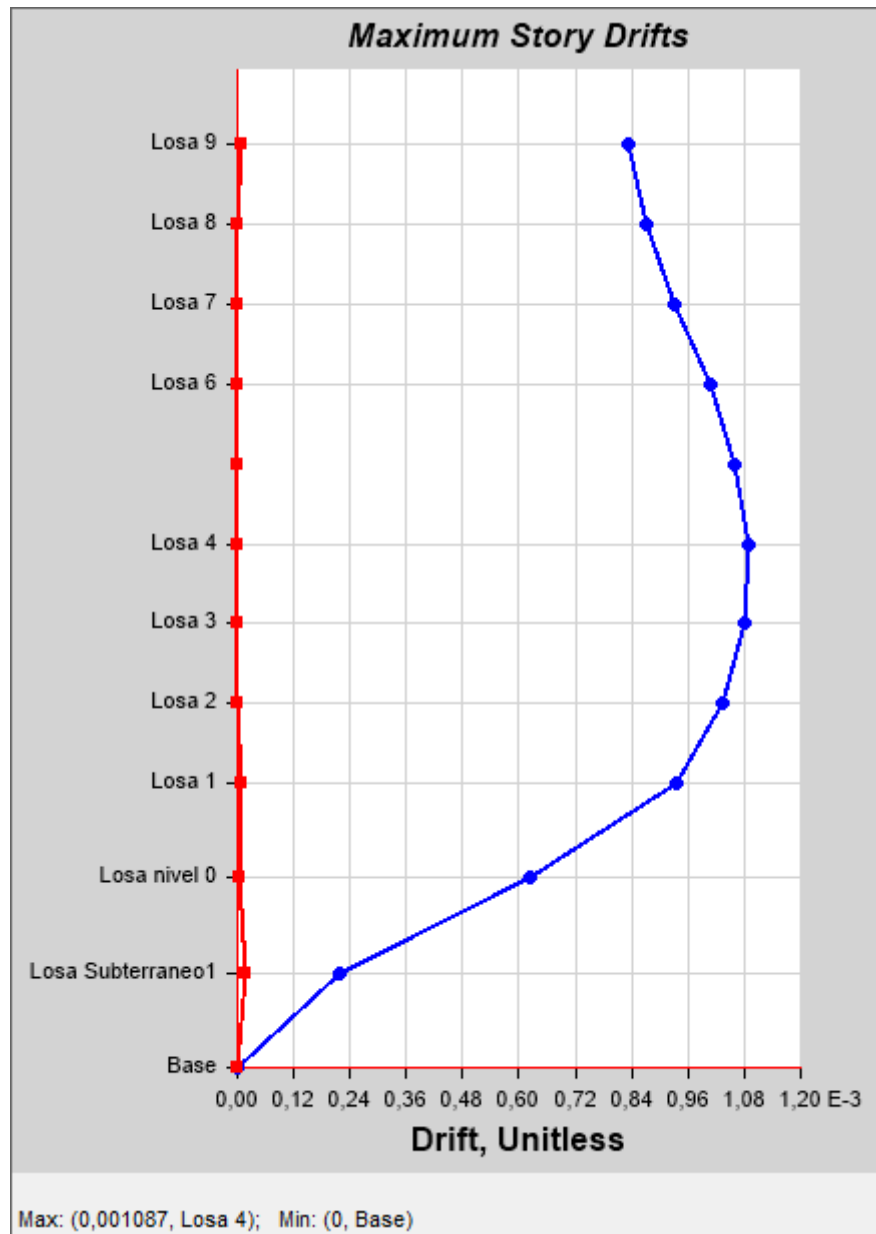


Fuente: ETABS 2018

3.1.1.3 Derivas Estáticas

Sentido X'

Figura 61: Derivas Estáticas Sentido X'



Fuente: ETABS 2018

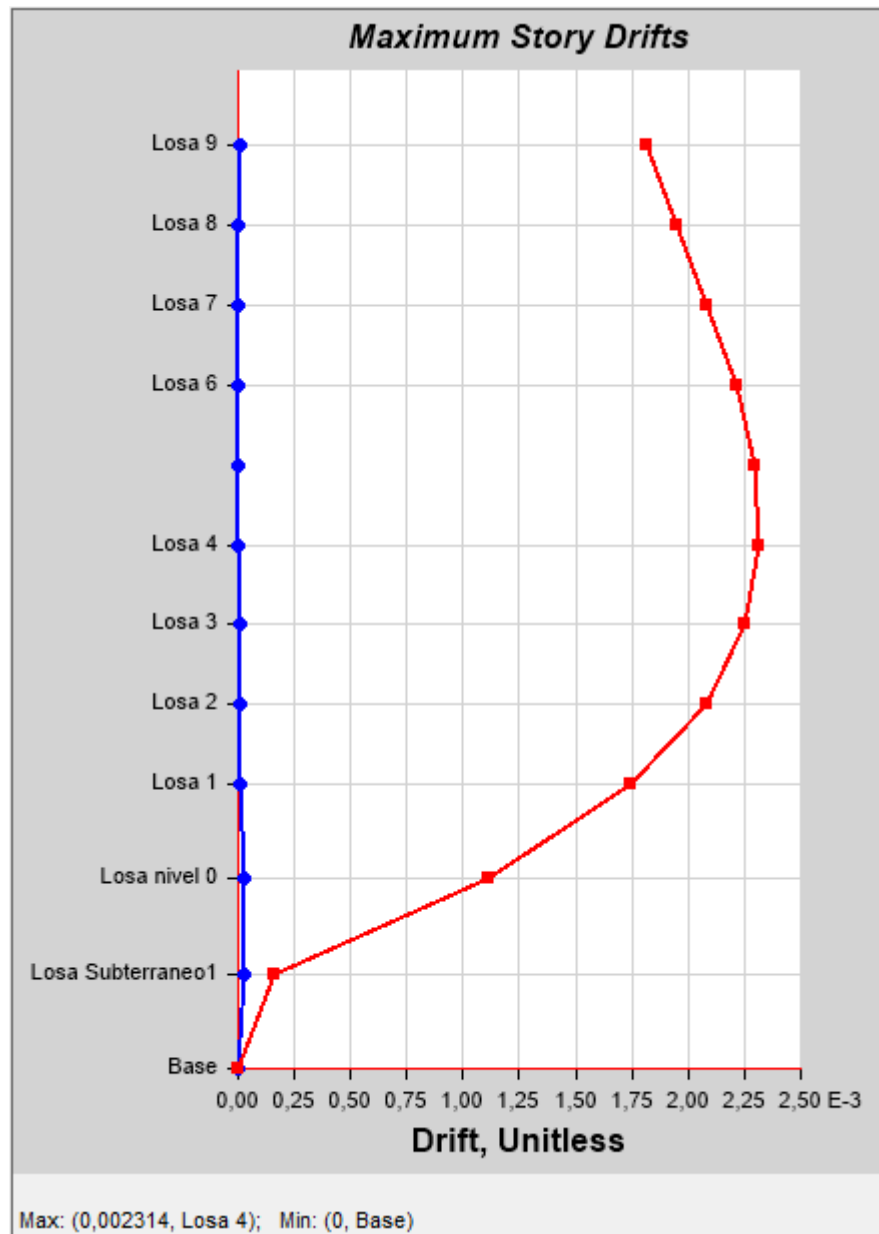
$$\Delta m_x = 0.75 * R * \Delta m \leq 2\%$$

$$0.75 * 8 * 0.001087 \leq 2\%$$

0.6522% ≤ 2% OK

Sentido Y'

Figura 62: Derivas Estáticas Sentido Y'



Fuente: ETABS 2018

$$\Delta m_x = 0.75 * R * \Delta m \leq 2\%$$

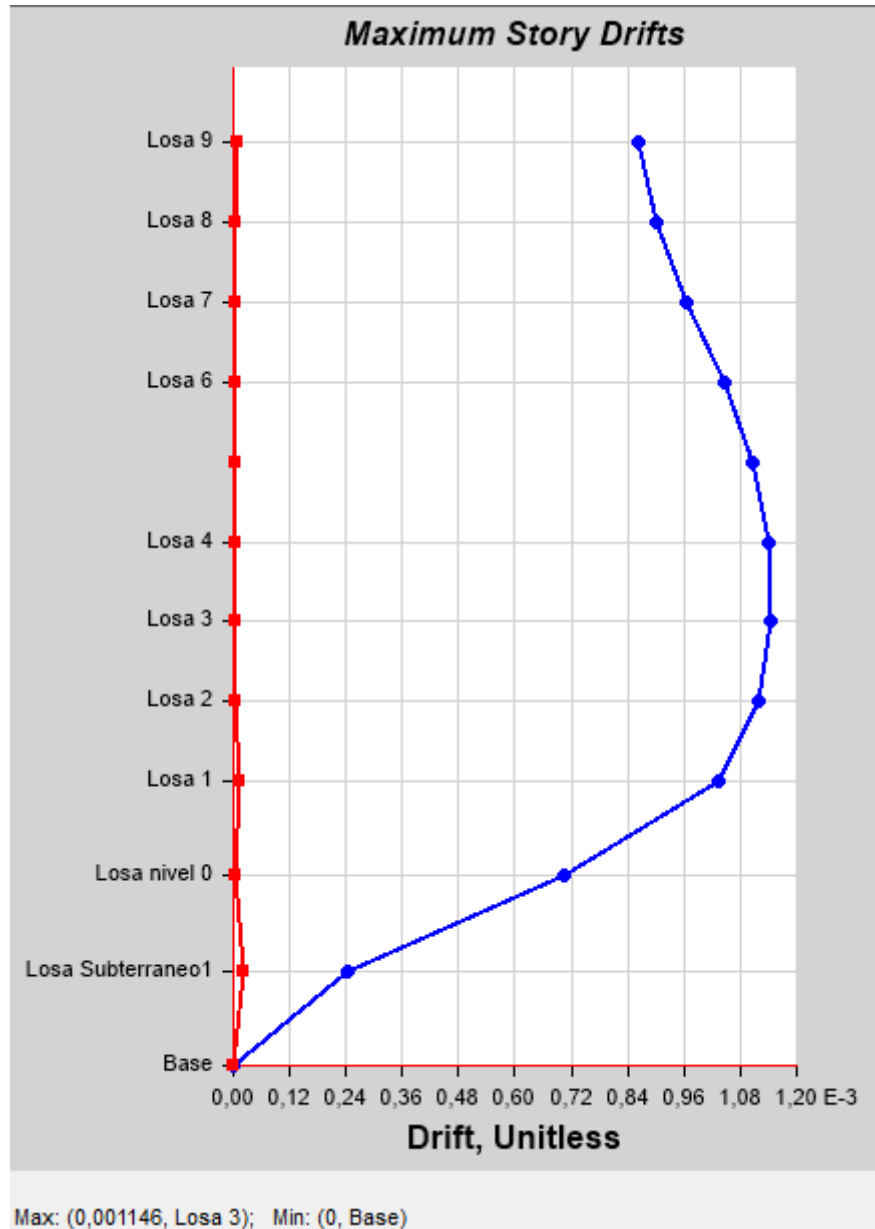
$$0.75 * 8 * 0.002314 \leq 2\%$$

1.3884 % \leq 2% OK

3.1.1.4 Derivas Dinámicas

Sentido X'

Figura 63: Derivas Dinámicas Sentido X'



Fuente: ETABS 2018

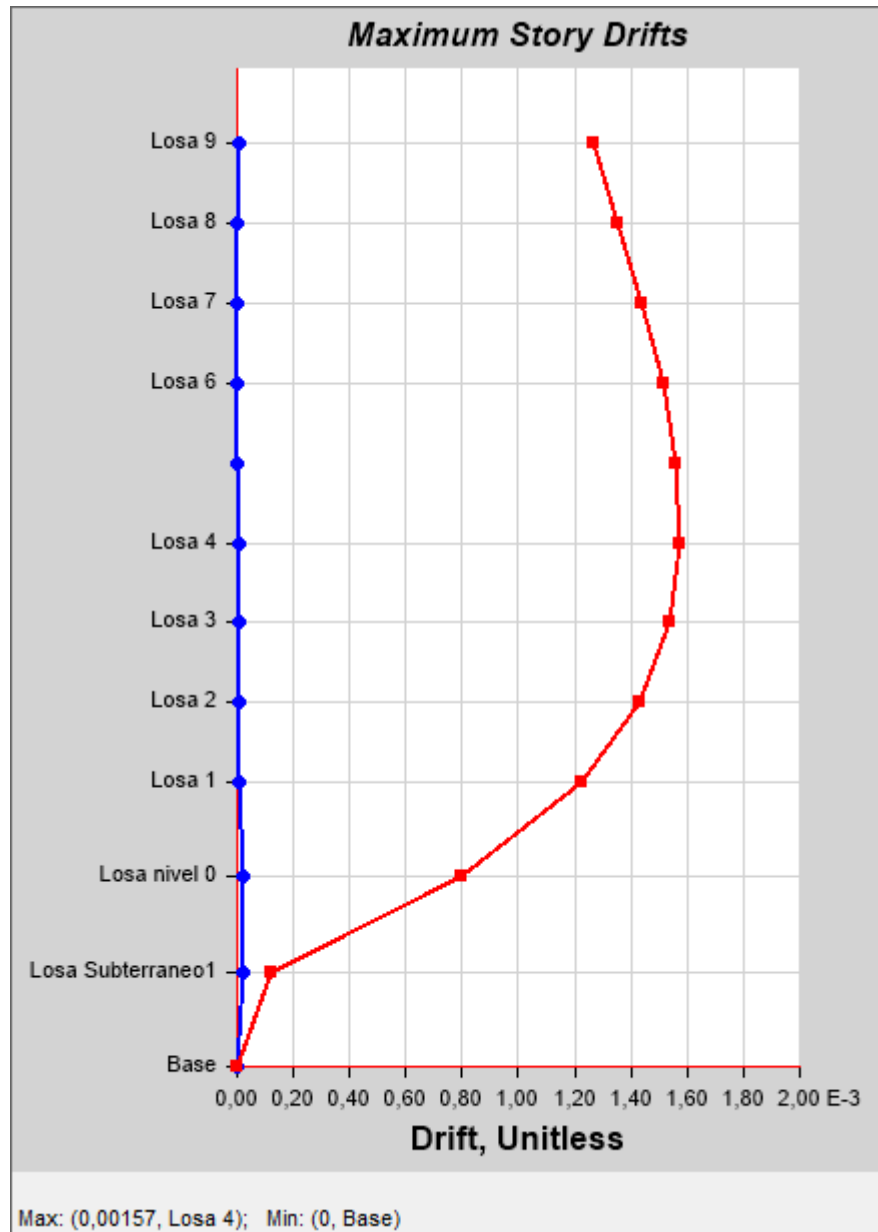
$$\Delta m_x = 0.75 * R * \Delta m \leq 2\%$$

$$0.75 * 8 * 0.001146 \leq 2\%$$

$$0.6876 \% \leq 2\% \text{ OK}$$

Sentido Y'

Figura 64: Derivas Dinámicas Sentido Y'



Fuente: ETABS 2018

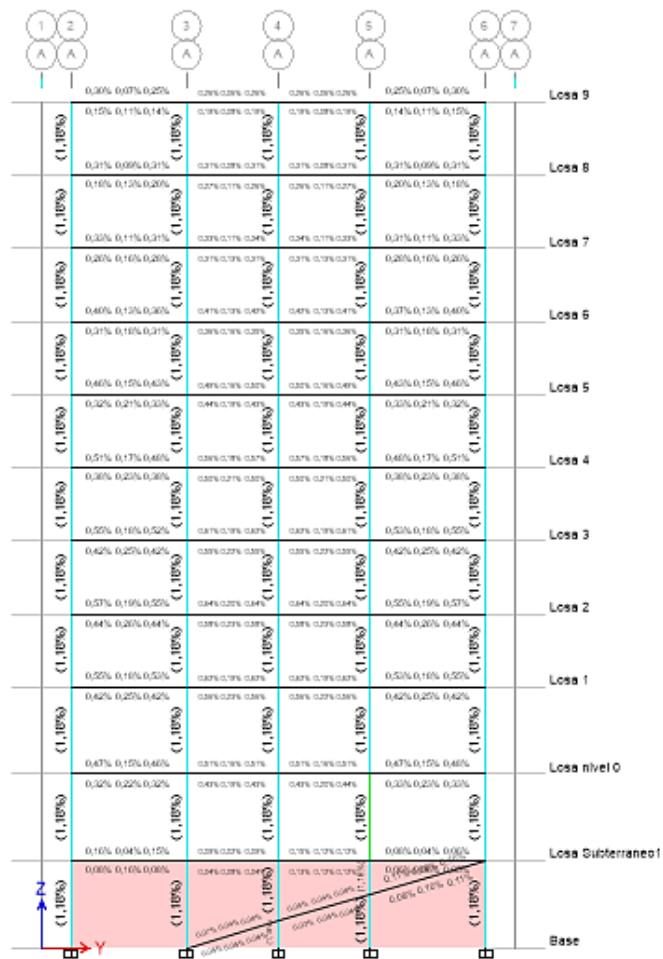
$$\Delta m_x = 0.75 * R * \Delta m \leq 2\%$$

$$0.75 * 8 * 0.00157 \leq 2\%$$

$$0.942 \% \leq 2\% \text{ OK}$$

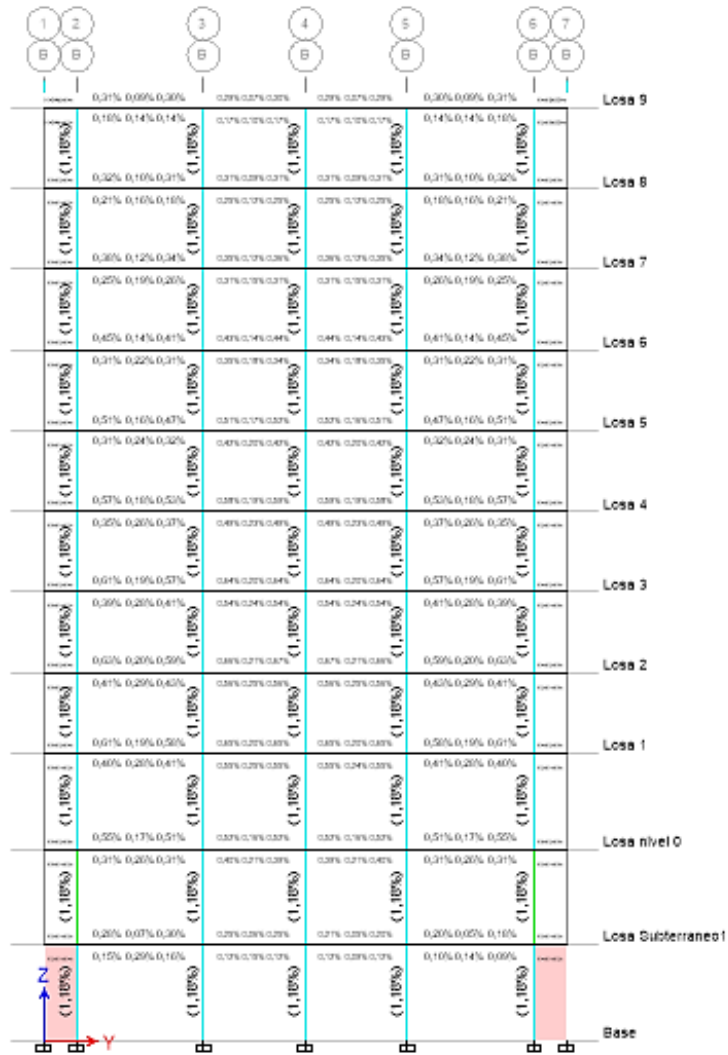
3.1.1.5 Diseño de los elementos demanda capacidad

Figura 65: Diseño de elementos eje A



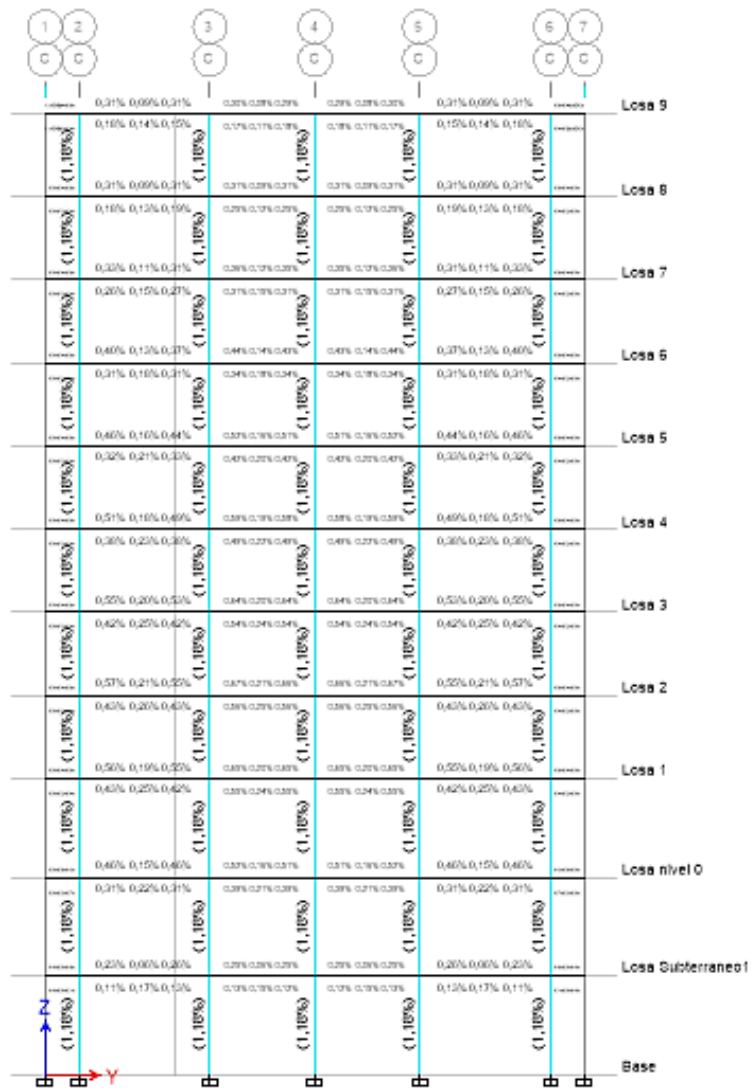
Fuente: ETABS 2018

Figura 66: Diseño de elementos eje B



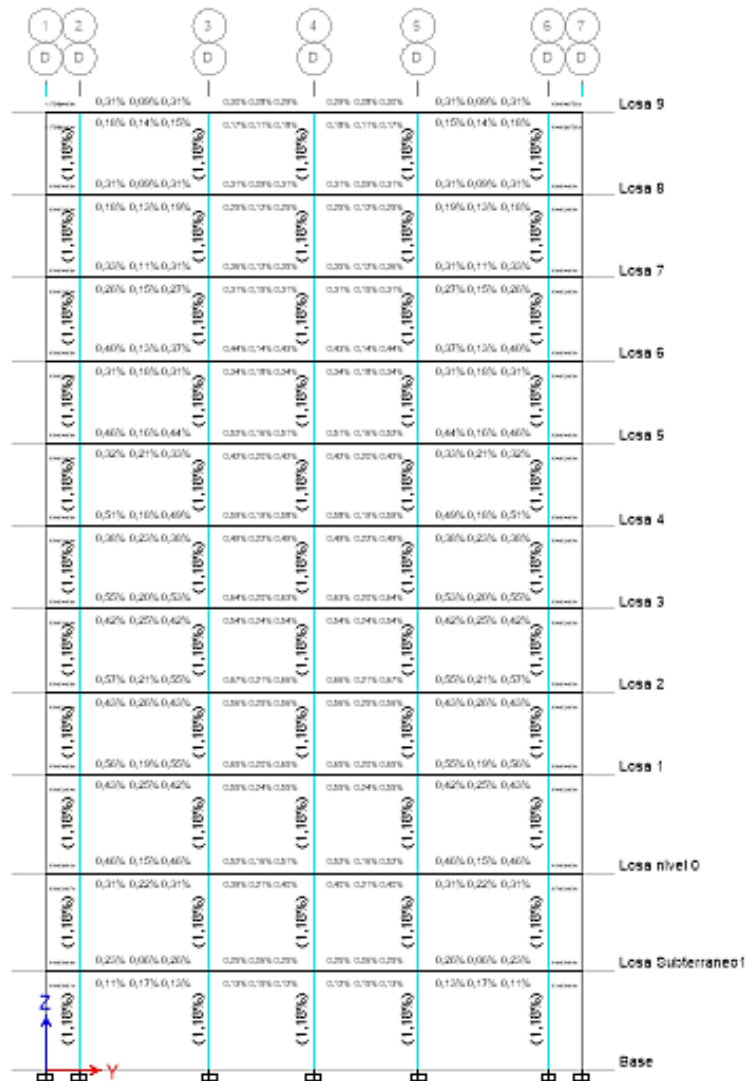
Fuente: ETABS 2018

Figura 67: Diseño de elementos eje C



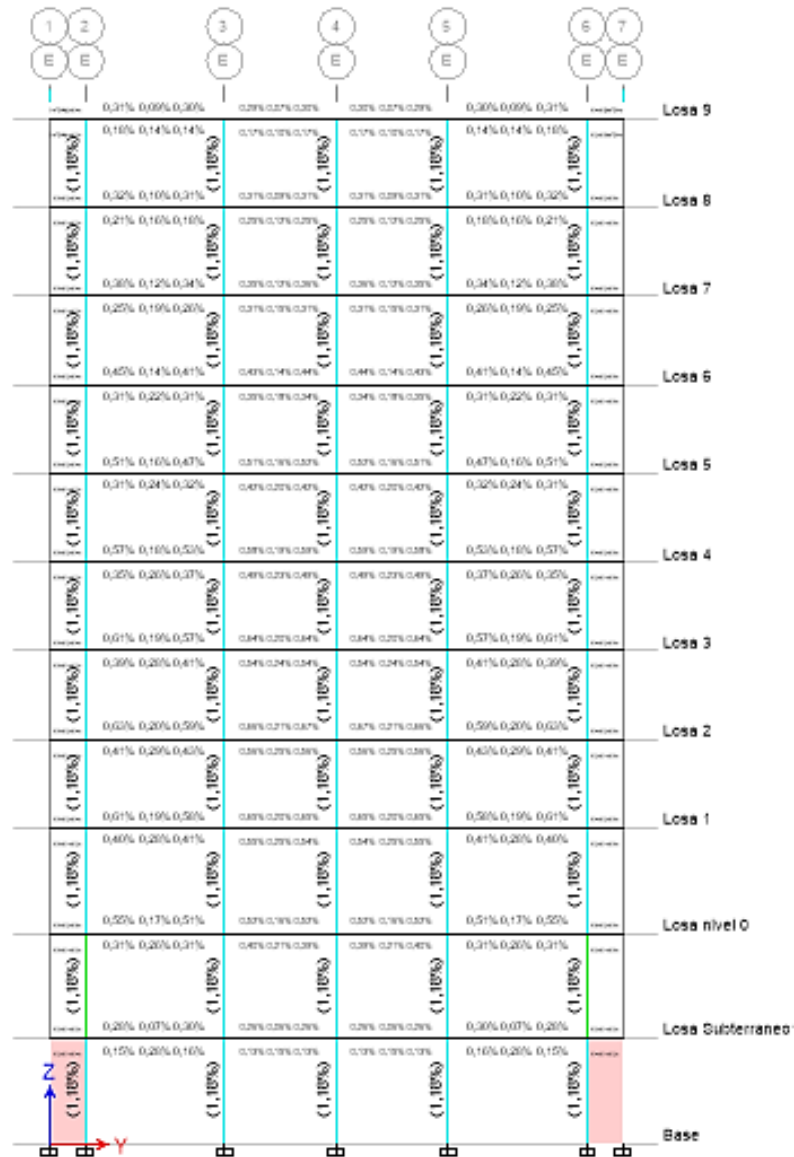
Fuente: ETABS 2018

Figura 68: Diseño de elementos eje D



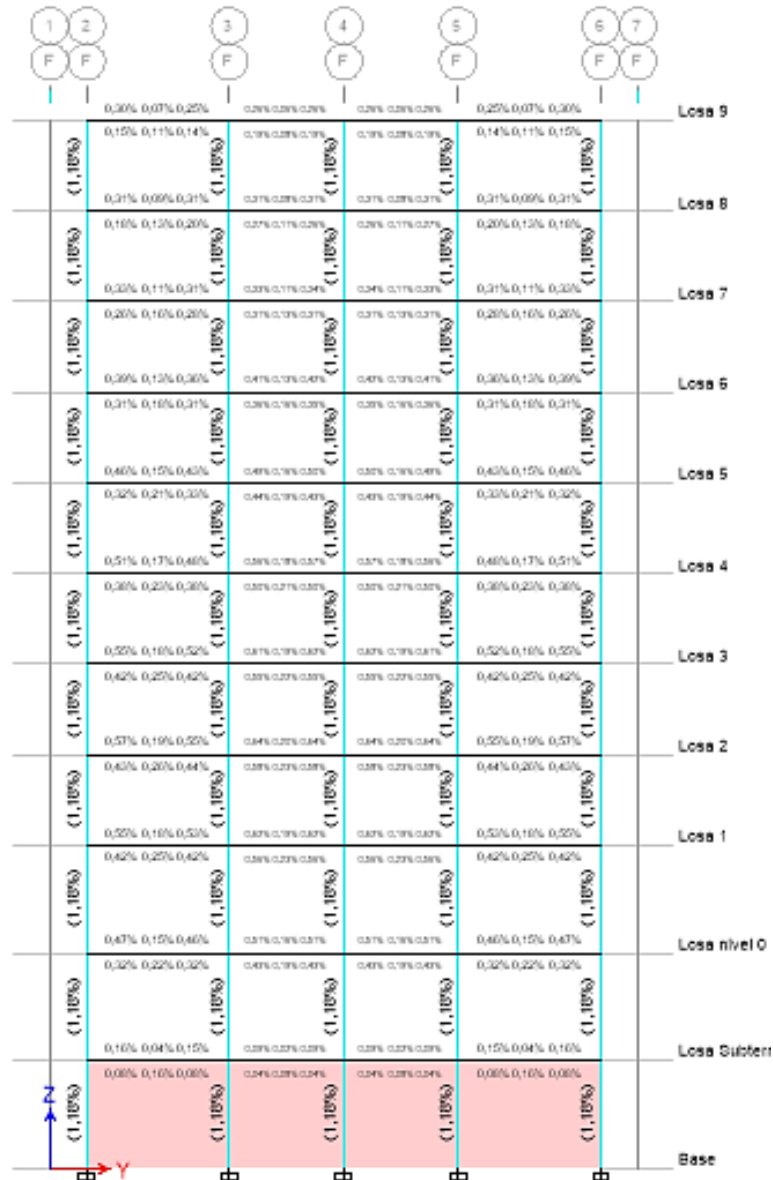
Fuente: ETABS 2018

Figura 69: Diseño de elementos eje E



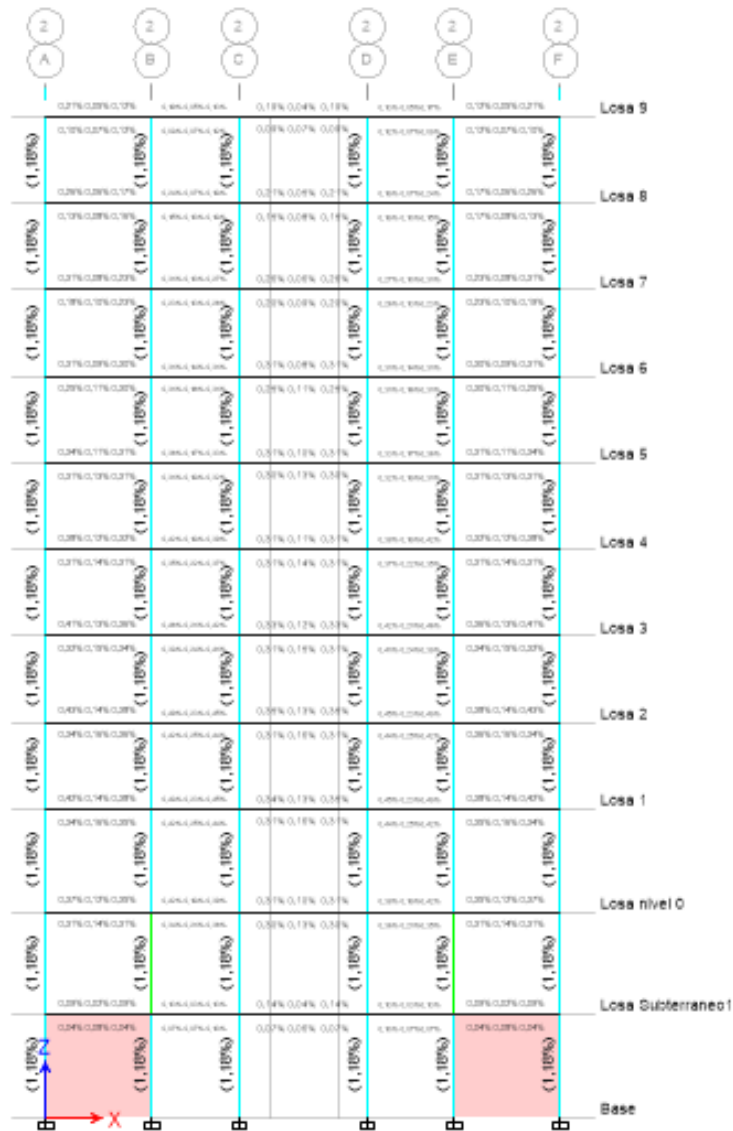
Fuente: ETABS 2018

Figura 70: Diseño de elementos eje F



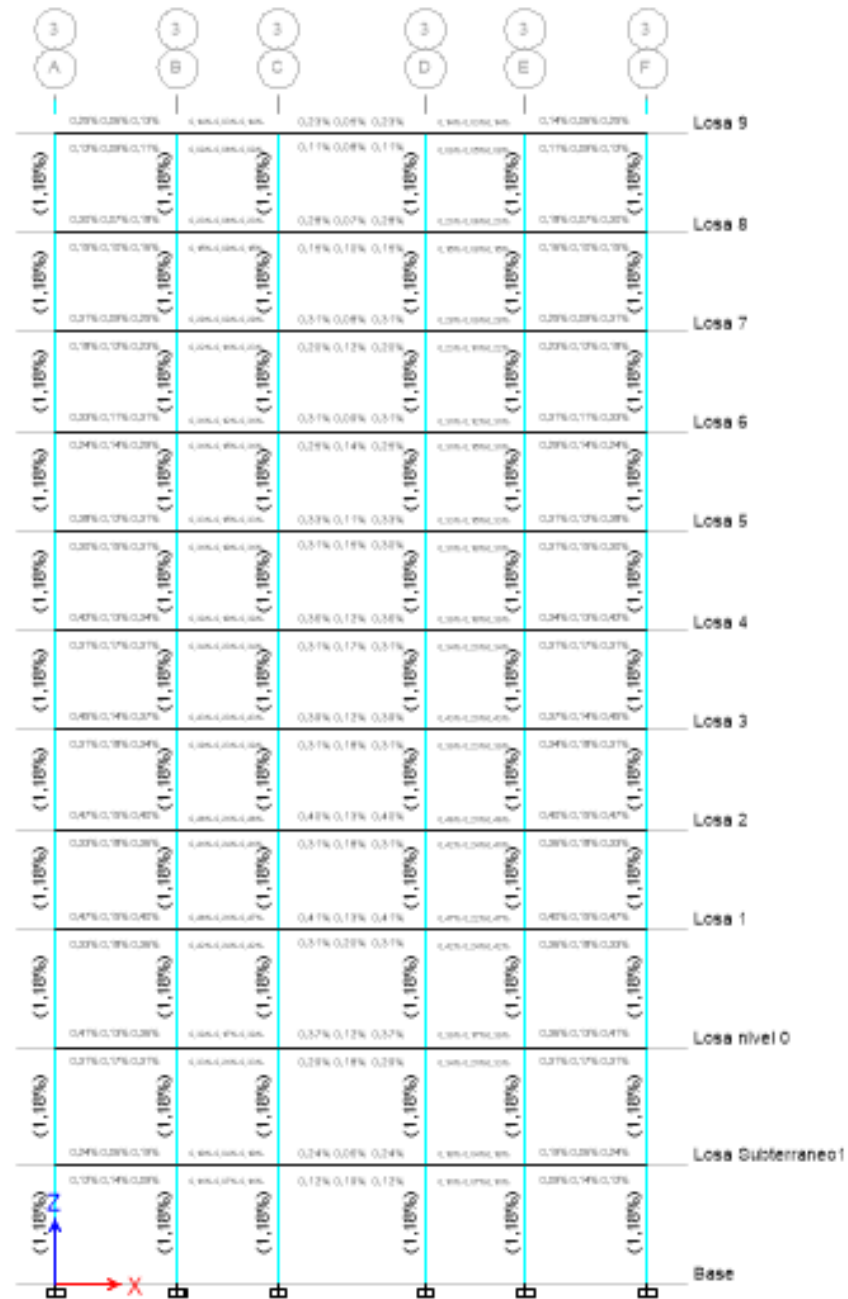
Fuente: ETABS 2018

Figura 71: Diseño de elementos eje 2



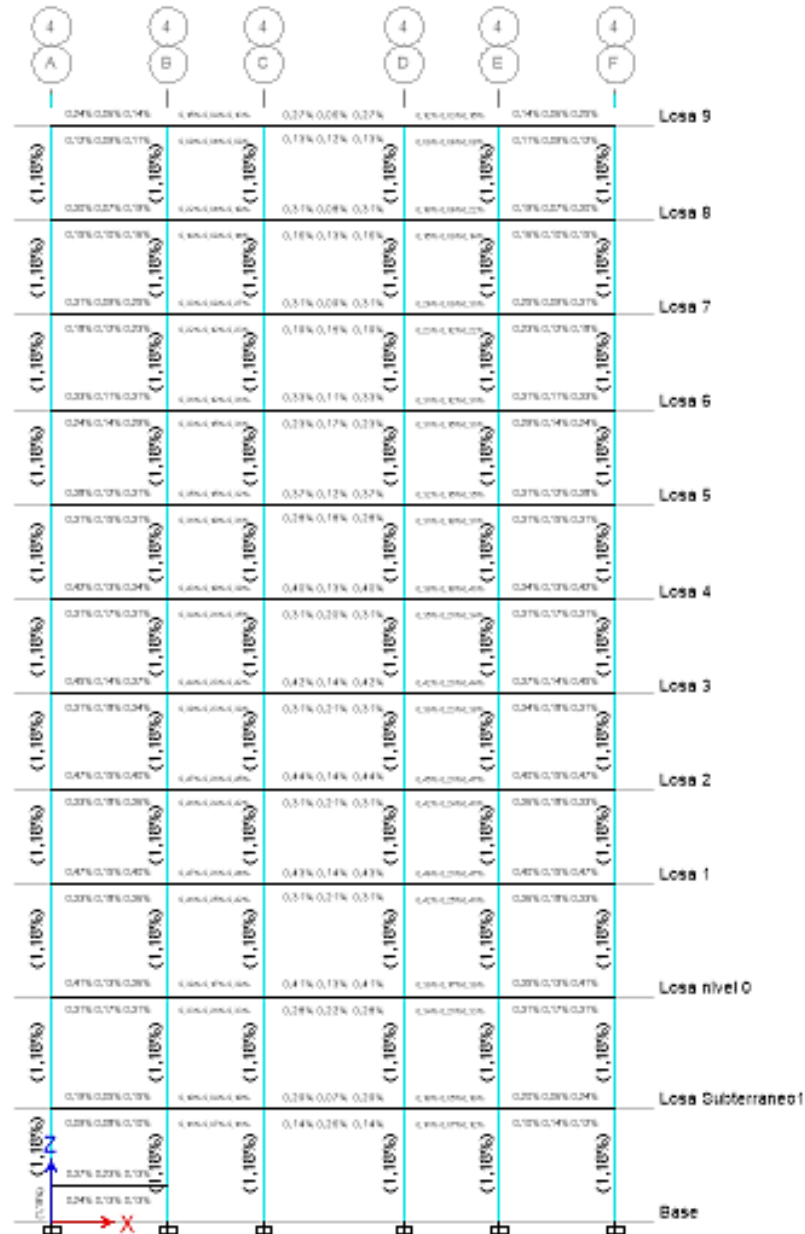
Fuente: ETABS 2018

Figura 72: Diseño de elementos eje 3



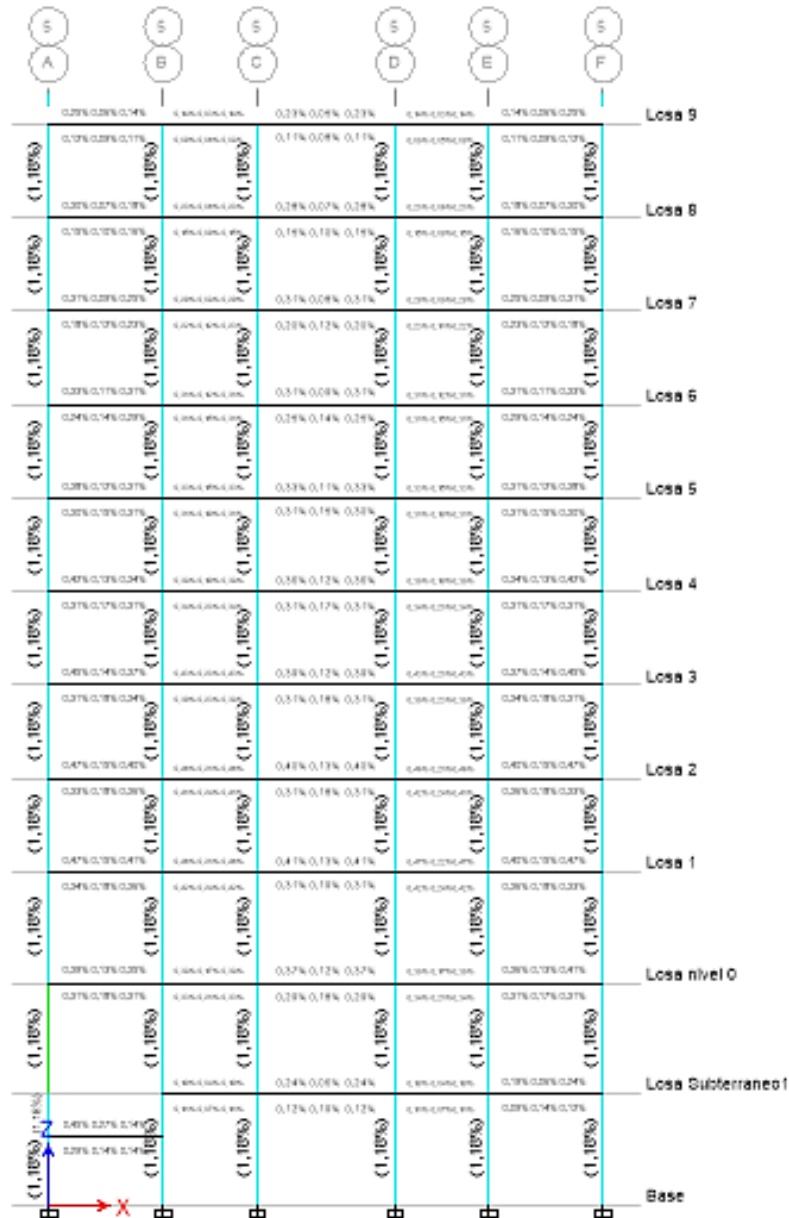
Fuente: ETABS 2018

Figura 73: Diseño de elementos eje 4



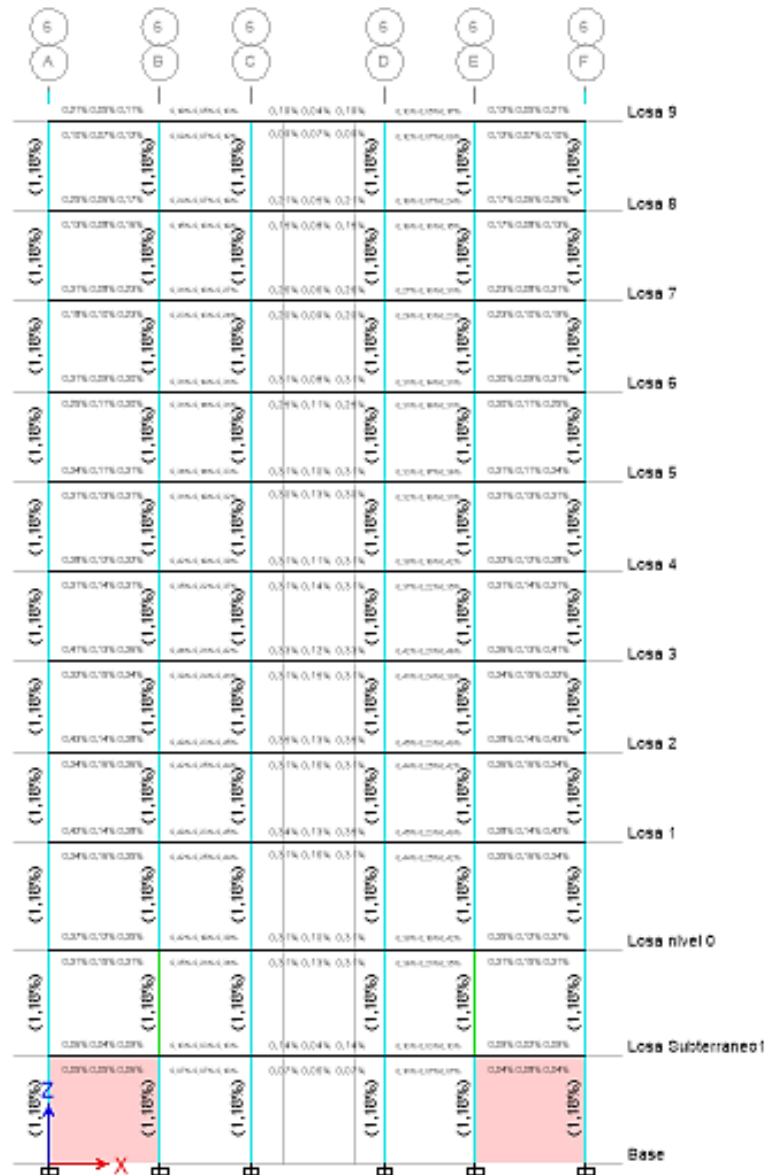
Fuente: ETABS 2018

Figura 74: Diseño de elementos eje 5



Fuente: ETABS 2018

Figura 75: Diseño de elementos eje 6



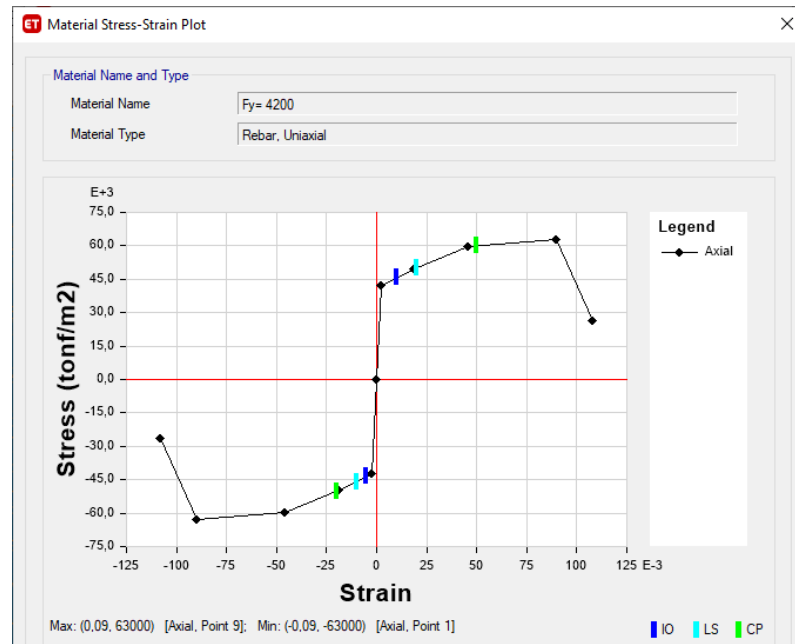
Fuente: ETABS 2018

Comparación de los resultados estáticos no lineales entre el edificio normal y con las riostras de pandeo restringido

Partiendo del concepto de rango elástico, la estructura ha sido modelada con acero $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$, la figura muestra la curva esfuerzo deformación del acero y en la

figura se muestra la curva esfuerzo deformación del hormigón, mediante el análisis estático no lineal donde se somete a la estructura a fuerzas de empuje lateral hasta que la misma colapse, el acero pasará de su rango elástico hasta cuando falle por las fuerzas de empuje, para analizar en qué punto de niveles de desempeño se encuentra cada estructura.

Figura 76: Curva esfuerzo deformación del acero



Fuente: ETABS 2018

Figura 77: Curva esfuerzo deformación del hormigón



Fuente: ETABS 2018

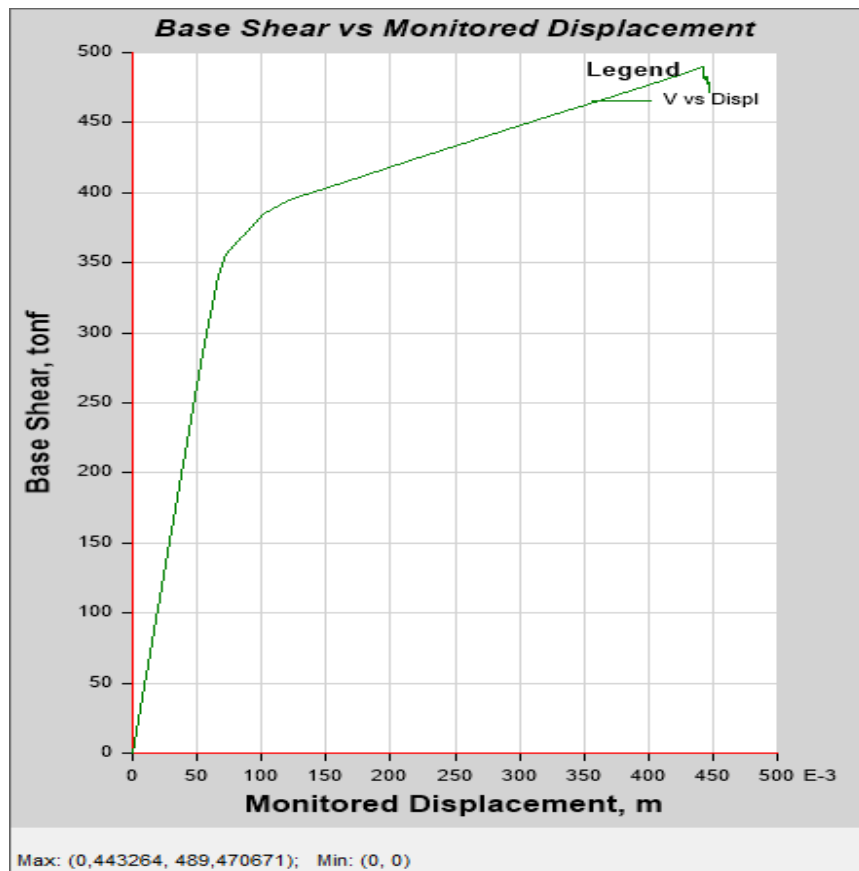
Para la ejecución del análisis estático no lineal se descartó el efecto P Delta, el espectro de diseño no debe ser reducido es decir el valor de R será igual a 1. La carga del cortante basal tanto S_x como S_y deberá considerarse una sola opción en la dirección, figura, debido a que si se considera doble o mayor habrá problemas de convergencia

La definición de parámetros no lineales dependerá del sistema estructural y el número de pisos de la estructura, es recomendable aumentar el número de resultados de pasos guardados. No es necesario ejecutar los casos modales, ni espectrales, solo se requiere solamente correr los casos no lineales.

A continuación, se mostrarán los resultados de las curvas pushover, así como los puntos de desempeño tanto para X como para Y y su nivel de desempeño.

Curva de desempeño y punto de desempeño en la dirección X

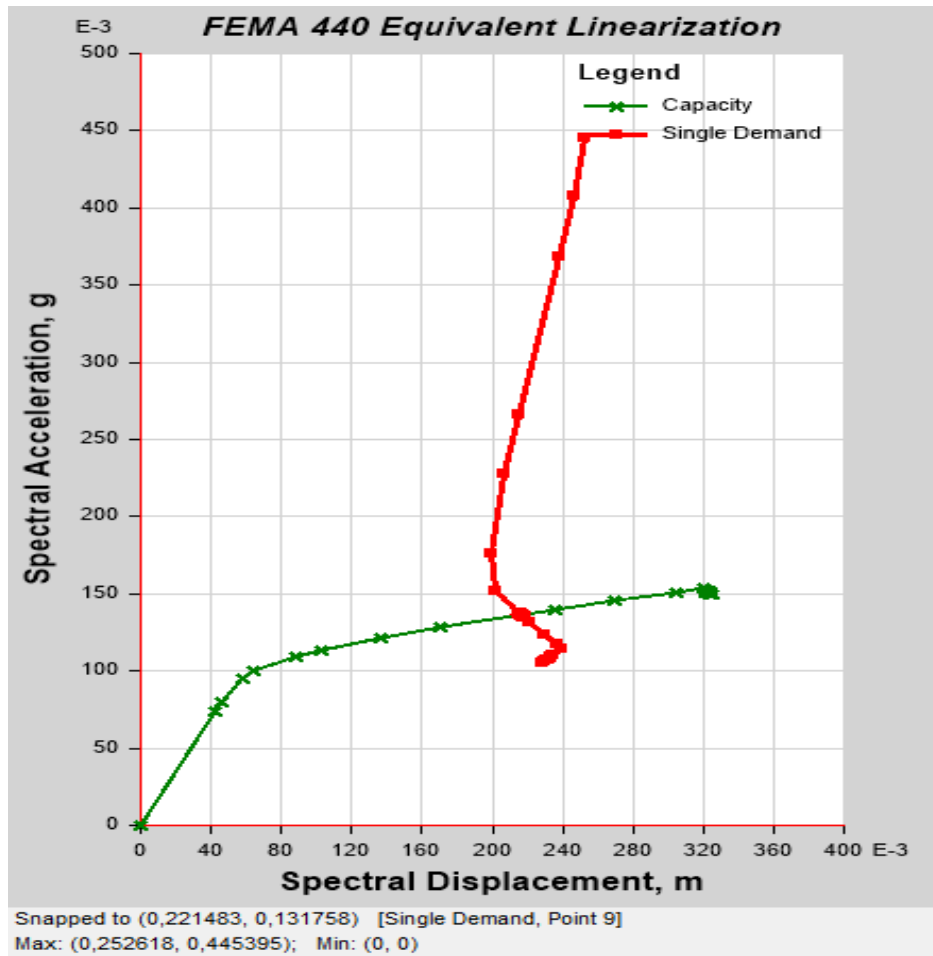
Figura 78: Curva de desempeño Dirección X'



Fuente: ETABS 2018

Se observa que la estructura tendrá su capacidad máxima de desplazamiento hasta los 44 cm y con un corte basal de 489,47 Tn.

Figura 79: Punto desempeño sentido X'



Fuente: ETABS 2018

Tabla 4: Parámetros para el punto de desempeño

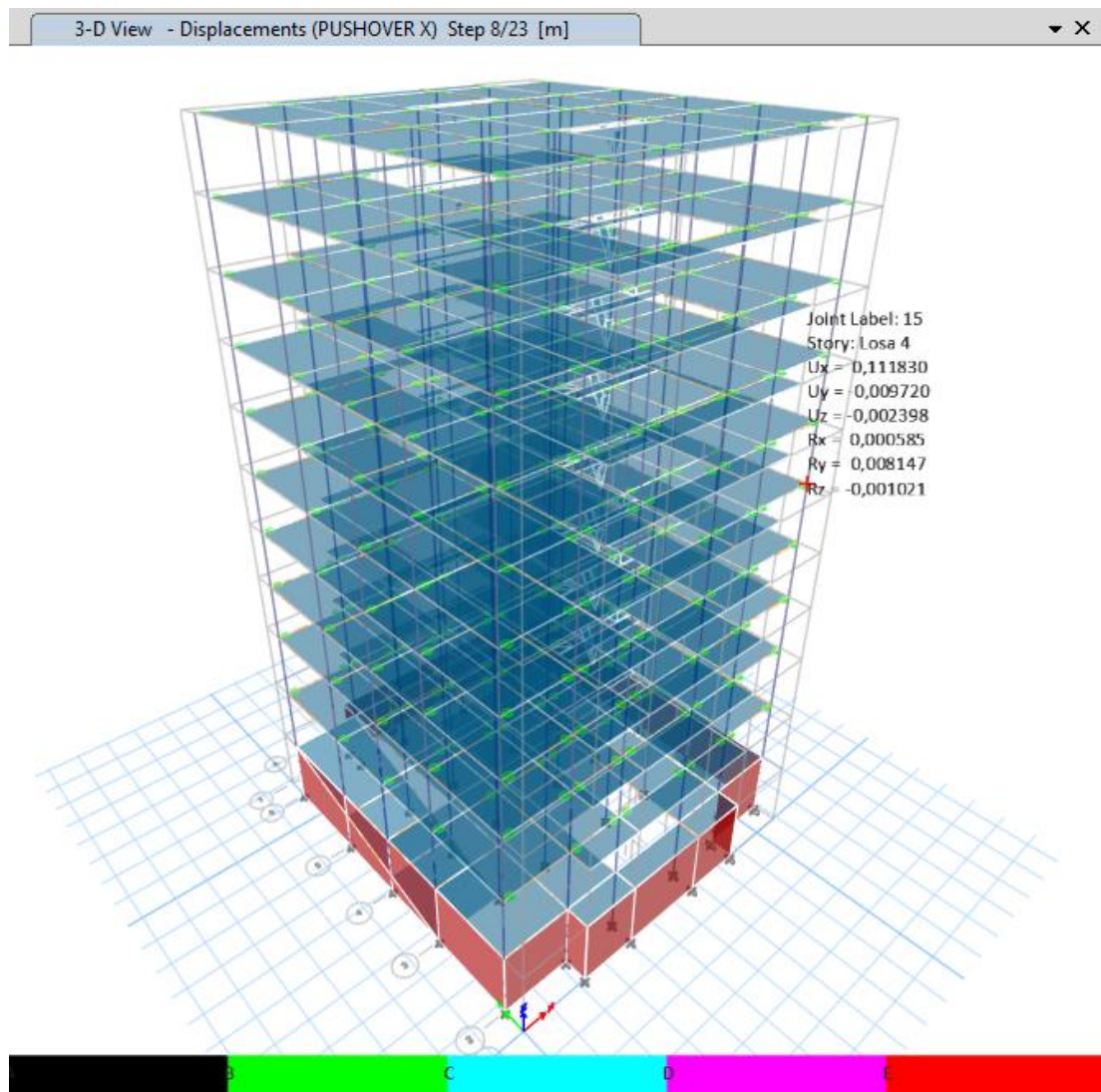
PUNTO DE DESEMPEÑO X	
Sa (g)	0,1368
Sd (m)	0,2168
V (Tn)	445,30
d (m)	0,29
Tsec (s)	2,52
Teff (s)	2,19
β_{eff}	0,1844
Ductilidad	3,71
M	0,7538

Fuente: Julio Zamora

En la tabla 4 se observan los parámetros para el punto de desempeño. La demanda es de 445,30 Tn de corte basal a 29 cm de desplazamiento, requiriéndose una ductilidad de 3,71. El amortiguamiento efectivo alcanza el 18,44%.

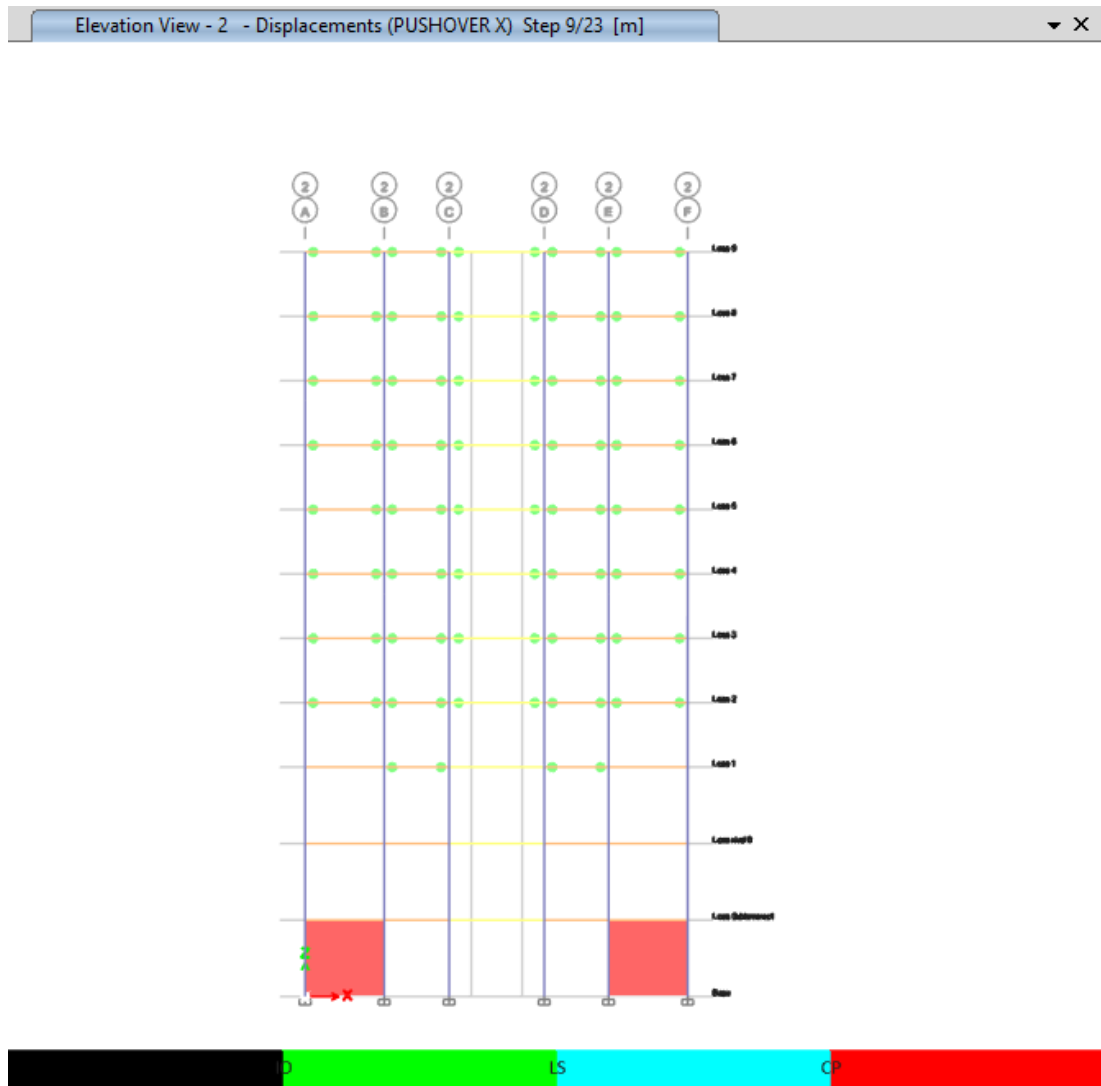
En la siguiente figura se ilustra el nivel de daño generado en la estructura incurriendo el rango inelástico.

Figura 80: Punto de máximo desplazamiento sentido X'



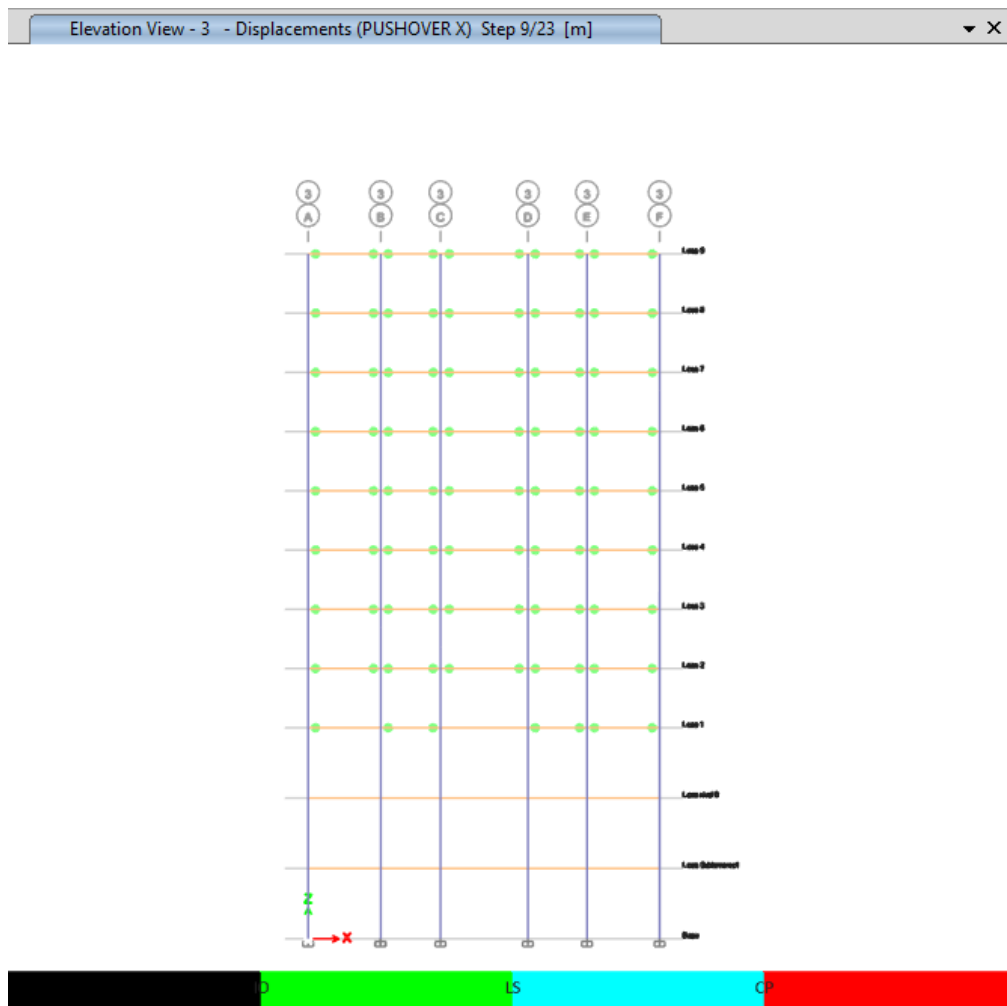
Fuente: ETABS 2018

Figura 81: Formación de rótulas plásticas eje 2



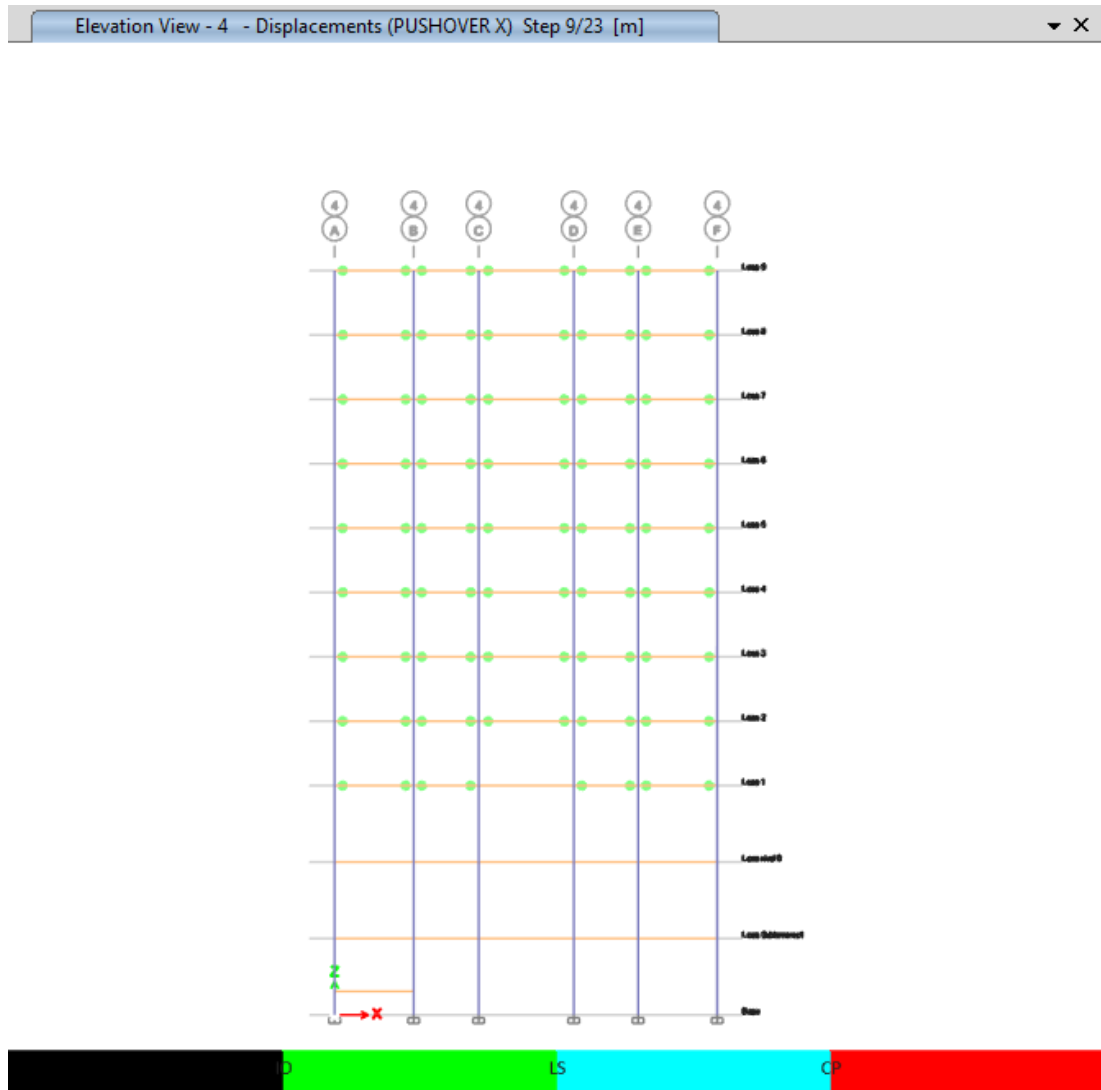
Fuente: ETABS 2018

Figura 82: Formación de rótulas plásticas eje 3



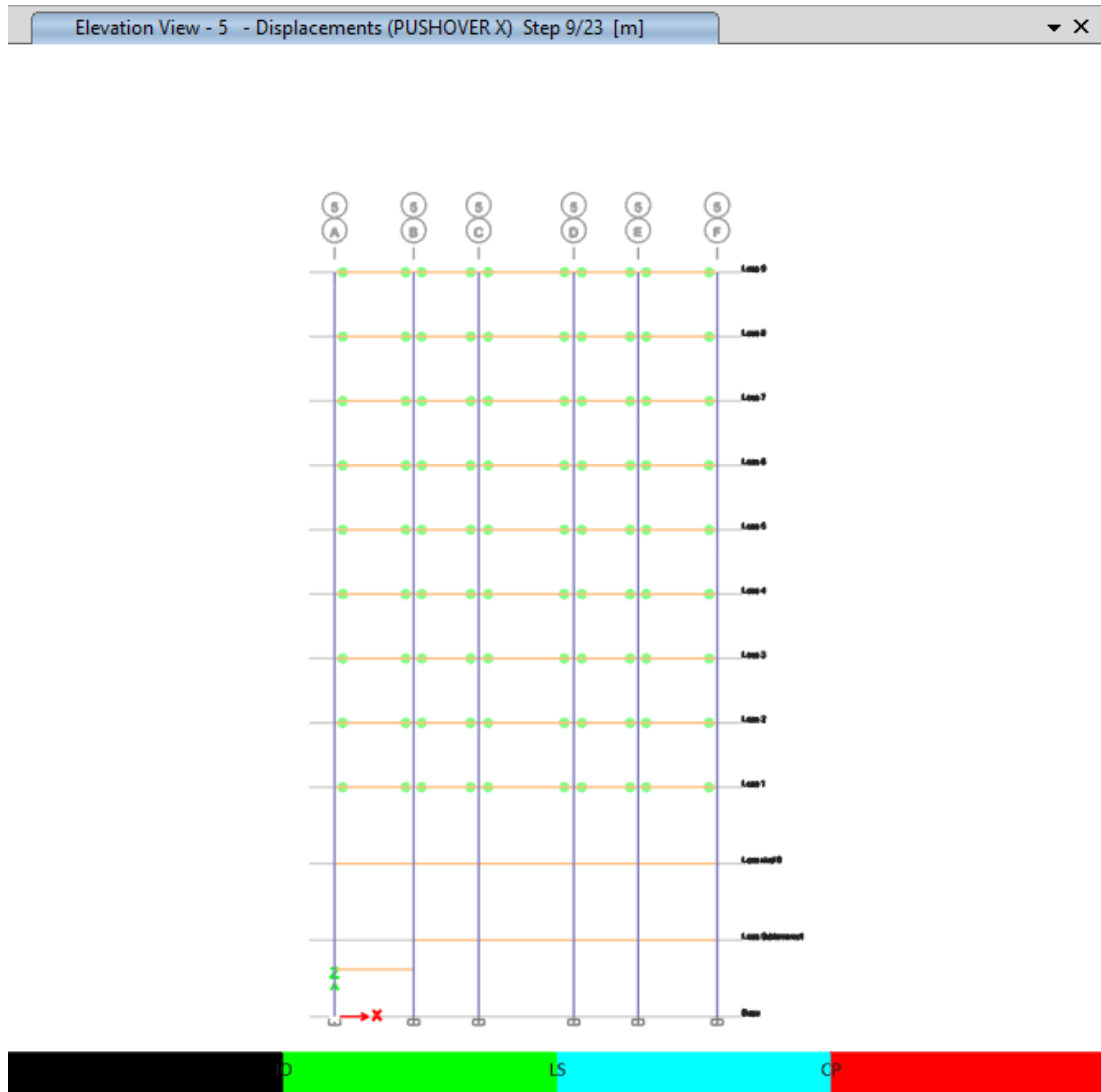
Fuente: ETABS 2018

Figura 83: Formación de rótulas plásticas eje 4



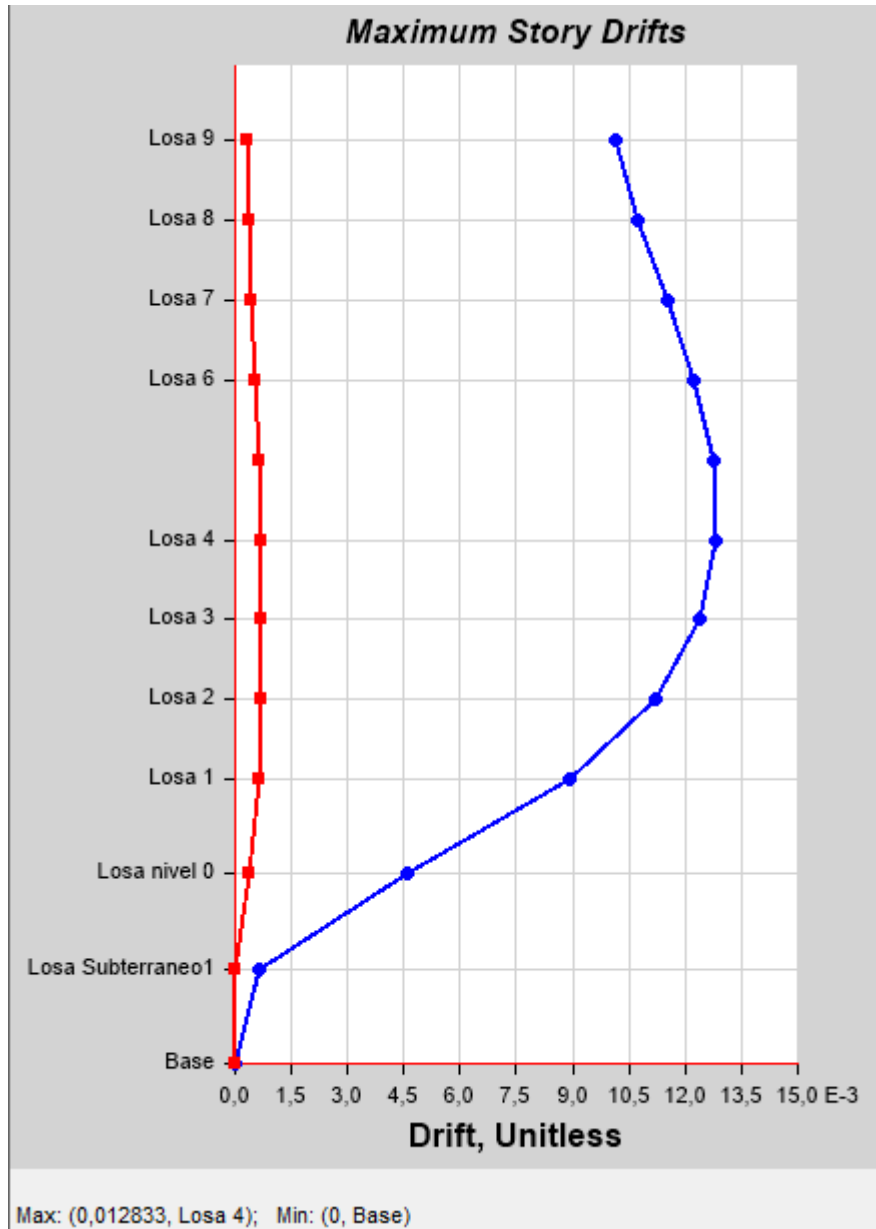
Fuente: ETABS 2018

Figura 84: Formación de rótulas plásticas eje 5



Fuente: ETABS 2018

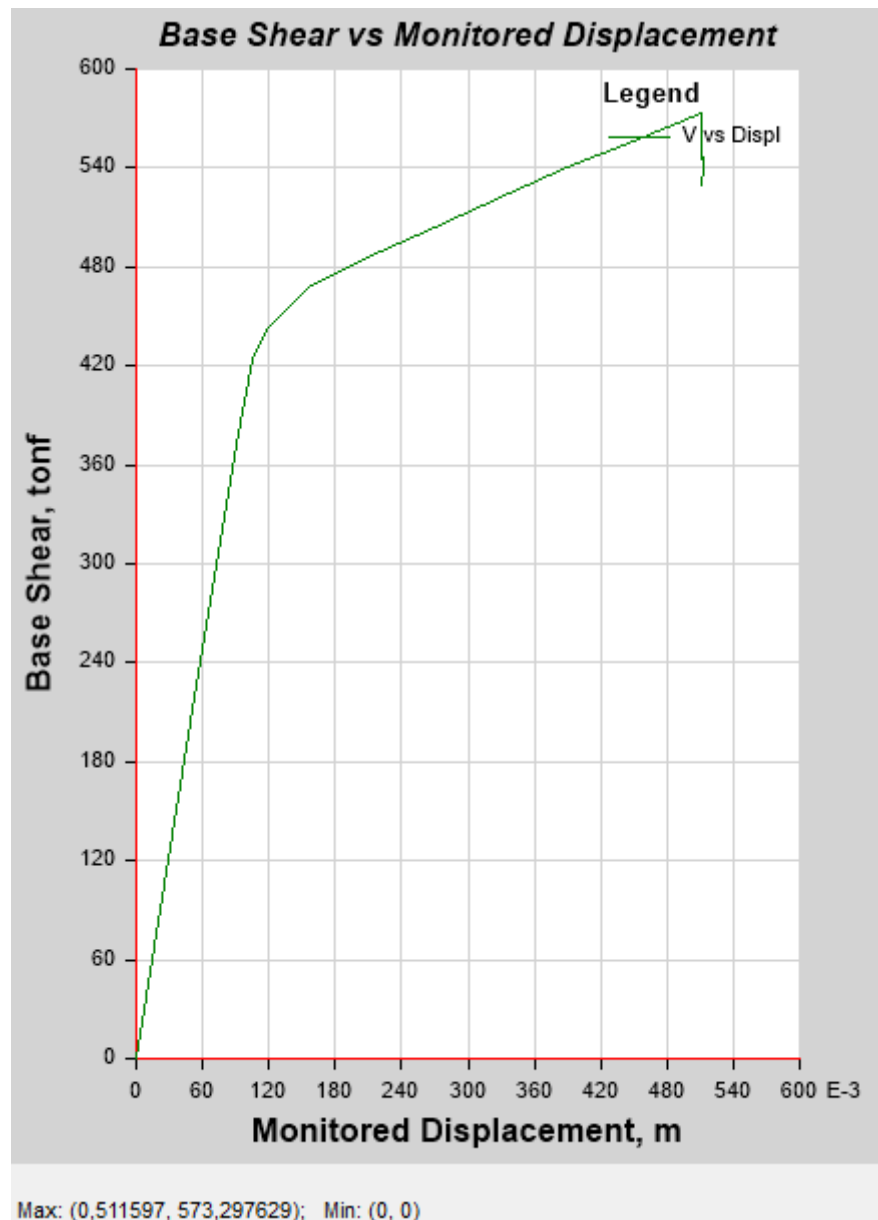
Figura 85: Máxima deriva en el punto de desempeño eje X'



Fuente: ETABS 2018

Curva de desempeño y punto de desempeño en la dirección Y

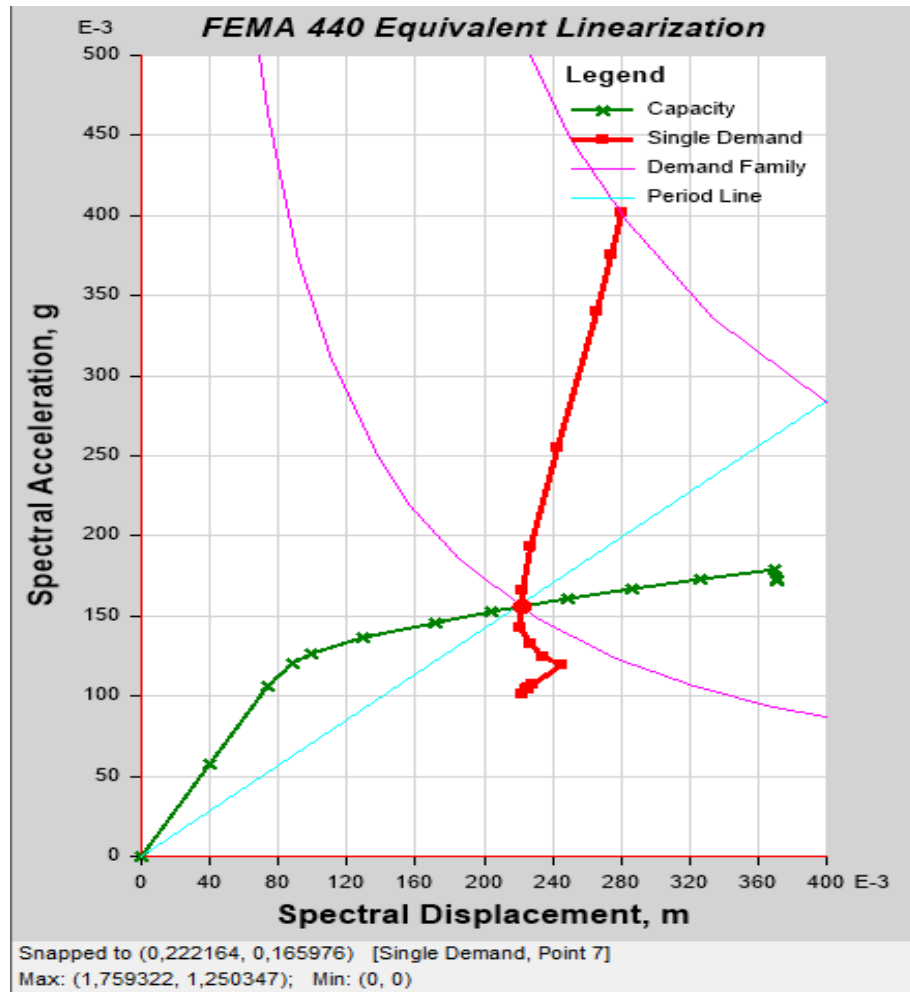
Figura 86: Curva y punto de desempeño en el sentido Y'



Fuente: ETABS 2018

Se observa que la estructura tendrá su capacidad máxima de desplazamiento hasta los 51 cm y con un corte basal de 573,29 Tn.

Figura 87: Punto de desempeño en el sentido Y'



Fuente: ETABS 2018

Tabla 5: Parámetros en el punto de desempeño

PUNTO DE DESEMPEÑO Y	
Sa (g)	0,1560
Sd (m)	0,2217
V (Tn)	512,09
d (m)	0,30

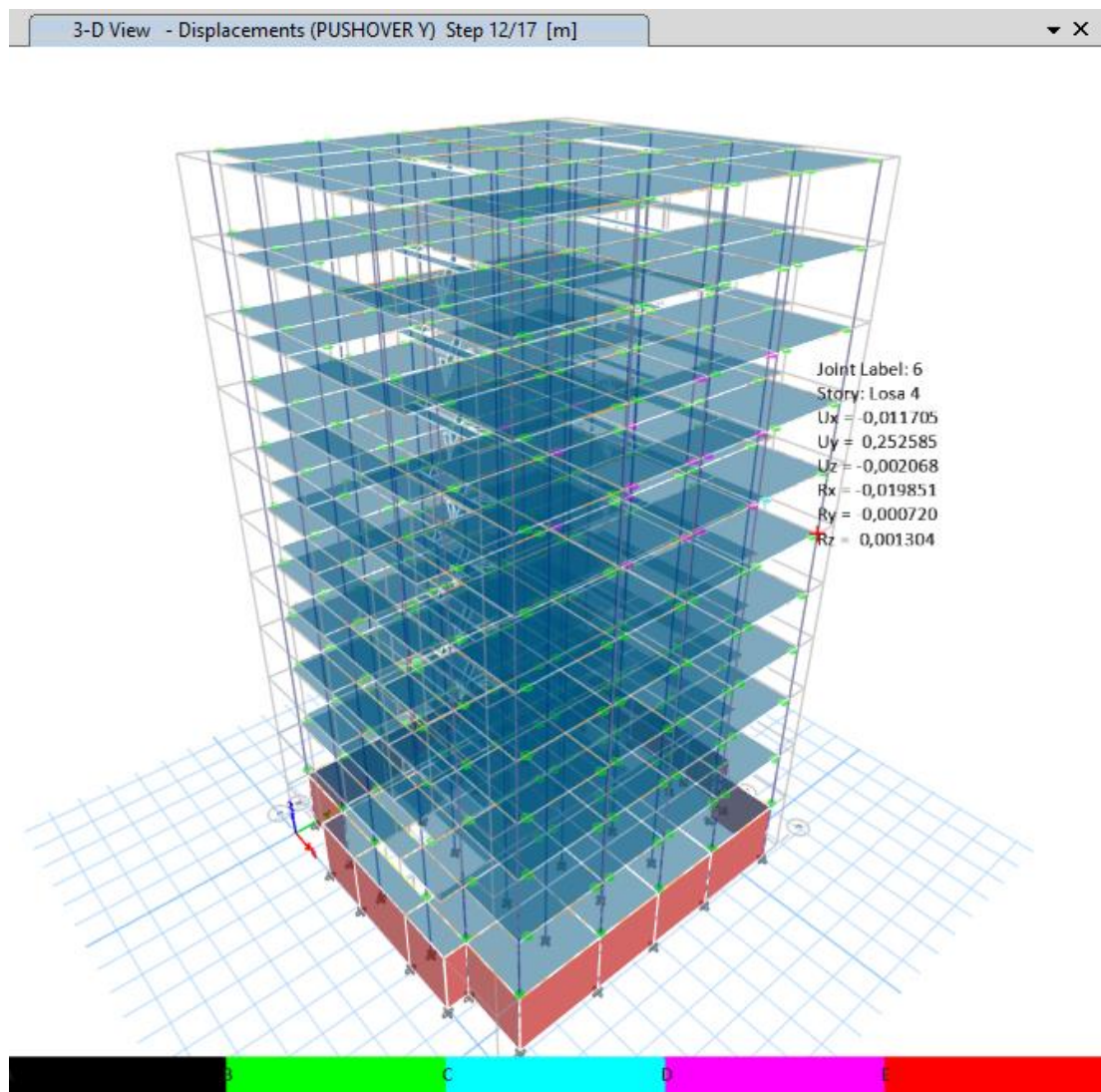
Tsec (s)	2,39
Teff (s)	2,002
β_{eff}	0,1188
Ductilidad	2,53
M	0,7024

Fuente: Julio Zamora

En la tabla se observan los parámetros para el punto de desempeño. La demanda es de 512,09 Tn de corte basal a 30 cm de desplazamiento, requiriéndose una ductilidad de 2,5352. El amortiguamiento efectivo alcanza el 11,88%.

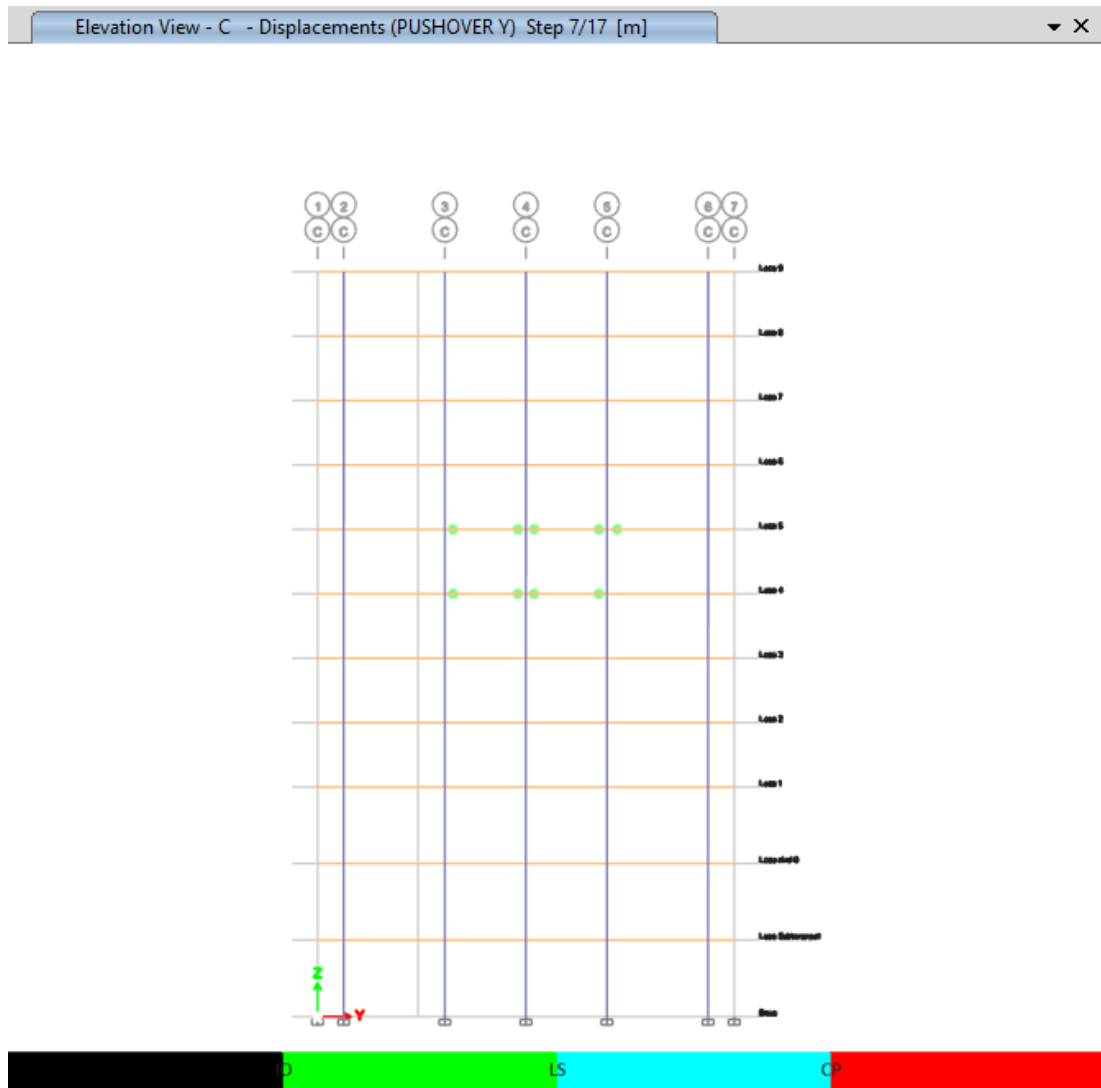
En la siguiente figura se ilustra el nivel de daño generado en la estructura incurriendo el rango inelástico.

Figura 88: Punto de máximo desplazamiento en el sentido Y'



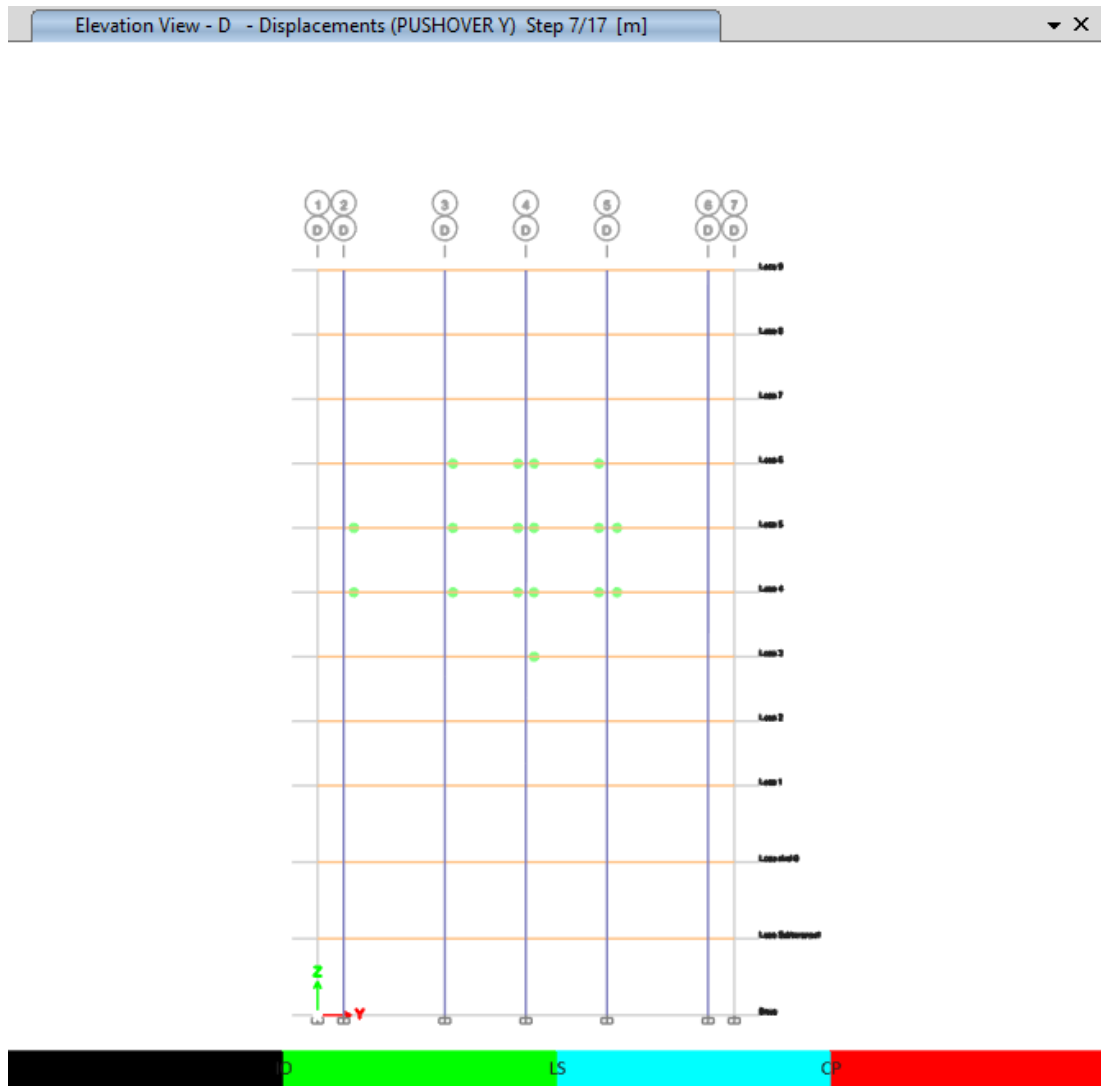
Fuente: ETABS 2018

Figura 89: Formación de rótulas plásticas eje C



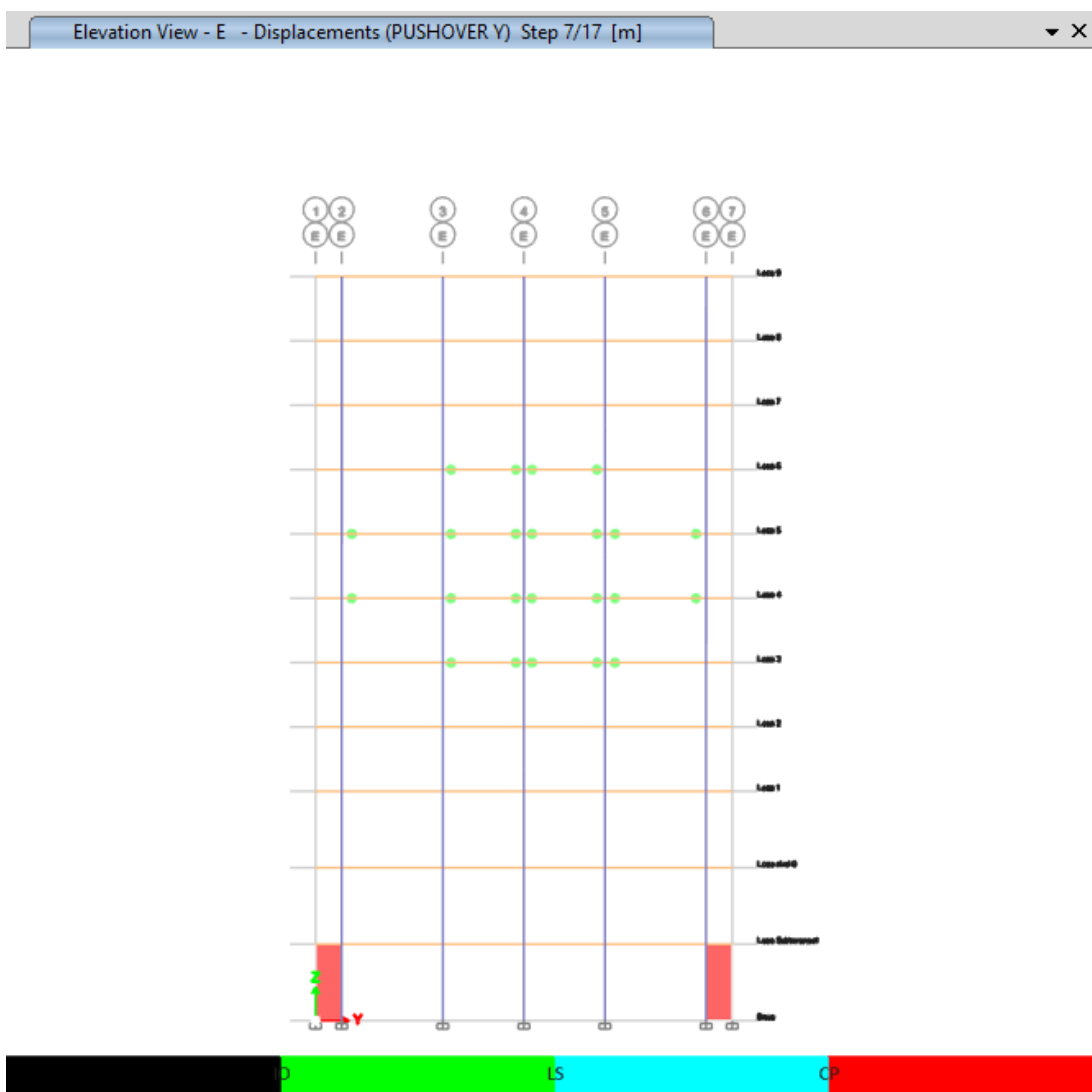
Fuente: ETABS 2018

Figura 90: Formación de rótulas plásticas eje D



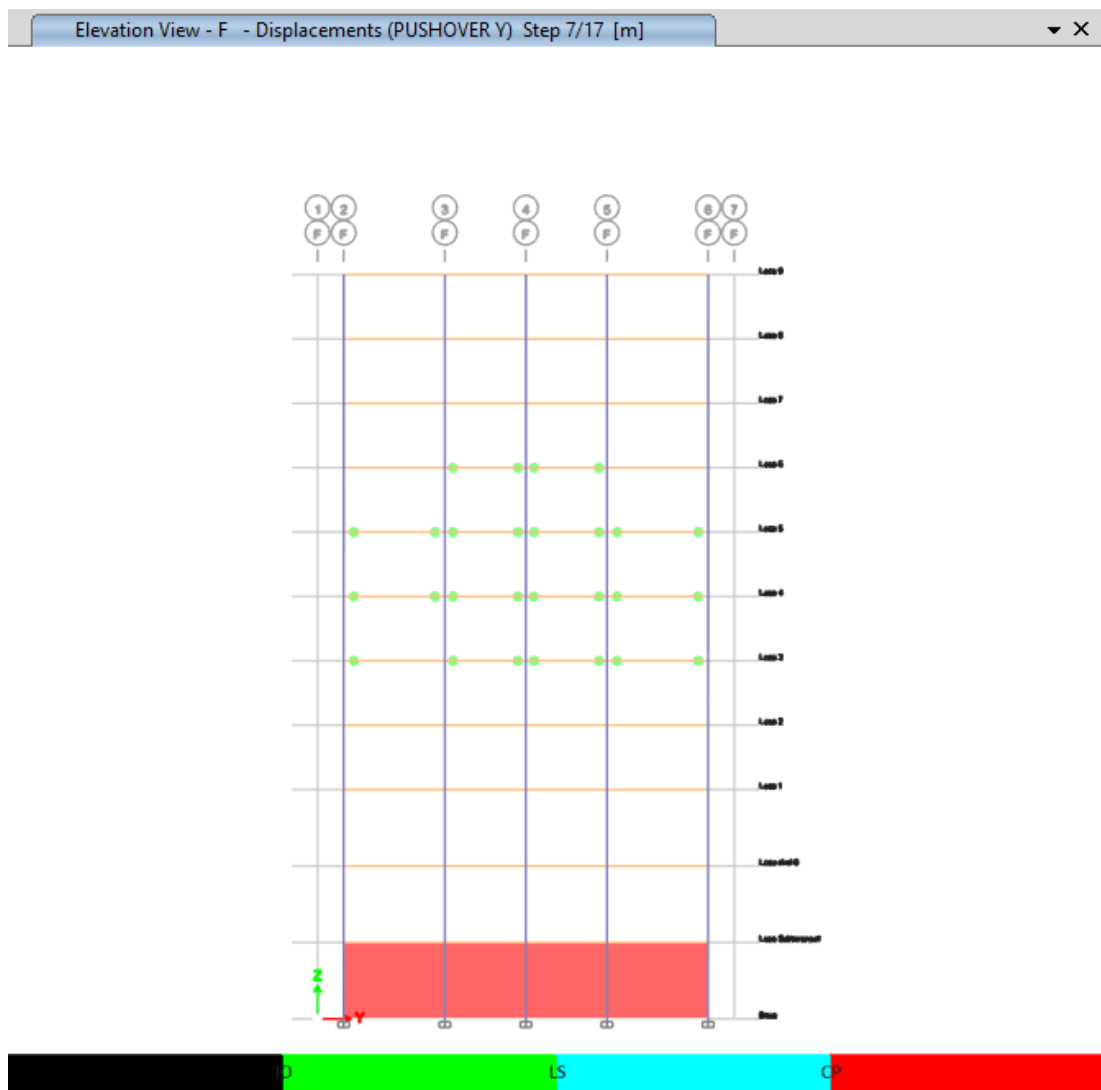
Fuente: ETABS 2018

Figura 91: Formación de rótulas plásticas eje E



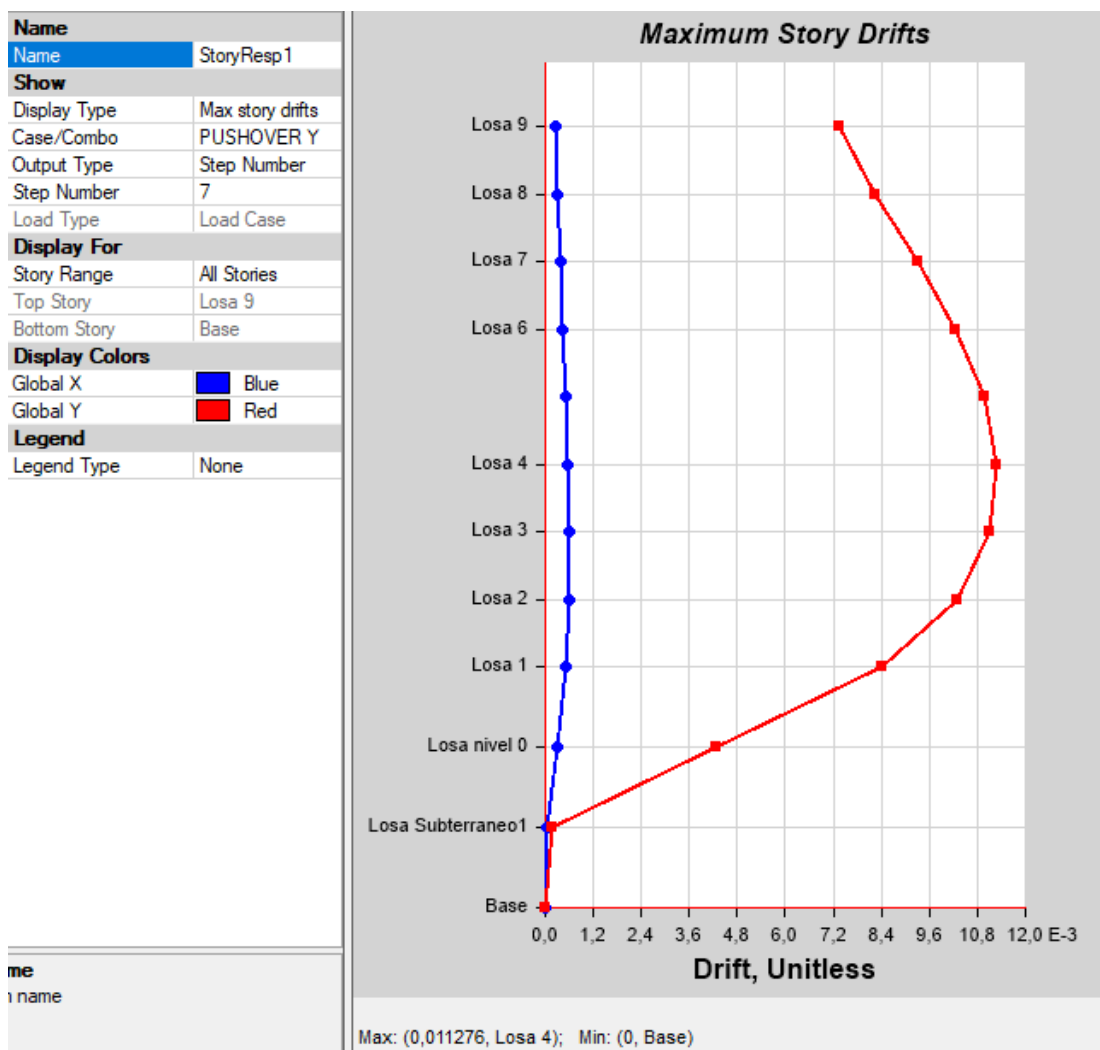
Fuente: ETABS 2018

Figura 92: Formación de rótulas plásticas eje F



Fuente: ETABS 2018

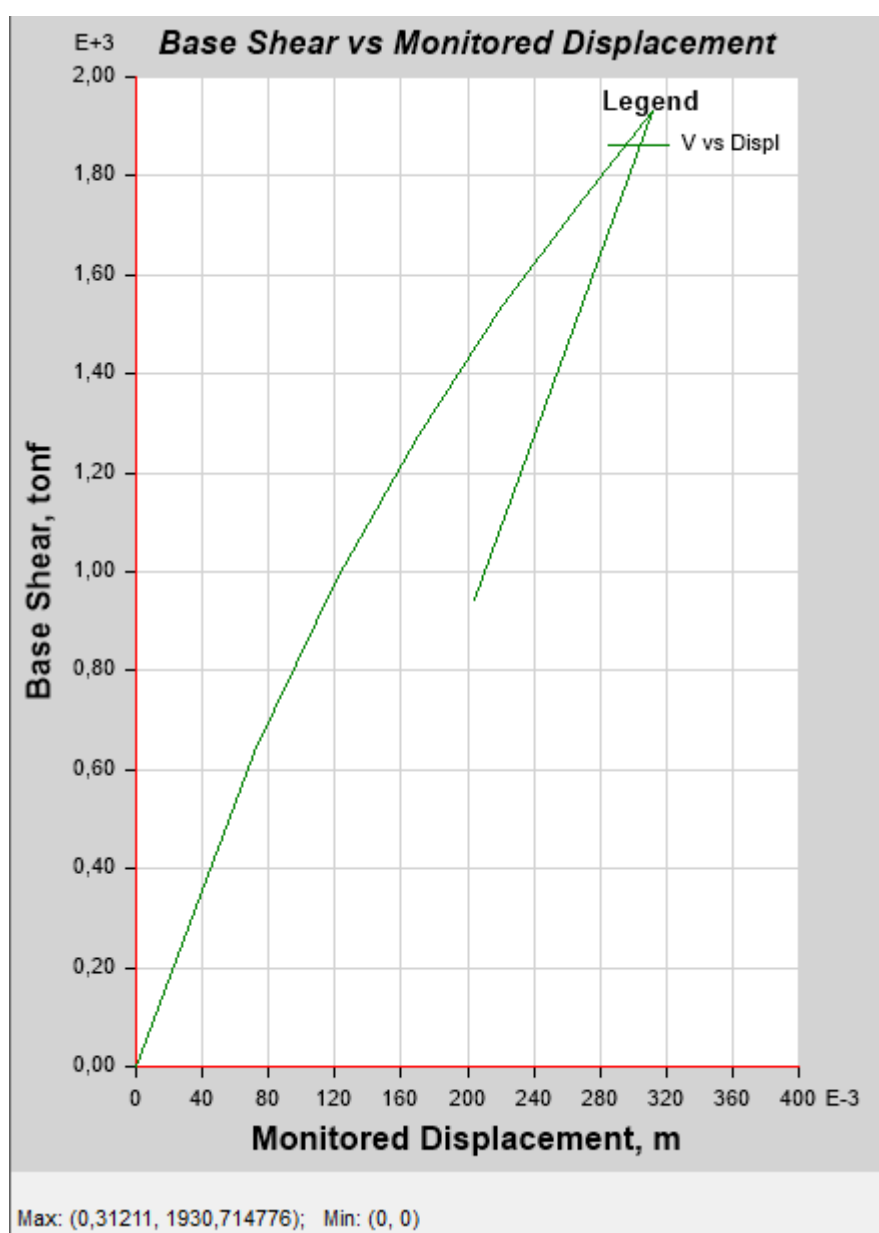
Figura 93: Deriva máxima en el punto de desempeño



Fuente: ETABS 2018

Curva de desempeño y punto de desempeño en la dirección X 20% con BRB's

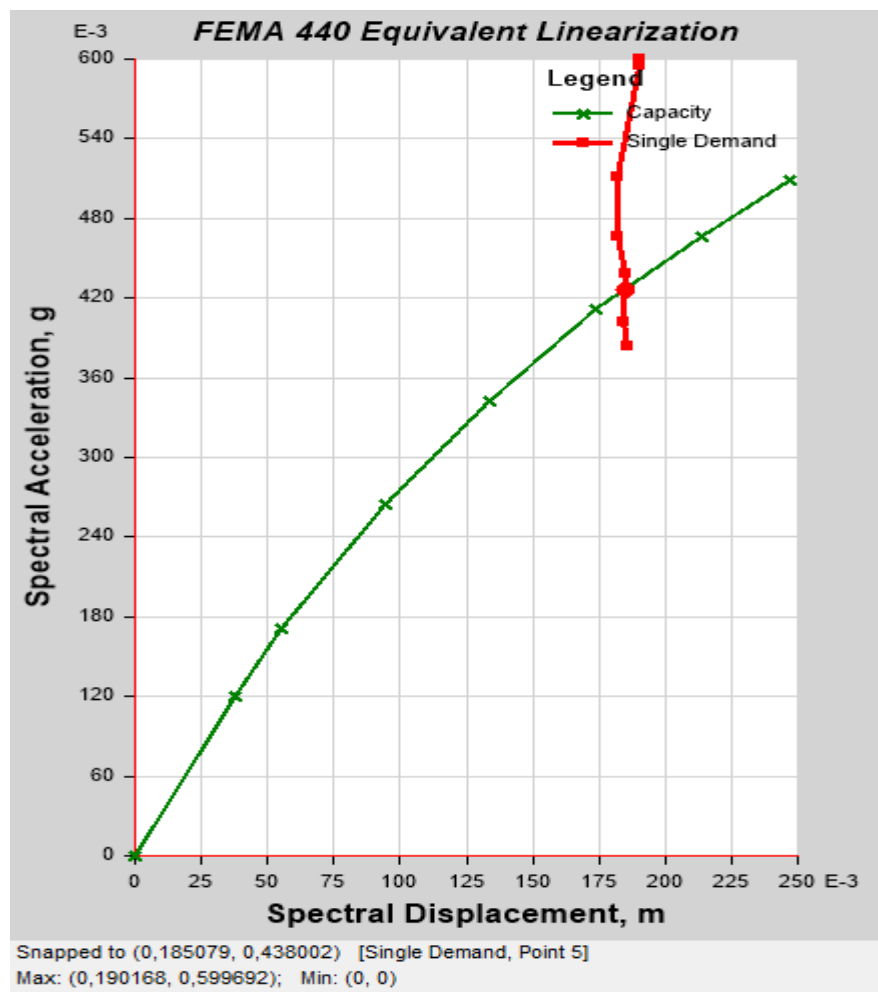
Figura 94: Curva de desempeño sentido X' aplicando el 20% de los BRB's



Fuente: ETABS 2018

Se observa que la estructura tendrá su capacidad máxima de desplazamiento hasta los 31 cm y con un corte basal de 1930,71 Tn.

Figura 95: Punto de desempeño sentido X' aplicando el 20% de los BRB's



Fuente: ETABS 2018

Figura 96: Parámetros en el punto de desempeño Y

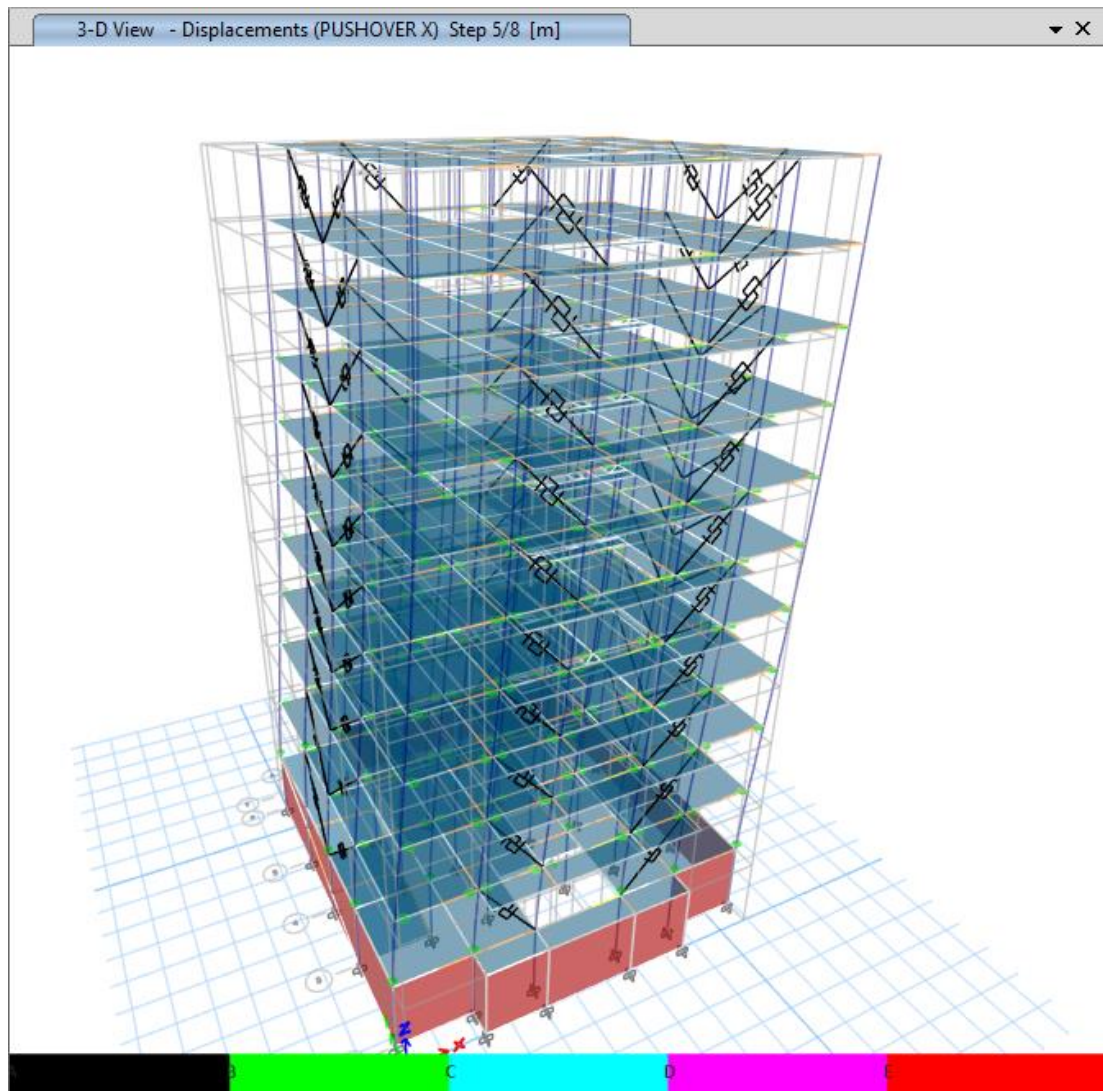
PUNTO DE DESEMPEÑO Y	
Sa (g)	0,426
Sd (m)	0,185
V (Tn)	1598,61
d (m)	0,23
Tsec (s)	1,32
Teff (s)	1,363
β_{eff}	0,123
Ductilidad	2,59
M	1,068

Fuente: Julio Zamora

En la tabla se observan los parámetros para el punto de desempeño. La demanda es de 1598,61 Tn de corte basal a 23 cm de desplazamiento, requiriéndose una ductilidad de 2,59. El amortiguamiento efectivo alcanza el 12,3%.

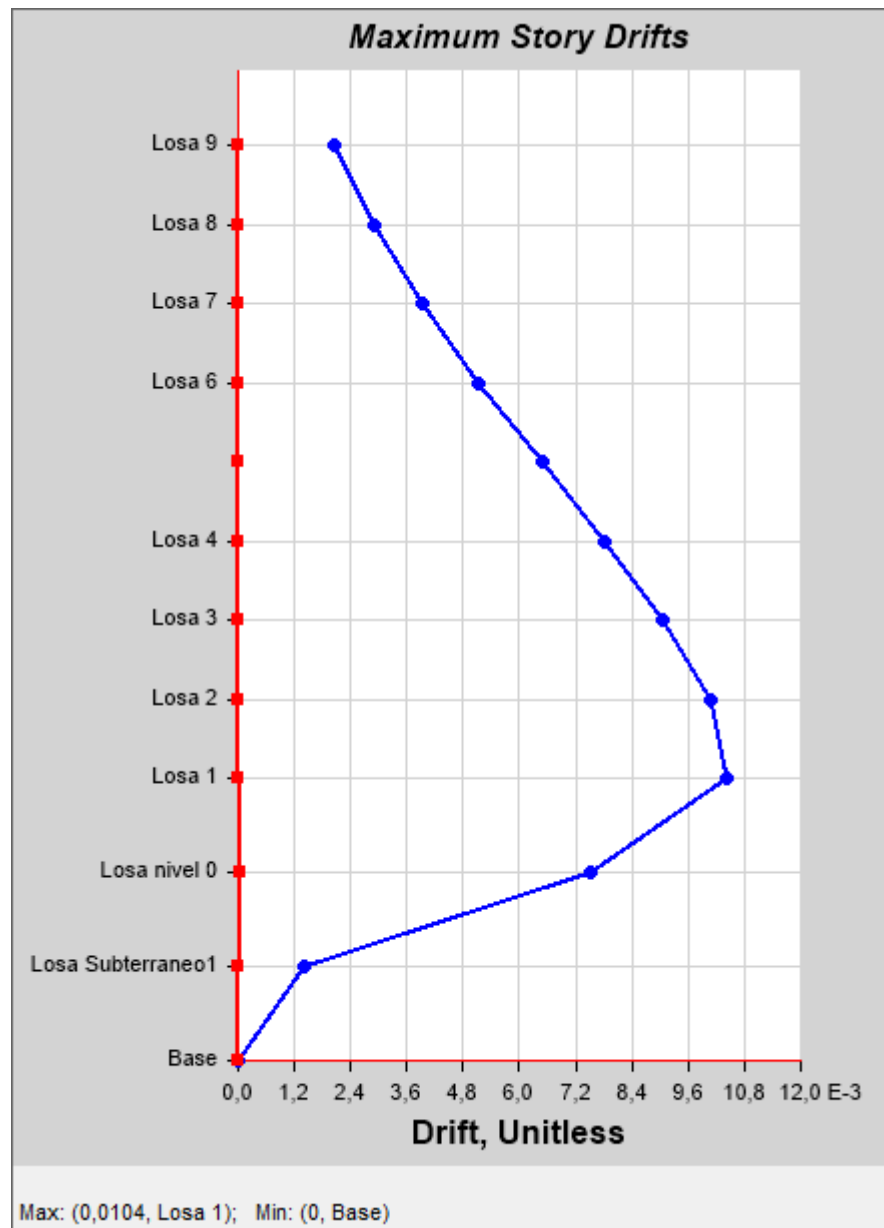
En la siguiente figura se ilustra el nivel de daño generado en la estructura incursionando el rango inelástico.

Figura 97: Punto de máximo desplazamiento sentido X' aplicando el 20% de los BRB's



Fuente: ETABS 2018

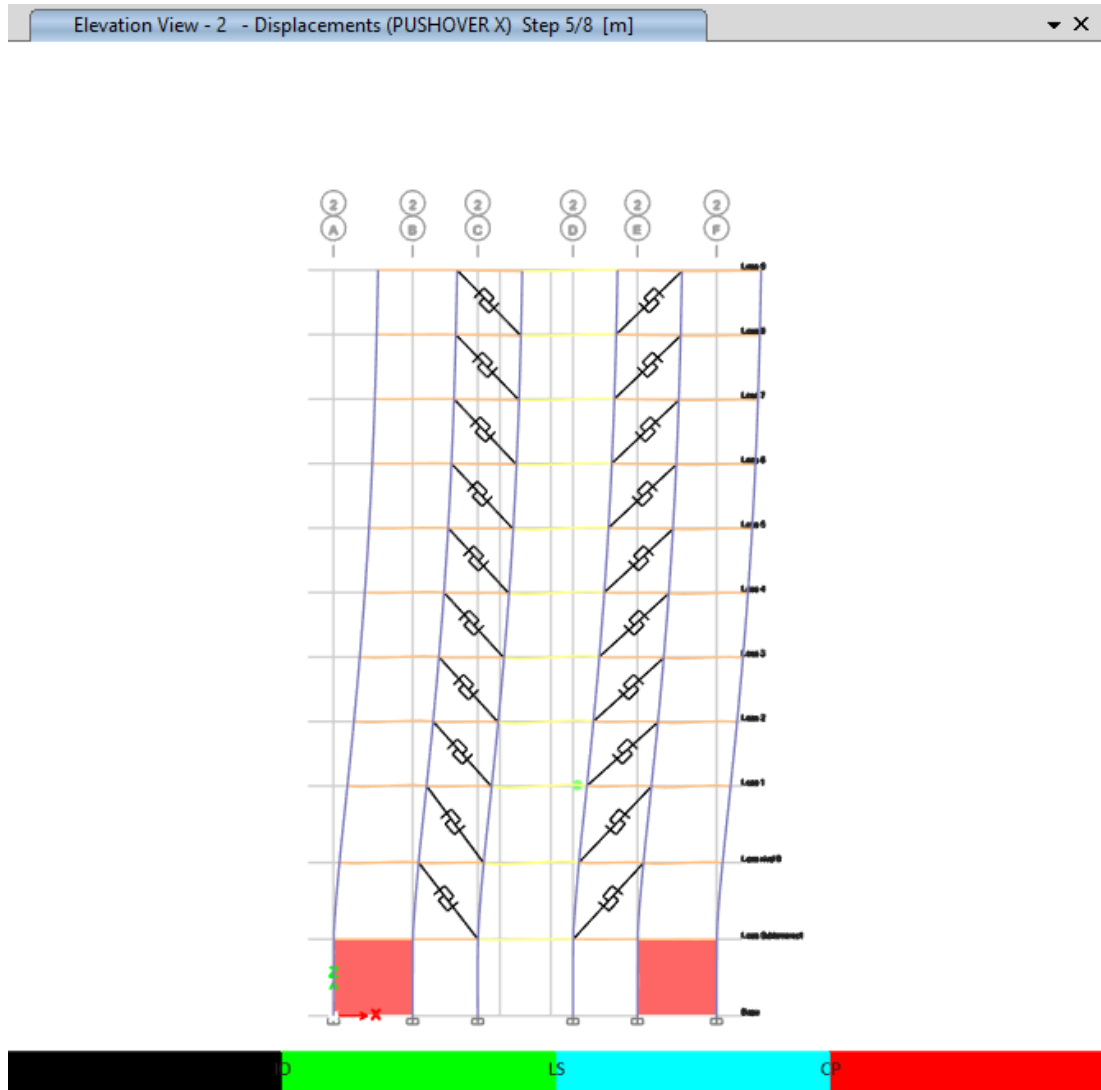
Figura 98: Máxima deriva sentido X' aplicando el 20% de los BRB's



Fuente: ETABS 2018

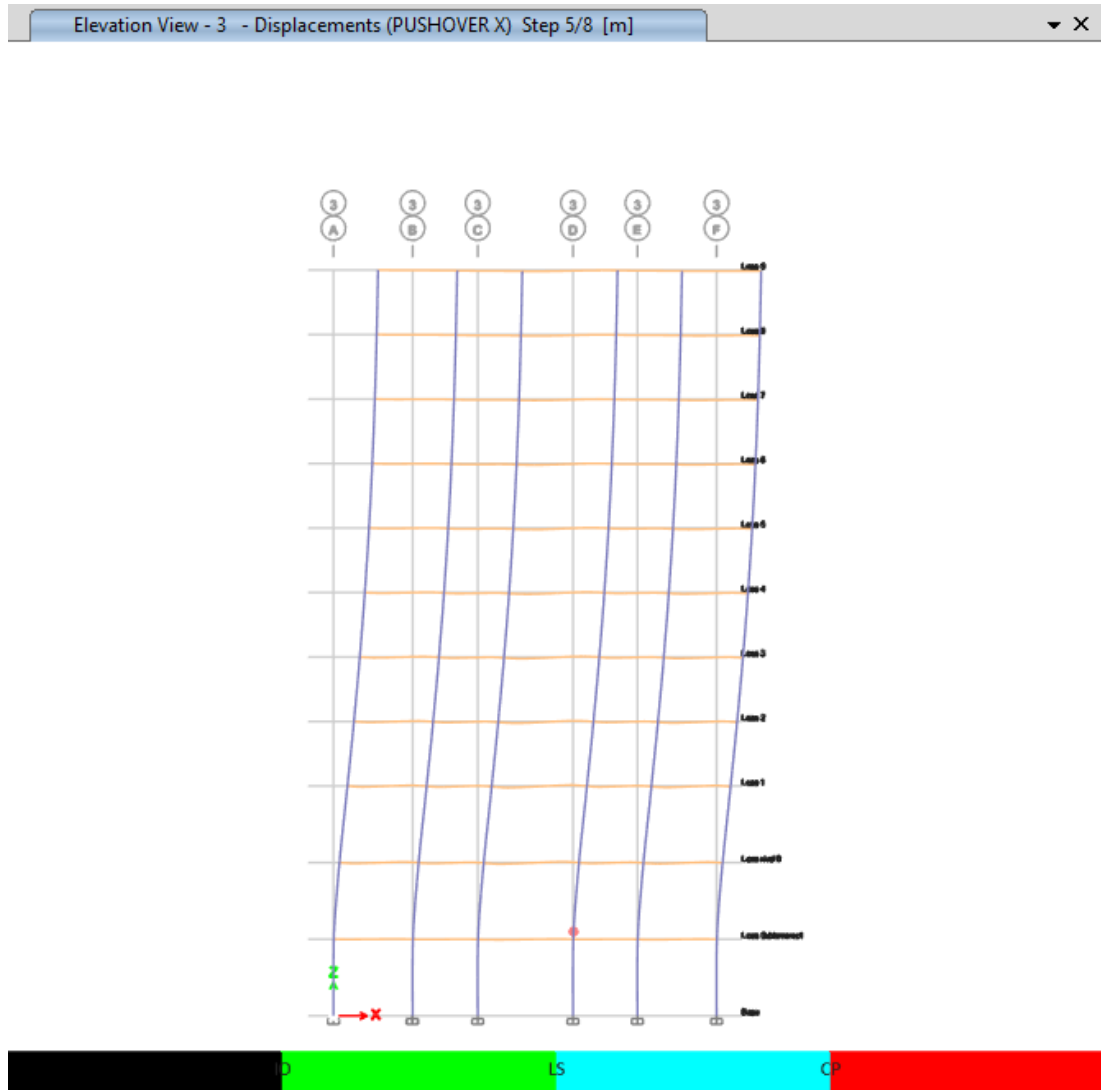
DAÑOS SENTIDO X

Figura 99: Formación de rótulas plásticas eje 2 sentido X' aplicando el 20% de los BRB's



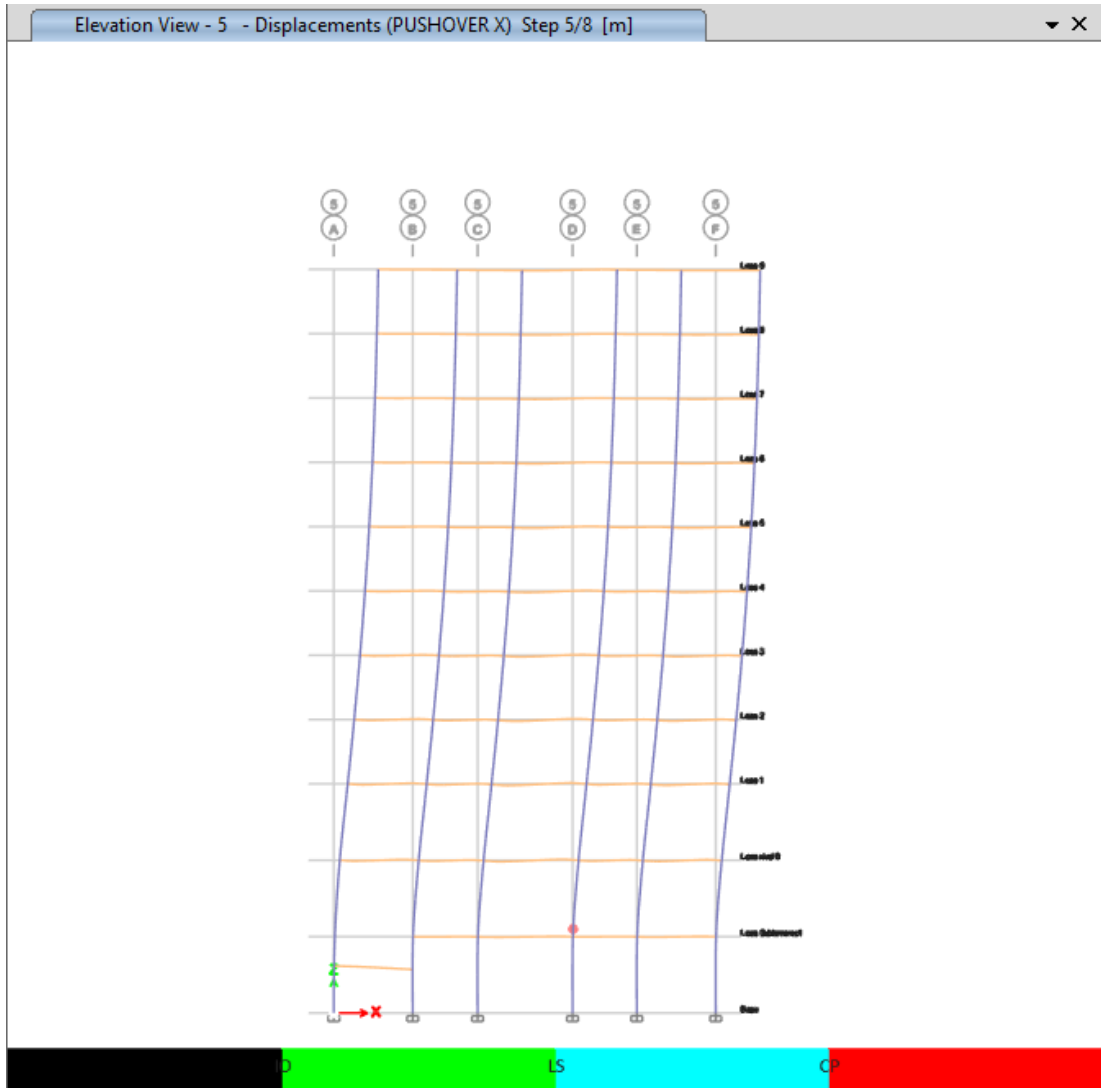
Fuente: ETABS 2018

Figura 100: Formación de rótulas plásticas eje 3 sentido X' aplicando el 20% de los BRB's



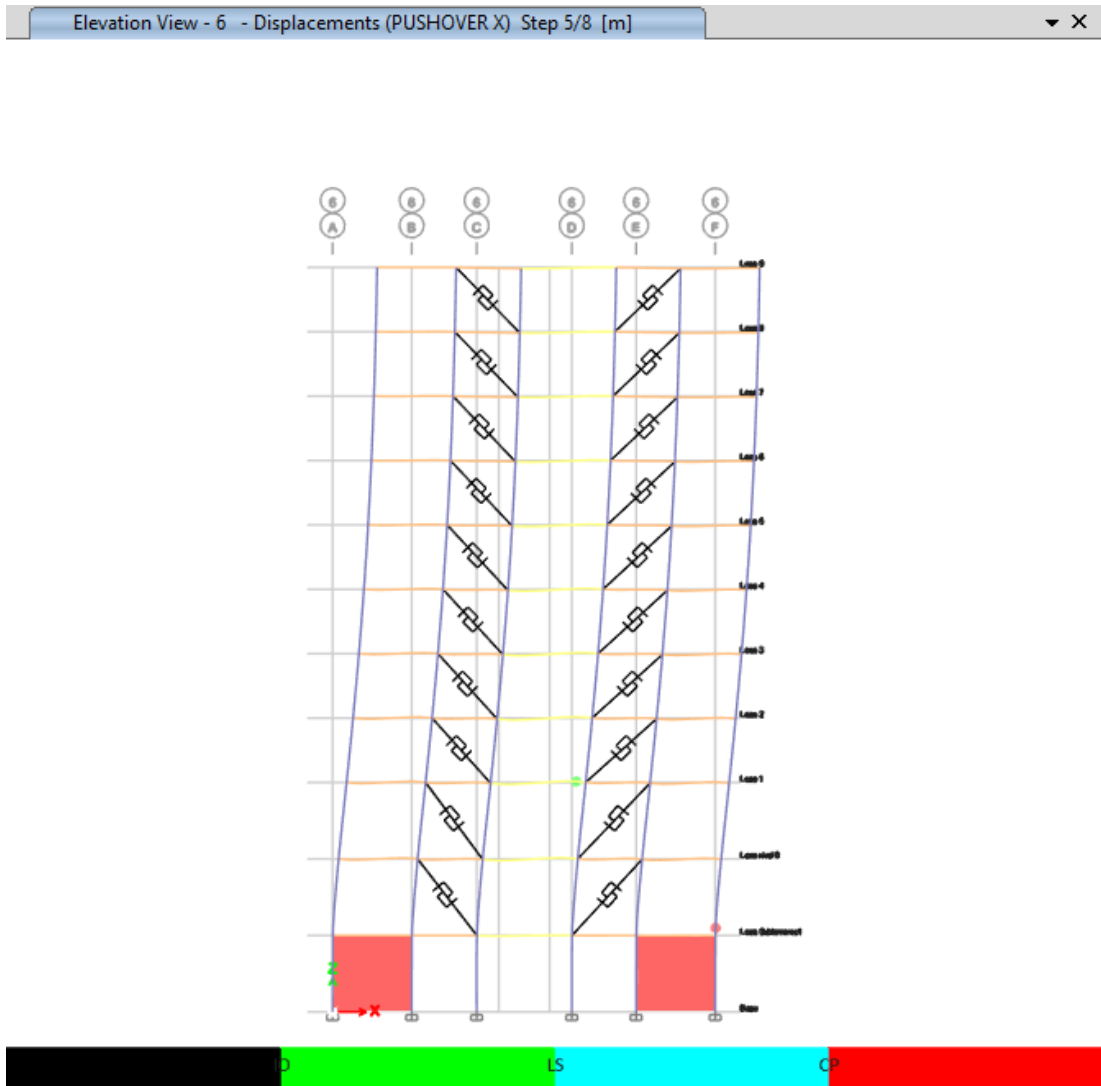
Fuente: ETABS 2018

Figura 101: Formación de rótulas plásticas eje 5 sentido X' aplicando el 20% de los BRB's



Fuente: ETABS 2018

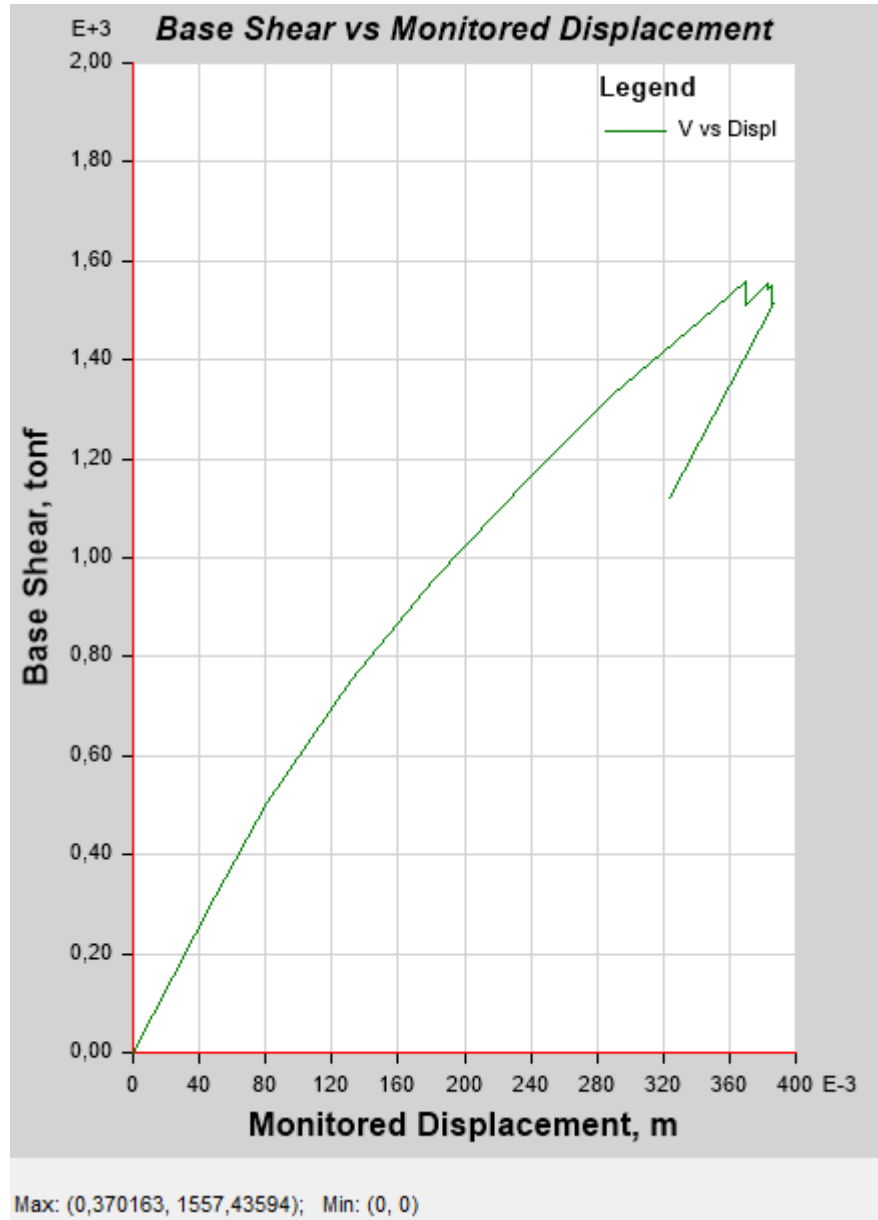
Figura 102: Formación de rótulas plásticas eje 6 sentido X' aplicando el 20% de los BRB's



Fuente: ETABS 2018

Curva de desempeño y punto de desempeño en la dirección Y 20%

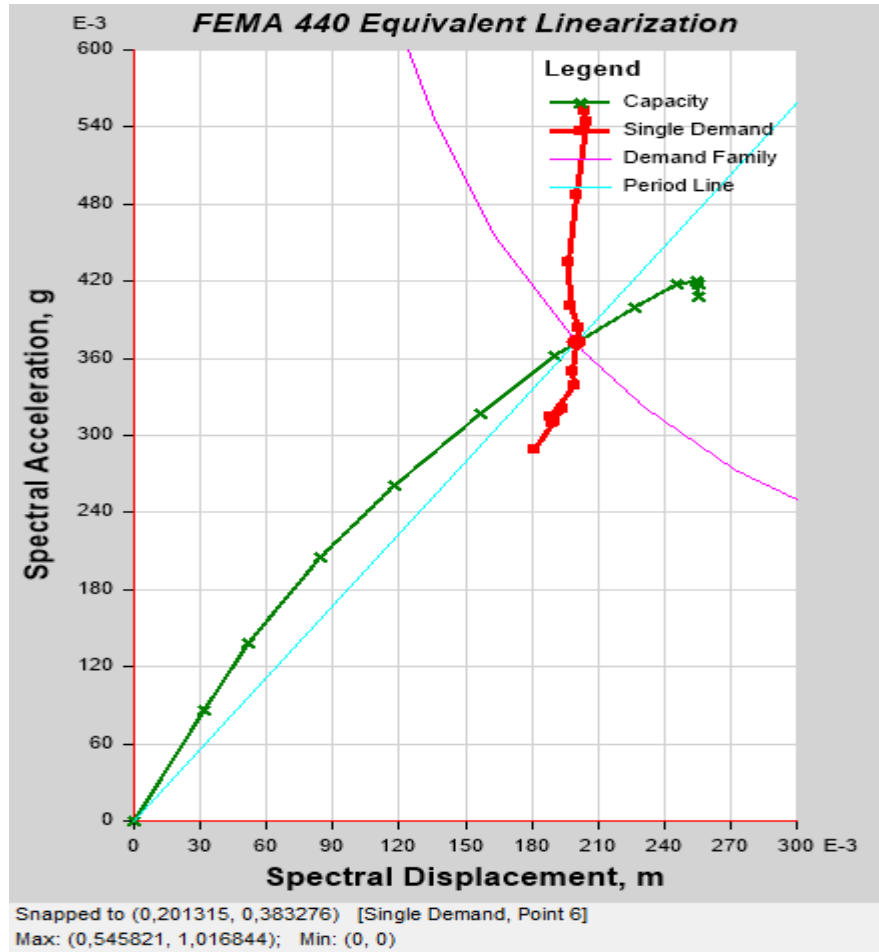
Figura 103: Curva de desempeño sentido Y' aplicando el 20% de los BRB's



Fuente: ETABS 2018

Se observa que la estructura tendrá su capacidad máxima de desplazamiento hasta los 37 cm y con un corte basal de 1557,44 Tn.

Figura 104: Punto de desempeño sentido Y' aplicando el 20% de los BRB's



Fuente: ETABS 2018

Tabla 6: Parámetros para el punto de desempeño Y

PUNTO DE DESEMPEÑO Y	
Sa (g)	0,373
Sd (m)	0,200
V (Tn)	1373,09
d (m)	0,30
Tsec (s)	1,47
Teff (s)	1,537
β_{eff}	0,1406
Ductilidad	2,841

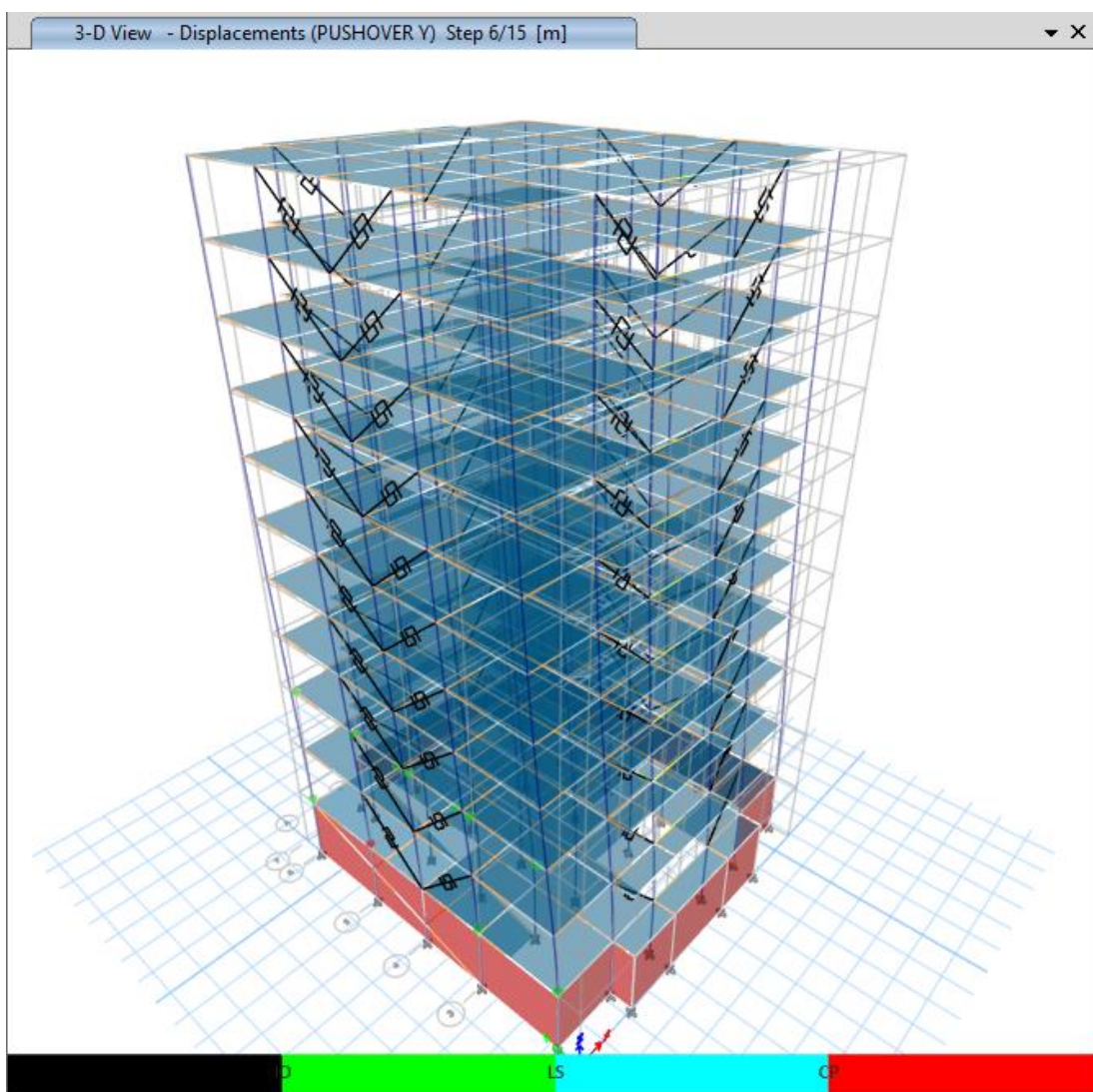
M	1,093
---	-------

Fuente: Julio Zamora

En la tabla se observan los parámetros para el punto de desempeño. La demanda es de 1373,0941 Tn de corte basal a 30 cm de desplazamiento, requiriéndose una ductilidad de 2,84. El amortiguamiento efectivo alcanza el 14,06%.

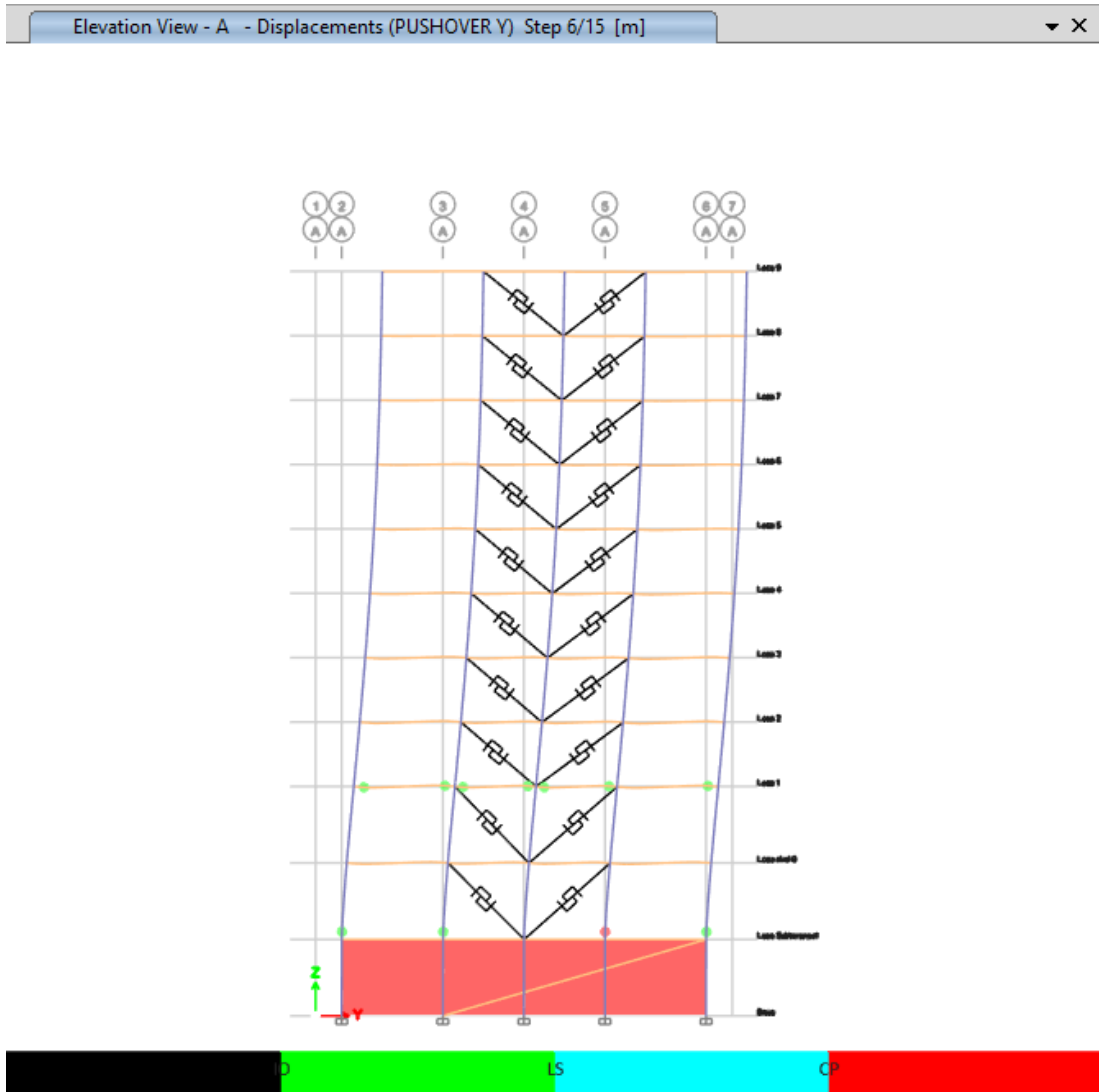
En la siguiente figura se ilustra el nivel de daño generado en la estructura incurriendo el rango inelástico.

Figura 105: Punto de máximo desplazamiento sentido Y' aplicando el 20% de los BRB's



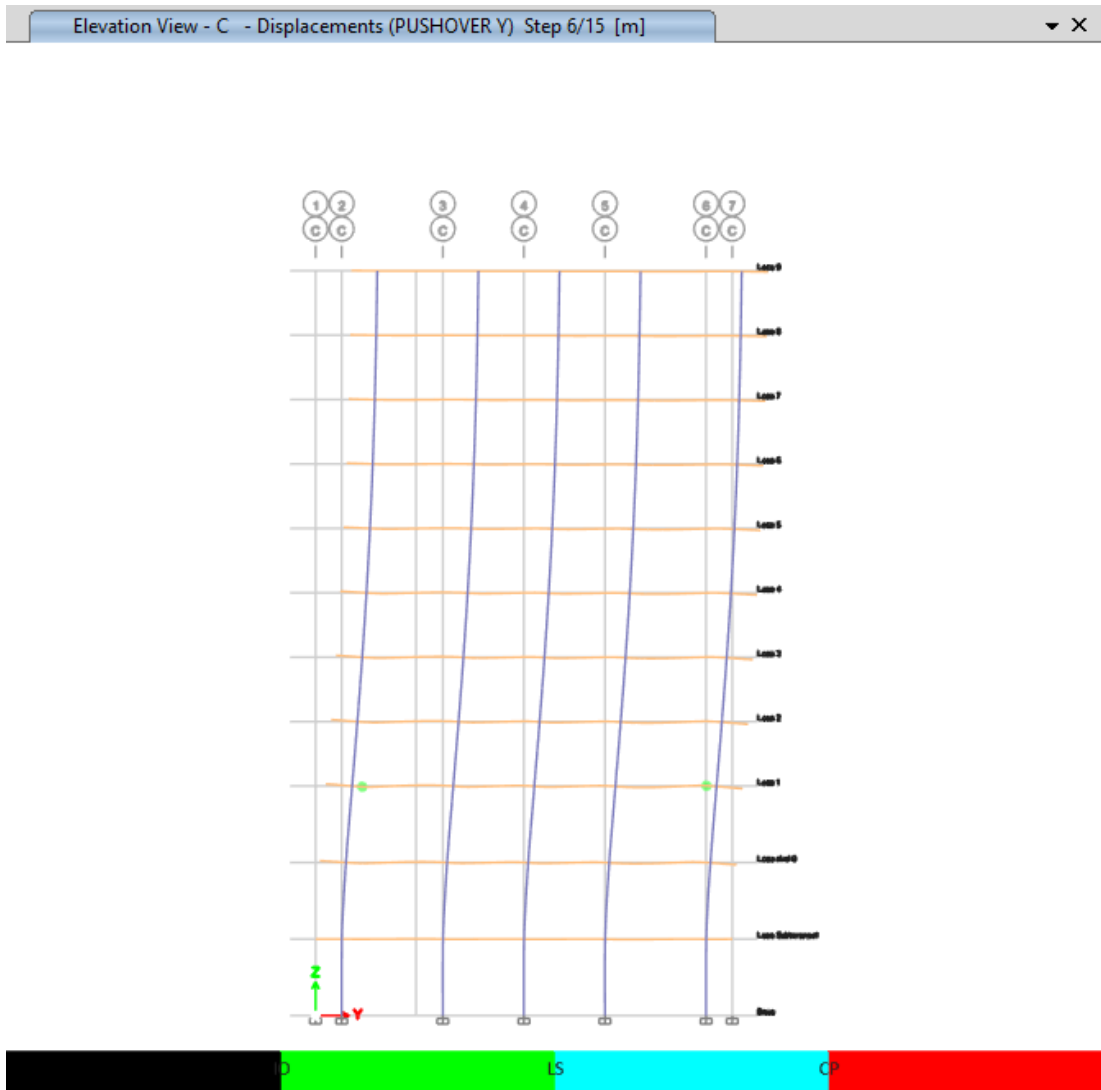
Fuente: ETABS 2018

Figura 106: Formación de rótulas plásticas eje A sentido Y' aplicando el 20% de los BRB's



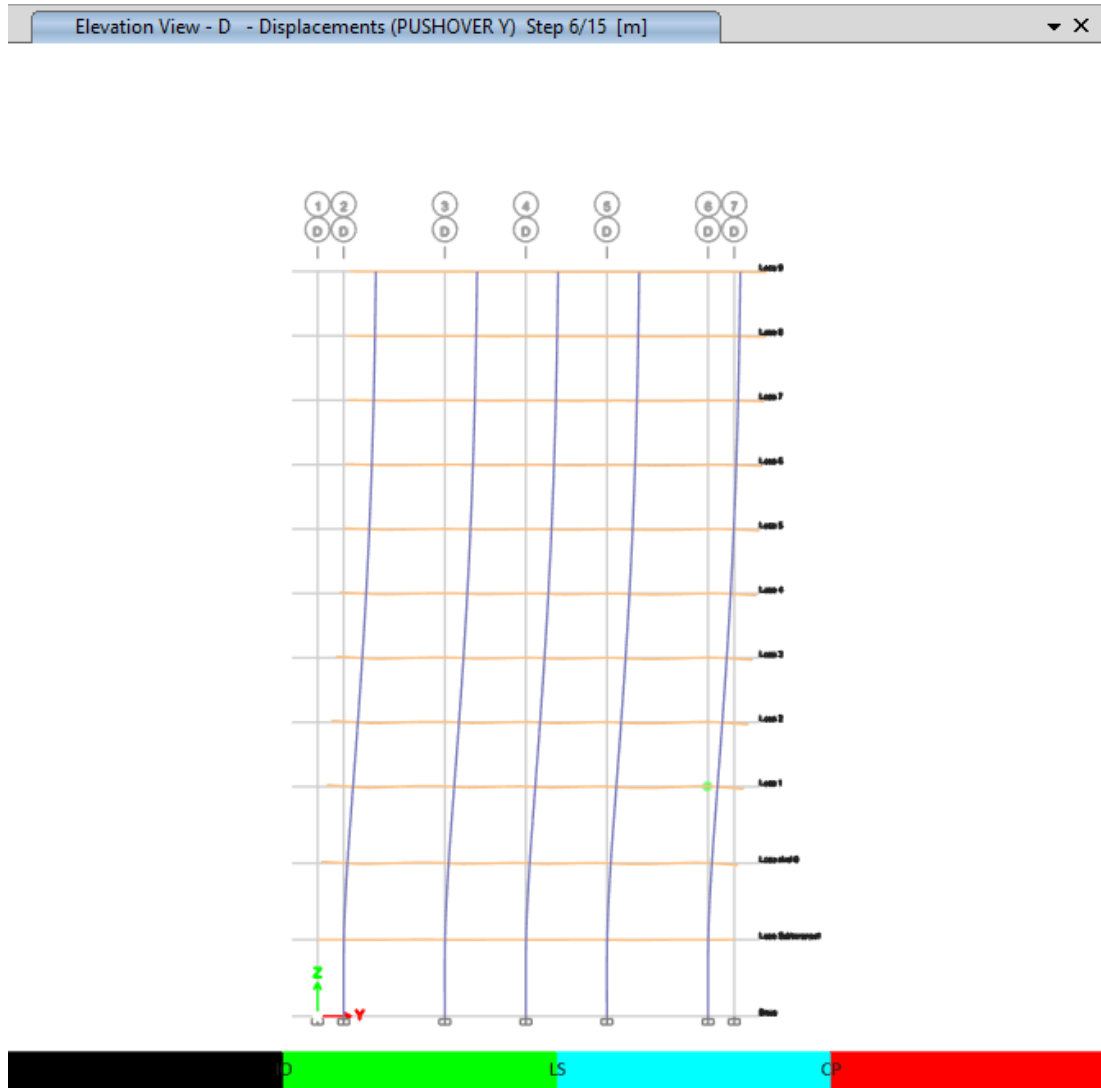
Fuente: ETABS 2018

Figura 107: Formación de rótulas plásticas eje C sentido Y' aplicando el 20% de los BRB's: Formación de rótulas plásticas eje C sentido Y' aplicando el 20% de los BRB's.



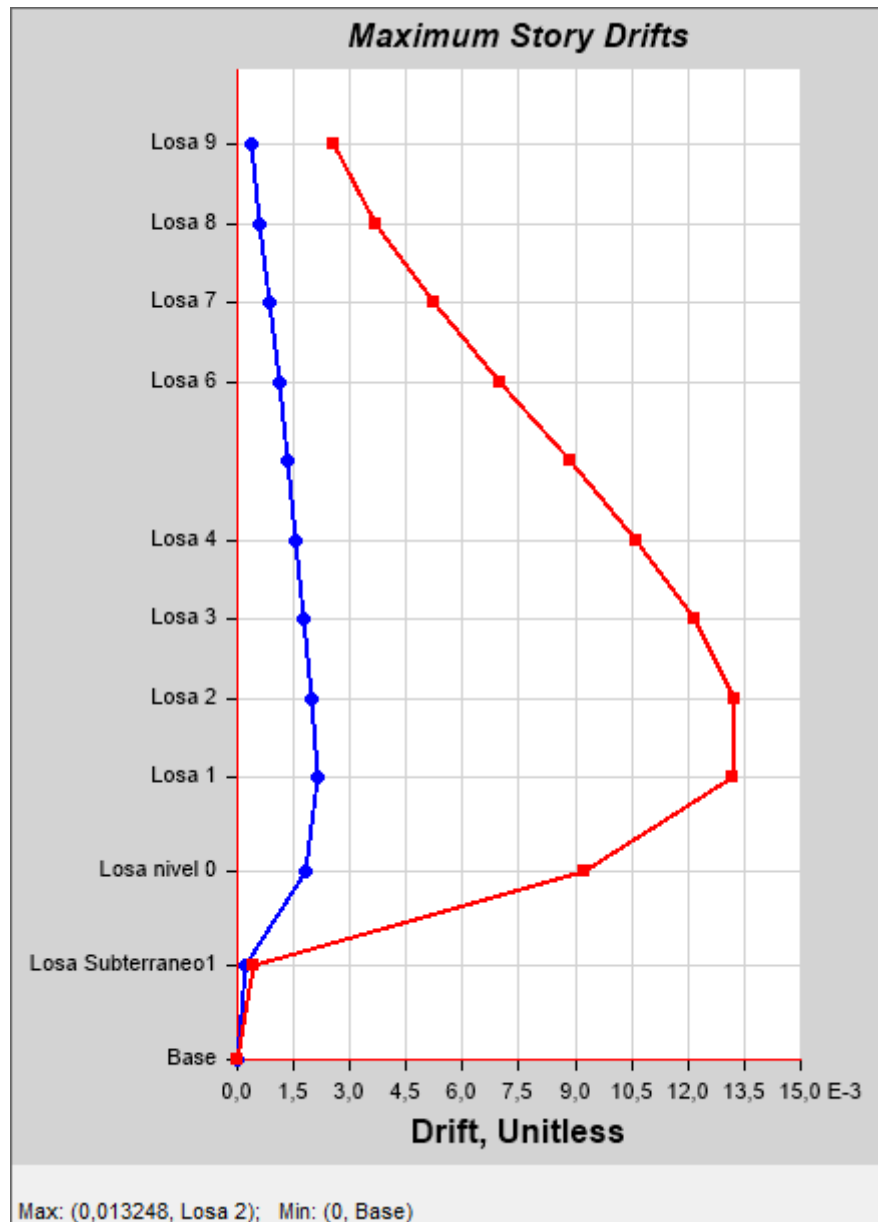
Fuente: ETABS 2018

Figura 108: Formación de rótulas plásticas eje D sentido Y' aplicando el 20% de los BRB's



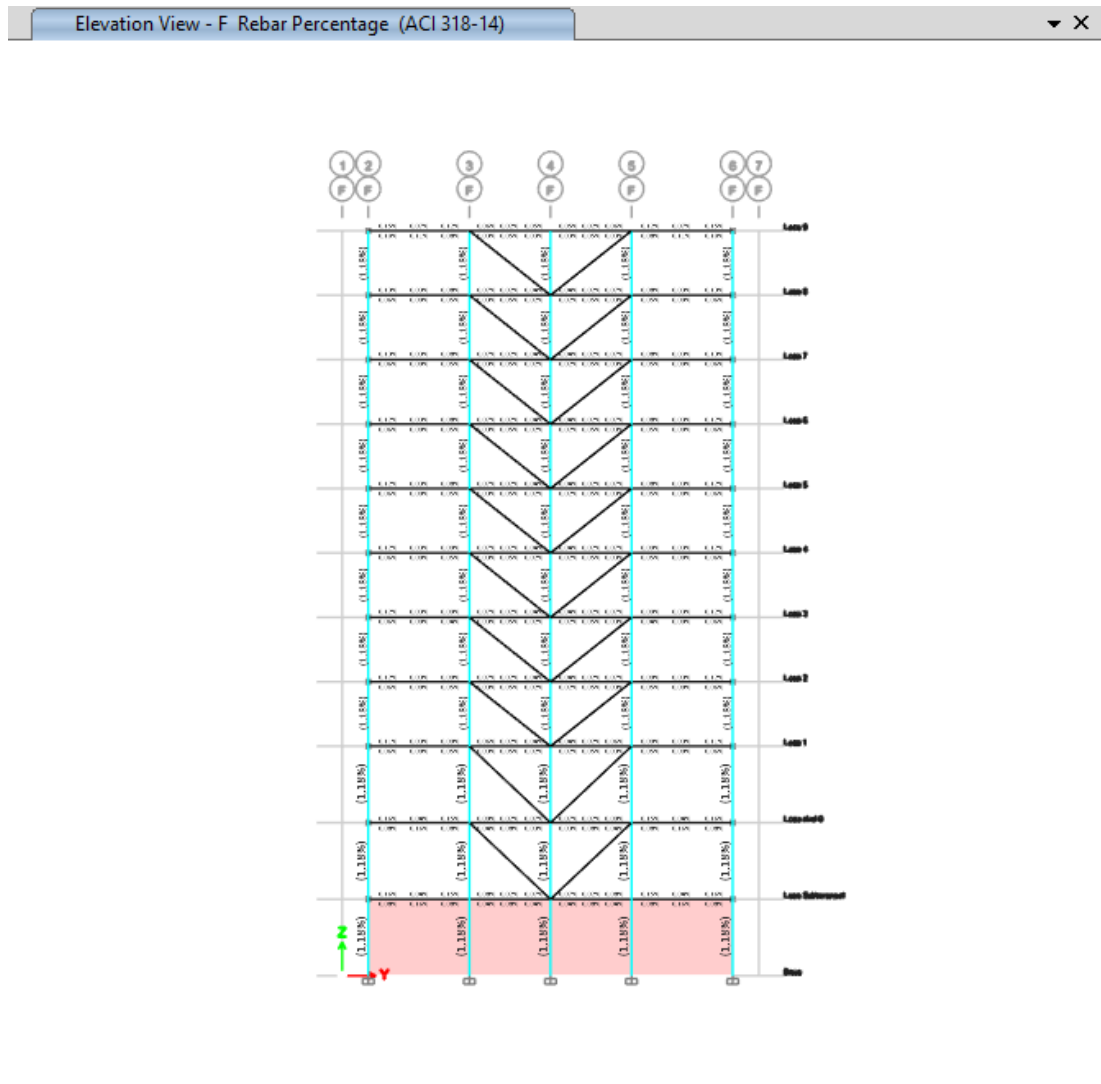
Fuente: ETABS 2018

Figura 109: Máxima deriva en el punto de desempeño en el sentido Y' aplicando el 20% de los BRB's



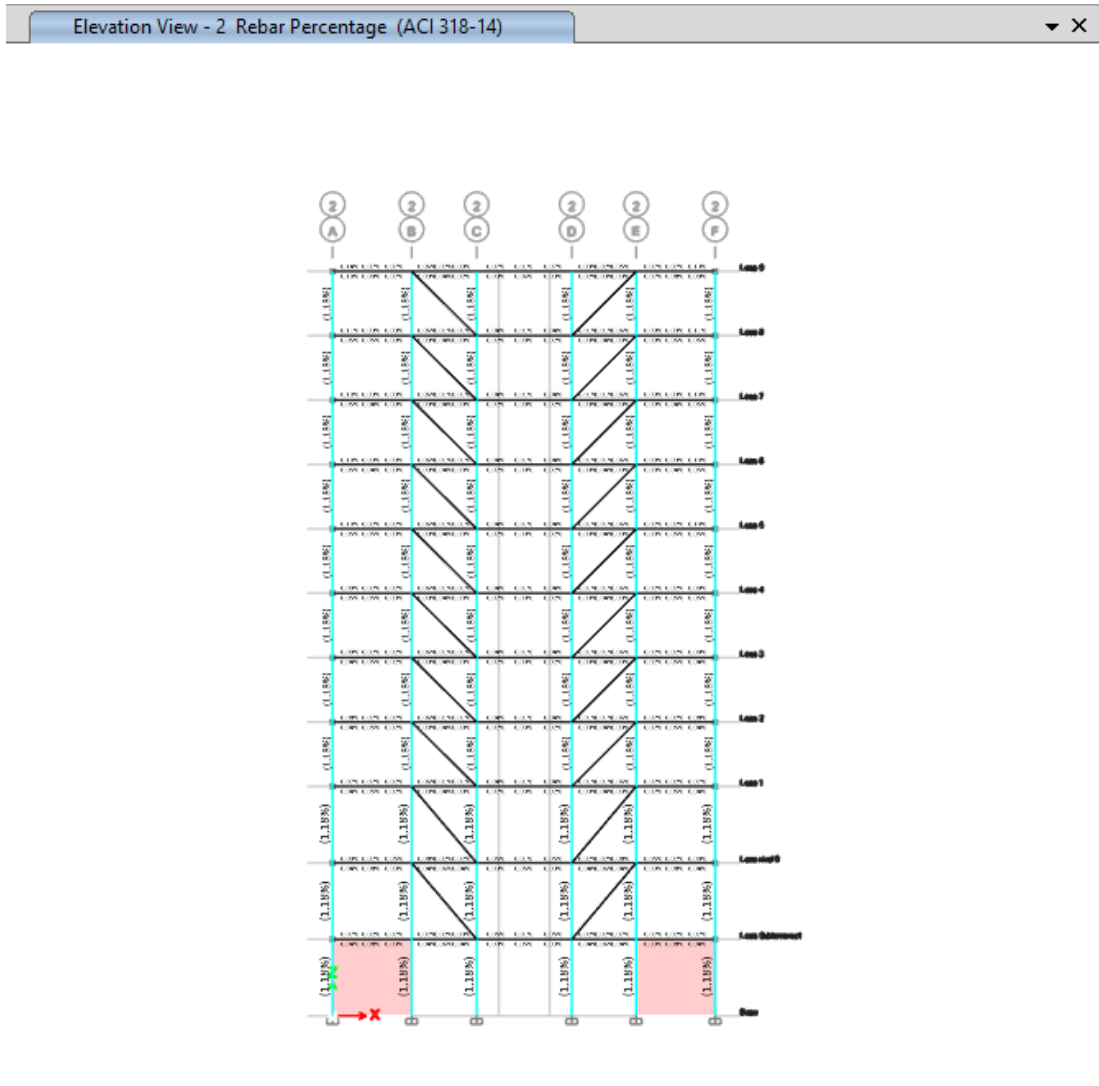
Fuente: ETABS 2018

Figura 111: Diseño de los elementos estructurales eje F' aplicando BRB's



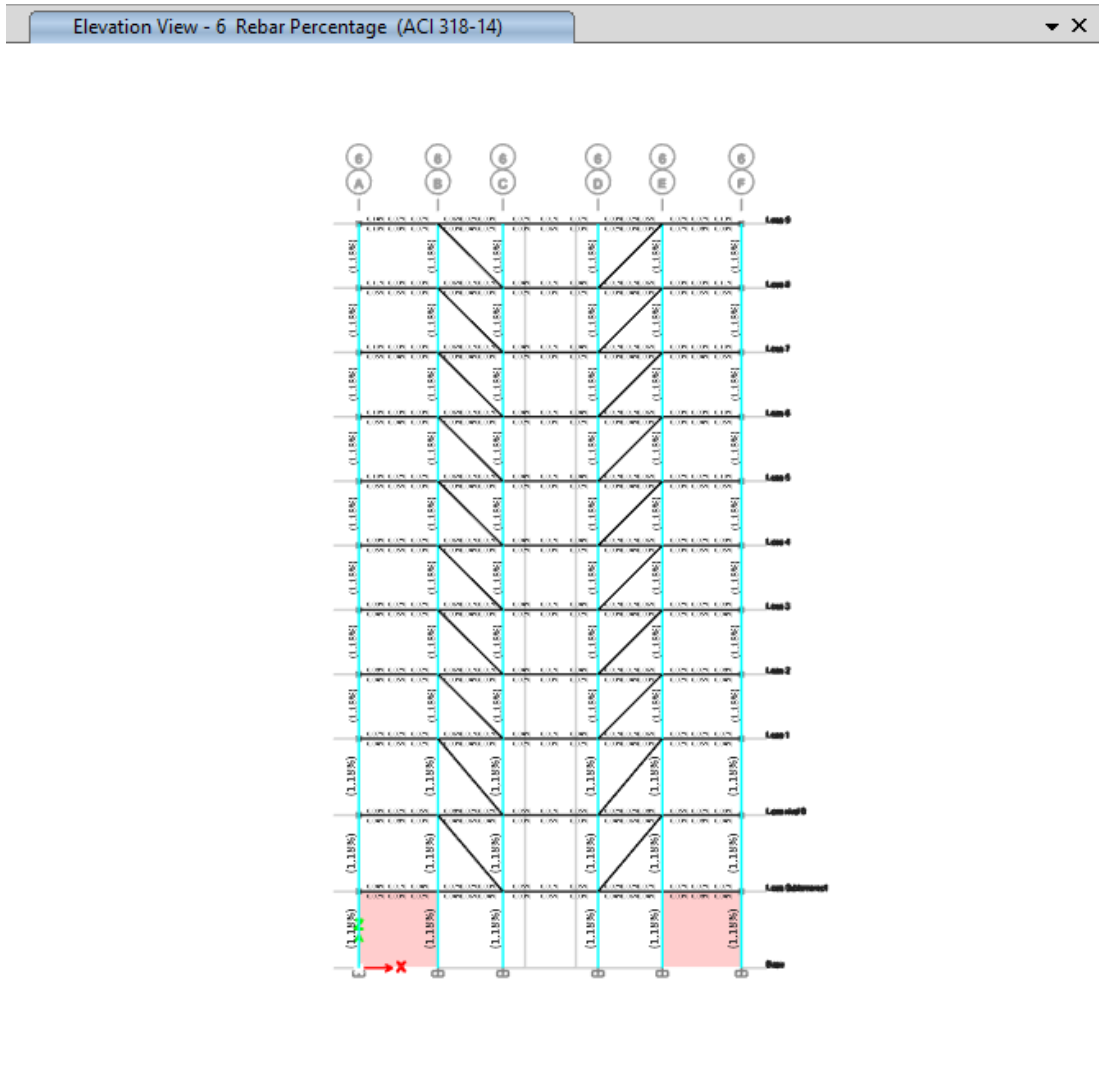
Fuente: ETABS 2018

Figura 112: Diseño de los elementos estructurales eje 2' aplicando BRB's



Fuente: ETABS 2018

Figura 113: Diseño de los elementos estructurales eje 6' aplicando BRB's



Fuente: ETABS 2018

CAPÍTULO IV

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1. Conclusiones

- Luego de realizar el diseño estructural sismo resistente para los dos tipos de sistemas, se pudo determinar que para la estructura convencional sin BRB's se necesita unas columnas de 0,80 x 0.80 m y para las vigas una sección de 0,50 x 0,30 m, y para la estructura con el sistema de disipadores sísmicos una sección de columna de 0,80 x 0,80 m y para las vigas una sección de 0,50 x 0,30 m respectivamente.
- Se determinaron las secciones transversales óptimas para los núcleos de acero de los BRB's, de acuerdo con el nivel de desempeño estructural deseado.
- Se efectuó un análisis estático no lineal para obtener el desempeño de los sistemas estructurales analizados, determinando que para la estructura convencional alcanza un nivel de desempeño de prevención de colapso, y para la estructura con el sistema de disipación sísmica alcanza un nivel de desempeño totalmente operacional.
- Se obtuvieron desplazamientos máximos para un evento sísmico raro con un período de retorno de 475 años para los dos tipos de sistemas estructurales. Para la estructura convencional en el sentido X' la demanda es de 445,30 Tn de corte basal a 29 cm de desplazamiento, en el sentido Y' la demanda es de 512,09 Tn de corte basal a 30 cm de desplazamiento, mientras que para la estructura con los BRB's en el sentido X' la demanda es de 1598,61 Tn de corte basal a 23 cm de desplazamiento, en el sentido Y' la demanda es de 1373,0941 Tn de corte basal a 30 cm de desplazamiento, demostrando que si

implementamos los BRB's la estructura alcanzará un excelente desempeño estructural bajo las cargas impuestas por el sismo de diseño.

- Se comprobó que al implementar este sistema de disipación sísmica el porcentaje se logró reducir en un gran porcentaje el número de rótulas plásticas en OI como también en PC, en la estructura convencional en el sentido X' la estructura presenta 346 rótulas plásticas en OI, en el sentido Y' la estructura presenta 76 rótulas plásticas en OI, mientras que en la estructura con BRB's en el sentido X' la estructura presenta 2 rótulas en OI y 3 PC, mientras que en el sentido Y' la estructura presenta 13 rótulas plásticas en OI y 1 en PC, indicando que en costos de reparación del edificio luego de que trascienda un sismo de un $T_r = 475$ años la estructura con los BRB's ahorrará en un 50% del costo normal de reparación de la estructura convencional.
- Se comprobó que, al implementar sistemas de disipación sísmica en estructuras de mediana altura, aumenta el nivel de desempeño sísmico a operacional cuidando la vida de sus ocupantes y de los centros comerciales que no sufrirán daños en su funcionamiento tras un evento sísmico.

4.2. Recomendaciones

- Se recomienda diseñar un prototipo del sistema de disipación sísmica tomando en cuenta que estos prototipos deberán ser ensayados según las normas pertinentes.
- Para evitar sobredimensionamientos se recomienda realizar un análisis estático no lineal que nos facilite acorde a las normas un diseño estructural sísmico resistente óptimo que sea a la vez muy bueno.
- Se recomienda verificar las diferentes configuraciones del sistema de disipación sísmica en la estructura, para conocer sus diferentes ventajas y desventajas al momento de la ejecución del proyecto civil.
- Al implementar el sistema de disipación sísmica se recomienda colocar los BRB's desde el primer nivel hasta el último nivel de la estructura.

BIBLIOGRAFÍA

- [1] A. I. o. S. Construction, Seismic Provisions for, Chicago: Copyright, 2010.
- [2] N. E. d. I. Construcción, NEC-SE-DS CARGAS SÍSMICAS DISEÑO SISMO RESISTENTE, QUITO: Dirección de Counciaación Social, 2015.
- [3] P. Q. M. A. E. R. Angulo, «ESTUDIO DE PELIGRO SÍSMICO DE ECUADOR Y PROPUESTA DE ESPECTROS DE DISEÑO PARA LA CIUDAD DE CUENCA,» *Rev. Ing. Sísmica,*, 2016.
- [4] M. -. Camicon, «NEC_SE_DS Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente,» 2015.
- [5] FEMA, «FEMA 349 - Action Plan for Performance Based Seismic Design,» *FEMA 349*, p. 66, 2000.
- [6] FEMA, FEMA 273 NEHRP Guidelines For The Seismic Rehabilitation Of Buildings, Washington DC: Federal Emergency Managment Agency, 1997.
- [7] C. D. E. I. Civil, «DISEÑO POR DESEMPEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE HORMIGÓN ARMADO MEDIANTE LOS CÓDIGOS FEMA, UTILIZANDO ETABs,» 2011.
- [8] J. P. P. HERNÁNDEZ, «DISEÑO DE EDIFICIOS CON ARRIOSTRAMIENTOS CON PANDEO RESTRINGIDO,» UNIVERSIDAD DE LOS ANDES, BOGOTA, 2013.
- [9] G. P. -. P. M. -. M. Guzmán, «CONSIDERACIONES SOBRE EL ANÁLISIS DE PÓRTICOS SISMORRESISTENTES CON BARRAS DE PANDEO RESTRINGIDO,» Asociación Argentina, Argentina, 2009.

- [10] C. R. - A. Torres, «Repositorio Universidad Técnica de Ambato,» 11 2018.
[En línea]. Available:
https://repositorio.uta.edu.ec/handle/123456789/29198?fbclid=IwAR3H9KV2GxUlyI8TRgk4aNP55j8RhbEe7NXCKOv39C_a1PyQITL9o2vCZ78.
- [11] D. Galarza, «EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE LA OSCUS MEDIANTE COMPARACIÓN DEL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER), ANÁLISIS ESTÁTICO MODAL (PUSHOVERMULTIMODAL) Y DINÁMICO NO-LINEAL (HISTORIA DE RESPUESTA),» 2019.
- [12] C.D.R.W., «Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings,» *Appl. Technlo. Counc*, vol. 1, p. 334, 1996.
- [13] «Errata for Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings,» 2014.
- [14] M. J. N. P. a. R. P. A. J.B. Mander, 1988.
- [15] CSI, «Takeda hysteresis model - [En línea],» [En línea].
- [16] T. P. y. R. Park, «Reinforced Concrete Structures,» 1975.
- [17] A. Abril, «Desempeño estructural sísmico de un edificio multifamiliar,» Repositorio Universidad Técnica de Ambato, Ambato, 2020.
- [18] M. U. C.-M. & S. R. Bruneau, *Ductile design of steel structures*, McGraw-Hill, 2011.
- [19] C.-M. U. R. S. Michel Bruneau, *Ductile Design of*, New York: Copyright, 2011.
- [20] R. Cancelado, *Caracterización mecánica y modelamiento estructural de un disipador pasivo de energía de tipo Arriostramiento de Pandeo Restringido*, Bogotá: Universidad Nacional de Colombia, 2012.
- [21] C. Y. W. & K. C. T., «Local buckling of Buckling Restrained Braces,» *14th World Conference on Earthquake Engineering. Shangai*, 2008.

- [22] Q. Xie, «State of art of buckling-restrained braces in Asia. Journal of Constructional Steel Research,» pp. 727 - 748, 2005.
- [23] V. Á. y. C. A. R. Aguiar, «DISEÑO DE CONTRAVIENTO Y PLACAS GUSSET DE CONEXIÓN PARA SOPORTAR DISIPADORES DE ENERGÍA,» *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras,*, vol. 12, n° 2, pp. 227-249, 2017.
- [24] F. J. CRISAFULLI, Diseño sismorresistente de construcciones de acero, Mendoza, Argentina: alacero, 2018.
- [25] P. E. T.-G. M. C.-M. Diego Francisco Ledezma-Ramírez, «Scielo,» Ing. invest. y tecnol., Ener/Mar 2019. [En línea]. Available: http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1405-77432019000100009. [Último acceso: Ener/Abril 2021].
- [26] S. F. M. Paez, «Reacondicionamiento Sismico de Edificios de Hórmigon Armado con el primer piso blando mediante Disipadores de Energía,» Escuela de Ingeniería Mecánica, Republica Dominicana , 2017.
- [27] O. Ortiz, «Universidad de Cuenca,» 14 09 2018. [En línea]. Available: <http://dspace.ucuenca.edu.ec/handle/123456789/31545>.
- [28] M. Aguaguña, «ResearchGate,» 30 08 2015. [En línea]. Available: https://www.researchgate.net/publication/321895886_Analisis_diseno_y_evaluacion_sismica_de_edificios_altos_de_construccion_compuesta_y_con_arrios_tramientos_de_pandeo_restringido.
- [29] M. Medalla, «ResearchGate,» 18-20 03 2015. [En línea]. Available: https://www.researchgate.net/publication/281239618_APLICACION_INDUSTRIAL_DE_RIOSTRAS_DE_PANDEO_RESTRINGIDO_BRB_EN_CHILE.
- [30] C. A. A., «Scribd,» 08 2012. [En línea]. Available: <https://es.scribd.com/document/103370471/Factores-de-Respuesta-Sismica-en-Marcos-con-Riostras-de-Pandeo-Restringido>.

- [31] J. Guaje, «ACADEMIA,» 12 08 2015. [En línea]. Available: [https://www.academia.edu/36158242/Porticos_con_Riostras_de_Pandeo_Restringido#:~:text=Los%20p%C3%B3rticos%20con%20riostras%20de%20pandeo%20restringido%20\(BRBF%2C%20buckling%2D,de%20los%20p%C3%B3rticos%20arriostros%20conc%C3%A9ntricamente..](https://www.academia.edu/36158242/Porticos_con_Riostras_de_Pandeo_Restringido#:~:text=Los%20p%C3%B3rticos%20con%20riostras%20de%20pandeo%20restringido%20(BRBF%2C%20buckling%2D,de%20los%20p%C3%B3rticos%20arriostros%20conc%C3%A9ntricamente..)
- [32] P. Herandez, «ZIGURAT,» GLOBAL INSTITUTE OF TECHNOLOGY, 20 01 2019. [En línea]. Available: <https://www.e-zigurat.com/blog/es/que-son-los-arriostres-de-pandeo-restringido-brbf/>.
- [33] V. González, «COMPARACIÓN TÉCNICA DE ESTRUCTURAS METÁLICAS, ANALIZADAS MEDIANTE EL MÉTODO LINEAL DE SEGUNDO ORDEN Y ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER,» *J. Chem. Inf. Model.*, vol. 53, pp. 1680 - 1700, 2017.
- [34] R. A. Falconí, Análisis sísmico de edificios, QUITO: Escuela Politécnica del Ejército, 2008.
- [35] J. Espinoza, Diseño de sistemas de ensayo cuasiestático cíclico de tracción y compresión para riostras de pandeo restringido, Santiago de Chile: Universidad de Chile, 2016.
- [36] M. J. N. P. a. R. P. A. J.B. Mander, «Theoretical stress strain model for confined concrete,» *J. Structure Eng.*, vol. 114, pp. 1804 - 1826, 1988.

ANEXO

RUBRO: Suministro y Colocación de Disipador Tipo BRB 32x4					Unidad : U
DETALLE:					
EQUIPOS					
Descripción	Cantidad A	Tarifa B	Costo Hora C = A x B	Rendimiento R	Costo D = C x R
Herramienta Menor (5%)	1	176.84	176.84	0.114	20.16
Soldadora Eléctrica 300 A	1	1.96	1.96	0.114	0.22
Amoladora	2	4.30	8.60	0.114	0.98
Equipo Oxicorte	1	1.54	1.54	0.114	0.18
Grúas	1	35.00	35	0.114	3.99
SUBTOTAL M					25.53
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad A	Jornal/hr. B	Costo Hora C = A x B	Rendimiento R	Costo D = C x R
Soldador (ESTRC. OCUP. D2)	1	3.64	3.64	0.17	0.6188
Peón (ESTRC. OCUP. C1)					
Operador de Equipo Pesado C1G1					
SUBTOTAL N					0.6188
MATERIALES					
Descripción		Unidad	Cantidad A	Precio Unitario B	Costo C = A x B
Acero A36 para núcleo		kg	703.36	1.7	1195.712
Mortero de cemento 1:4		m ³	0.76	67.24	51.1024
Material Aislante		glb	1	5.15	5.15
Perfil tubular para camisa		kg	1015.47	2.25	2284.8075
SUBTOTAL O					3536.7719
TRANSPORTE					
Descripción		Unidad	Cantidad A	Precio Unitario B	Costo C = A x B
SUBTOTAL P					

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)	3562.92
INDIRECTOS (15 %)	534.44
UTILIDAD %	
VALOR OFERTADO	4097.36