

Análisis de Reforzamiento Estructural de Una Edificación No Resistente a Cargas Laterales  
Utilizando Diagonales de Pandeo Restringido.

Yefrei Caselles Ibáñez

Trabajo de Grado para Optar el título de Especialista en Estructuras

Director

Carlos Alberto Riveros Jerez

Phd. Predicción de Respuesta y Evaluación de Daños de Elevadores Flexibles.

Universidad Industrial de Santander

Facultad de Ingeniería Físico-mecánicas

Escuela de Ingeniería Civil

Bucaramanga.

2020

**Dedicatoria.**

Primeramente, a Dios por su infinito amor y bondad y por darme todo lo necesario para seguir adelante.

A todos aquellos que me han brindado su compañía, tiempo y sus buenos deseos a lo largo de mi carrera profesional, A mi esposa Karen Lorena López y mi hijo Nicolás Caselles López, quienes han sido el motor de mi vida.

El camino en esta gran aventura ha sido más feliz y llevadero gracias a ustedes.

**Yefrei Caselles Ibáñez**

### **Agradecimientos**

Quiero agradecer a mis profesores, por compartir sus conocimientos en interés de mi aprendizaje; por el gran ejemplo de profesionalismo y dedicación que me supieron transmitir en sus horas de clase. Con mención especial quiero agradecer a el doctor Carlos Alberto Riveros Jerez, quien con su sabiduría y experiencia hizo que este camino fuese más fácil, aparte de ser un grandísimo investigador y catedrático, demostró verdadero interés en el aprendizaje de sus estudiantes. Finalmente, a todos y cada uno de los que hicieron parte de este logro.

**Yefrei Caselles Ibáñez**

## Tabla de contenido

	<b>Pág.</b>
Introducción	
1. Objetivos.....	16
1.1 Objetivo General.....	16
1.2 Objetivos Específicos.....	16
2. Revisión de la Literatura Existente.....	17
2.1 Aumento de Dimensiones de Columnas.....	17
2.2 Pórtico Reforzado con Riostras.....	19
2.3 Pórtico Reforzado con Riostras de Pandeo Restringidos.....	20
2.4 Comportamiento Estructural.....	23
2.5 Ventajas y Desventajas de las Riostras Restringidas de Pandeo.....	26
2.5.1 Ventajas.....	27
2.5.2 Desventajas.....	27
3. Diseño de las Riostras de Pandeo.....	28
3.1 Pre Dimensionamiento de las Riostras.....	28
3.2 Resistencia de Fluencia de la Riostra.....	29
3.3 Camisa o Tubo de Revestimiento.....	31
3.4 Mortero de Relleno.....	32
3.4 Validación de Dimensiones.....	35
4. Metodologías Aplicadas.....	37
4.1 Análisis Estático No Lineal Pushover.....	37
4.2 Curva de Capacidad.....	37
4.3 Punto de Desempeño.....	39
4.3 Índice de Daño.....	40
4.3.1 Operacional (SP-A).....	41

4.3.2 Ocupación Inmediata (SP-B).....	41
4.3.3 Seguridad de la Vida (SP-C): .....	41
4.3.4 Riesgo Reducido (SP-D): .....	41
4.3.5 Estabilidad Estructural (SP-E):.....	41
5. Modelo de Análisis.....	42
5.1 Análisis del Estado Actual de la Estructura.....	42
5.2. Análisis de Vulnerabilidad de Acuerdo a la Norma Sismo Resistente NSR-10.....	42
5.3 Análisis del Modelo Estructural.....	43
6. Modelado Estructural .....	50
6.1 Especificaciones Generales.....	50
6.2 Información Básica: .....	50
6.3 Especificaciones de los Materiales .....	51
6.3.1 Estructura en Concreto. ....	51
6.4 Cargas de Diseño .....	51
6.5 Espectro de Aceleraciones.....	51
6.6 Efectos Locales .....	52
6.7 Coeficiente de Importancia.....	52
6.8 Período Fundamental de la Edificación .....	52
6.9 Cortante Sísmico en la Base .....	53
6.10 Fuerza Horizontal Equivalente .....	54
6.11 Control de Derivas Modelo Carga Vertical. ....	56
6.12 Análisis Estático No Lineal Pushover.....	59
7. Propuesta de Reforzamiento.....	61
7.1 Pórtico con Diseño Sismo Resistente Convencional. ....	61
7.1.1 Control de Derivas Modelo con Diseño Sismo Resistente convencional. ....	62
7.1.2 Análisis Estático No Lineal “Pushover”.....	63
7.1.3 Nivel de Daño .....	64
7.2 Reforzamiento Estructural con Riostras Restringidas de Pandeo.....	64

7.2.1 Pre dimensionamiento de las Riostras .....	65
7.2.2 Sistema Anti Pandeo.....	67
7.2.3 Camisa o Tubo de Revestimiento.....	67
7.2.4 Mortero de Relleno. ....	68
7.2.5 Control de Derivas Modelo Reforzado con Riostras de Pandeo Restringido. ....	70
7.2.6 Análisis Estático No Lineal “Pushover”.....	71
7.2.7. Nivel de Daño.....	72
Conclusiones.....	73
Referencias.....	76

**Lista de Tablas**

	<b>Pág.</b>
Tabla 2. Dimensiones de los elementos y detalle de refuerzo. ....	46
Tabla 3. Dimensiones de los elementos y el detalle de refuerzo.....	48
Tabla 4. Propiedades de la estructura de referencia. ....	49
Tabla 5. Parámetros sísmicos .....	53
Tabla 6. Cálculo del valor de k .....	55
Tabla 7. Fuerza horizontal equivalente .....	56
Tabla 8. Derivas máximas como porcentaje de altura de piso (hpi). ....	56
Tabla 9. Pre dimensionamiento núcleo de acero de la riostra .....	65
Tabla 10. Fuerzas aplicadas de la riostra.....	66
Tabla 11. Validación de dimensiones de camisa o tubo de revestimiento. ....	67
Tabla 12. Mortero de relleno.....	68

## Lista de Figuras

	<b>Pág.</b>
Figura 1. Reforzamiento de Columnas.....	18
Figura 2. Rehabilitación de Edificaciones con Riostras Metálicas .....	20
Figura 3 Reforzamiento con BRB de Edificio en Japón, Sankyo New Tokyo Headquarter. ....	21
Figura 4. Rehabilitación de Edificio de la Biblioteca Marriott de la Universidad de Utah. ....	21
Figura 5. Diagrama Esquemático de los Componentes BRB.....	22
Figura 6. Comportamiento de Arriostamiento Común y de Arriostamiento con Pandeo Restringido. ....	23
Figura 7. Comparación de los Ciclos de Histéresis (Fuerza Axial – Desplazamiento) de una Riostra Típica con una de Pandeo Restringido. ....	23
Figura 8. Modos de Falla por Pandeo Flexional del Núcleo de Acero. ....	24
Figura 9. Simulación Numérica. ....	25
Figura 10. Ejemplo de Modelo de Fuerzas Producidas en las Riostras Producto de la Acción Sísmica Hacia la Derecha Aplicadas al Sistema Lateral de una Estructura. ....	31
Figura 11. Idealización del Mortero de Relleno como Resortes. ....	33
Figura 12. Idealización de Segmentos de Riostra como Resorte en Serie. ....	36
Figura 13. Diagrama del Momento – Curvatura. ....	38
Figura 14. Conversión de la Curva de Capacidad al Espectro de Capacidad. ....	39
Figura 15. Espectro de Capacidad y Demanda y Puntos de Desempeño. ....	40
Figura 16. Diseño de los Pórticos para Carga Vertical. ....	45
Figura 17. Diseño de los Pórticos Resistentes a Momentos.....	47
Figura 18. Desplazamiento para Carga Vertical. ....	58
Figura 19. Rotulación Plástica de los Pórticos para Carga Vertical.....	59
Figura 20. Nivel de Desempeño de los Pórticos para Carga Vertical. ....	60
Figura 21. Desplazamiento de los Pórticos para Aumento de Secciones.....	62
Figura 22. Rotulación Plástica de los Pórticos para Aumento de Secciones. ....	63
Figura 23. Nivel de Desempeño de los Pórticos para Aumento de Secciones.....	64

Figura 24. Perfiles BRB Aplicados a los Nodos del Pórtico 2D.....	69
Figura 25. Desplazamiento de los Pórticos Reforzados con Riostras Restringidas de Pandeo. ....	70
Figura 26. Rotulación Plástica de los Pórticos para Aumento de Secciones. ....	71
Figura 27. Nivel de Desempeño.....	72

## Resumen

**Título:** Análisis de Reforzamiento Estructural de Una Edificación No Resistente a Cargas Laterales Utilizando Diagonales de Pandeo Restringido. \*

**Autor:** Yefrei Caselles Ibáñez. \*\*

**Palabras Claves:** reforzamiento estructural, cargas laterales, diagonales de pandeo restringido.

### Descripción:

Este estudio se basó en el análisis de reforzamiento estructural de una edificación no resistente a cargas laterales utilizando diagonales de pandeo restringido, el cual facilitó la verificación al nivel de desempeño estructural y capacidad de disipar la energía del sismo del diseño correspondiente, llevando en algunos casos incumplimientos en la capacidad de resistencia lateral y ductilidad en un gran número de edificaciones que se han construido, prosigue considerar las normativas sismo resistentes y especificaciones técnicas aplicables.

El hecho de la demolición de edificaciones se ha transformado en una experiencia firme en el área de construcción de obras civiles, creando no solo adversidades, sino también un efecto indicador en los costos de construcción, sumado componentes ambientales siguen formando más prohibiciones, por lo tanto es necesaria la ejecución de técnicas de reforzamiento en estructuras, para de esta manera impedir su demolición general o parcial con el progreso de disyuntivas que avalen un apropiado grado de trabajo de construcciones inferior a eventos sísmicos de enorme magnitud (Hamdy, 2017).

---

\* Monografía

\*\* Facultad de Ingeniería Físico-Mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director: Carlos Alberto Riveros Jerez, PhD.

**Abstract**

**Title:** Structural Reinforcement Analysis of a Building Not Resistant to Lateral Loads Using Restricted Buckling Diagonals. \*

**Author:** Yefrei Caselles Ibáñez. \*\*

**Keywords:** structural reinforcement, non-resistant building, restricted buckling diagonals.

**Description:**

This study was based on the analysis of structural reinforcement of a building not resistant to lateral loads using restricted buckling diagonals, which facilitated the verification at the level of structural performance and ability to dissipate the energy of the corresponding design earthquake, leading in some cases of non-compliance in the capacity of lateral resistance and ductility in a large number of buildings that have been built, continue to consider the resistant earthquake regulations and applicable technical specifications.

The fact of the demolition of buildings has become a firm experience in the area of civil works construction, creating not only adversities, but also an indicator effect on construction costs, added environmental components continue to form more prohibitions, therefore It is necessary the execution of reinforcement techniques in structures, in order to prevent their general or partial demolition with the progress of dilemmas that guarantee an appropriate degree of construction work inferior to seismic events of great magnitude (Hamdy, 2017).

---

\* Monograph

\*\* Faculty of Physical-Mechanical Engineering. School of Civil Engineering. Director: Carlos Alberto Riveros Jerez, PhD.

## Introducción

En el sector de la ingeniería se encuentran presente gran cantidad de construcciones se diseñan sin comprobar su nivel de desempeño y cabida de disipación, esta situación es la que conlleva a realizar un análisis de reforzamiento estructural de una edificación no resistente a cargas laterales utilizando diagonales de pandeo restringido llevando el análisis bajo el reglamento colombiano de construcción sismo resistente (NSR-10, 2010), encargado de regular las condiciones que deben tener las construcciones en el país, instituye las medidas técnicas para el diseño de estructuras apoyándose en el nivel de ejercicio deseable y de proyección a la vida.

El hecho de vinculación de lograr una objeción propicia ante un evento sísmico, propicia en el contexto del sector de la ingeniería civil, gran inquietud entorno al diseño de las construcciones localizándose en pocos casos inobservancias en la capacidad de resistencia lateral y ductilidad deseada de la estructura (Moreno, 2006).

Además de observar que este tipo de construcciones son proclives a soportar deterioros rigurosos e irremediables en el trascurso de la ocurrencia de un sismo de extensión enorme, sin comprobar su nivel de desempeño y cabida de disipación (Garcia, 2015)

Existen estructuras que se deben robustecer y restablecer para que cumplan con las nuevos requerimientos sísmicos expresados en el reglamento colombiano con las nuevas exigencias, sustentadas en transformaciones de la norma, cambios en la aplicación de elementos causales de que algunas construcciones sean frágiles a sobrellevar deterioros demostrativos o colapso en el trascurso de la ocurrencia de un sismo de gran magnitud, predeterminando diseños para carga

vertical, la avería por declive o sucesos sísmicos priores y las malas experiencias productiva (Hamdy, 2017).

La valoración de dichas construcciones con el propósito de responder con su apropiado ejercicio a través de un reforzamiento estructura, por eso el (NSR-10, 2010), ya que se presentan estructuras que cuentan con una apropiada resistencia a carga vertical, pero no para cargas laterales se enfatiza, el manejo de compendios agregados, como el arriostramiento con componentes metálicos de pórticos de concreto reforzado, que poseen la prerrogativa de optimizar elocuentemente la resistencia lateral de la construcción frente a la acción sísmica (Barbat, 1998)

Las riostras de pandeo restringido se han transformado en uno de los sistemas más resistentes frente a ejercicios sísmicos y se han manejado para el diseño y reforzamiento de construcciones, porque contribuyen a resistencia lateral, tanto a tensión como a presión, tolerando gran parte de la fuerza sísmica que interviene sobre la estructura, en conjunto estos sistemas de arriostramiento demandan poca intervención en la construcción, formando menores plazos de realización del plan, consiguiendo progresos en los procedimientos de las mismas y lo más significativo desempeñándose con las exigencias de la (NSR-10, 2010). (Hamdy, 2017).

La estructura pertenece a un pórtico de una construcción con 5 ejes de columnas y 8 niveles de entrepiso, trazado para solo carga vertical según el código sísmico el cual se concuerda a la norma sismo resistente colombiana (NSR-10, 2010) para su referente estudio.

Se utiliza el análisis estático no lineal “pushover”, para pronosticar el nivel de debilidad de la estructura, mediante del (ETABS, 2017) Y posteriormente se coteja el grado de trabajo de la construcción.

### **Justificación**

El contexto nacional en el sector de las construcciones, ha presentado un porcentaje agudo de edificaciones sin obediencias en las reglas de sismo resistencia, debido a procesos convencionales o por averías, situación que sustenta el reforzamiento estructural con el propósito de certificar opciones en transcurso de un apropiado trabajo sísmico asumiendo en cuenta que su ejecución sea ahorrativamente factible.

En tal sentido, para el reforzamiento de la estructura, se busca principalmente la renovación y recobro de la conducta única de la estructura, de convenio con la normativa en vigencia y las insuficiencias de la estructura. En el proceso de reforzamiento estructural específicamente en la etapa de mediación de la edificación, se precisa impedir grandes áreas de derrumbe y posterior a la edificación de nuevas estructuras, ya que ese método en muchos casos resulta más costoso, cotejado con el costo de realizar una técnica de reforzamiento estructural (Machi, 1996).

Muchas construcciones son inseguras, al valorar la fragilidad estructural del diseño de sismo resistencia, se encuentra necesario un grado mínimo de ejercicio que avale seguridad y confianza al sistema estructural probablemente estará dependiente de una estructura de restitución sísmica en el transcurso de su vida útil. (Gallego, 2010)

Según Aiken, (1996) afirma que: “Los mecanismos disipadores de energía han cobrado interés y ha creado perspectivas en cuanto a su posibilidad financiera, técnica y estética tal como lo exponen, subrayando las riostras de pandeo específico, los cuales se han realizado con éxito en otros países.

Actualmente el sistema de unión fácil transversal de pandeo restringido, proporciona un reforzamiento con diversas técnicas efectivas y encaminadas a estructuras con un aumento en el grado de disipación de energía, obteniendo estructuras eficientes y efectivas, de vinculación con los demás integrantes del reforzamiento estructural, manifestado ser una excelente opción financiera, que con el uso de los arriostramientos convencionales (Hamdy., 2018).

## **1. Objetivos**

### **1.1 Objetivo General.**

Realizar un análisis del reforzamiento estructural de una edificación no resistente a cargas laterales utilizando diagonales de pandeo restringido según la NSR-10, en Bucaramanga, Colombia.

### **1.2 Objetivos Específicos.**

Analizar los elementos teóricos del sistema sismorresistente en la ejecución de las riostras específicas de pandeo para el diseño y reforzamiento estructural de construcciones.

Realizar un análisis costo y beneficio de la culminación del sistema, en reforzamiento de construcciones existentes según la NSR-10.

## **2. Revisión de la Literatura Existente**

En este capítulo se muestran a las riostras de pandeo restringido como módulo de disipación de energía, subrayando sus mecanismos, particularidades y diligencias como componente esencial del sistema estructural, aumento de dimensiones de columnas, pórtico reforzado con riostras, pórtico reforzado con riostras de pandeo restringidos, comportamiento estructural, ventajas y desventajas de las riostras restringidas de pandeo. De esta forma se conoce la seguridad el contexto que contrasta el tema analizado facilitando el conocimiento acerca de un indiscutible nivel de deterioro en algunos componentes estructurales, concretamente la fluencia de los focos de las riostras.

### **2.1 Aumento de Dimensiones de Columnas.**

El aumento de dimensiones de columnas, en el sistema de riostras de pandeo restringido, ejerce integración por las columnas, que de base a los desempeños de flexo penetración, se trasforman en componentes dependientes al grado de esfuerzos de conocimiento, bajo las exigencias mínimas del reglamento colombiano de construcción sismo resistente, para de esta manera hacer frente al trabajo y establecer sus dimensiones (NSR-10, 2010).

A través del conocimiento del aumento de dimensiones de columnas surge el diseño con extensiones competentes de resistir la agudeza aplicada sobre el componente, así como la flexión, manera con la que diferentes componentes adjuntan al diseño, esbeltez y esfuerzo crítico (Vielma, 2007).

Ese método puede causar discrepancias indicadoras en la valoración de la demanda sísmica, asumiendo en cuenta los enormes desplazamientos entre los distintos grados. Las columnas se discurren como los componentes estructurales más críticos para mezclarse, debido a que la falla de alguno de ellos o su depreciación de mecanismo en el proceso de reforzamiento puede llevar a la construcción a colapso (Moehle, 2000)

De acuerdo con estudios actuales, se ha hecho de conocimientos que los derivas de construcciones en suelos muy blandos se aumentan esencialmente por el deterioro de los componentes en columnas y consecuentemente en otros elementos de la estructura, circunstancia para el revestimiento de concreto, acero y láminas de polímeros que con programaciones de reforzamiento sísmico de pórticos resistentes, hacen posible la extensión de la sección de columnas avalando la adherencia del concreto viejo con el nuevo material y afirmando un procedimiento compacto, con orientaciones eficaces (Moehle, 2000).

*Figura 1.*

Reforzamiento de columnas



Nota: (Toxement, 2018).

## **2.2 Pórtico Reforzado con Riostras.**

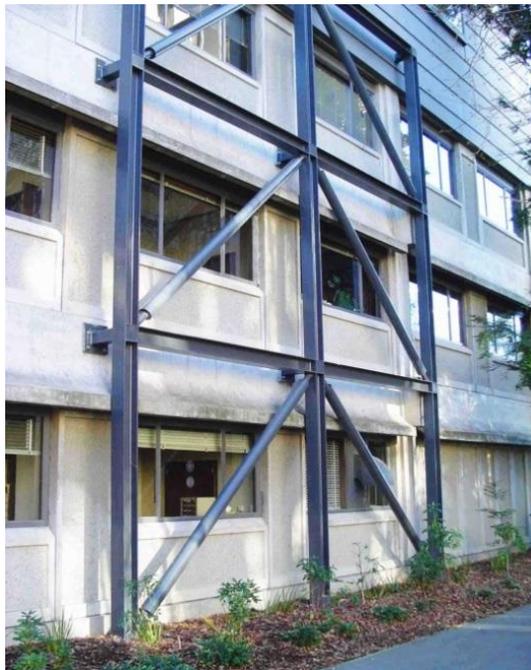
Los arriostramientos son componentes estructurales con el propósito de reducir la desproporción en sus componentes o partes estructurales, manejados para el crecimiento de dureza en una estructura y avalar su cabida para resistir cargas laterales como movimientos sísmicos y vientos (Farghaly, 2014).

Teniendo en cuenta las experiencias de construcción en el país, así, como los nuevos progresos tecnológicos, en estructuras tipo riostras metálicas, se hace cada vez más útil y adoptado en el campo de la ingeniería, la ejecución de métodos de protección pasiva, asumiendo particularidades sísmo resistentes, reduciendo los deterioros post sismos, costos por compensaciones y restituciones, este sistema podría contribuir a consecuencias muy propicias al campo de la edificación local generando amparo a la vida y el dominio de los beneficiarios e financieros (Oviedo, 2009).

Para avalar la estabilidad de la construcción en cualquier orientación se hace puntal un arriostramiento metálico que se encuentre en cumplimiento con los conocimientos de diseño ya que de esta manera el acatamiento con riostras metálicas determina la respuesta sísmica deseada concretando el sistema como una opción factible para la restitución sísmica, con pórticos de acero o concreto mostrando su ejecución en obra mucho más natural, económica y eficaz que otras metodologías de reposición, brinda un sistema de rigor ante los eventos sísmicos (Crisafulli, 2018).

*Figura 2.*

*Rehabilitación de edificaciones con riostras metálicas*



Nota: (Crisafulli, 2018).

### **2.3 Pórtico Reforzado con Riostras de Pandeo Restringidos**

Ante sucesos sísmicos las riostras de pandeo restringido muestran un mejor ejercicio que otras metodologías de reforzamiento estructural así lo argumenta el estudio efectuado por (Farghaly, 2014).

*Figura 3*

*Reforzamiento con BRB de edificio en Japón, Sankyo New Tokyo Headquarter.*



Nota: (Crisafulli, 2018).

*Figura 4.*

Rehabilitación de edificio de la Biblioteca Marriott de la Universidad de Utah.

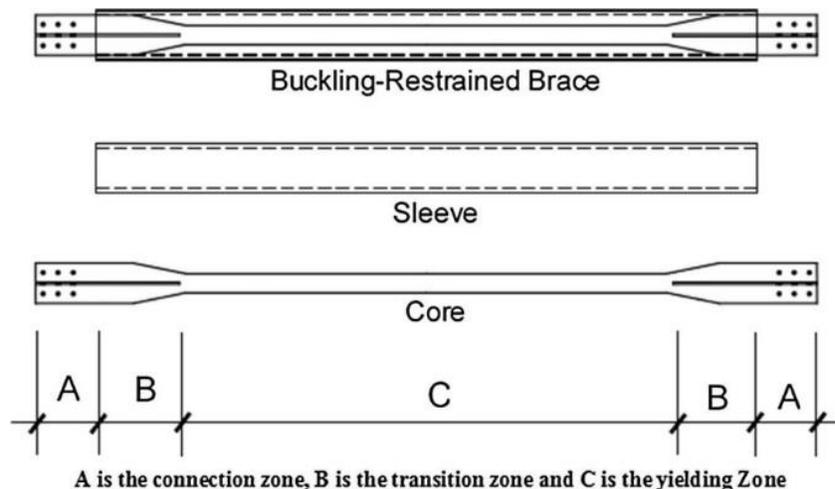


Nota: (Crisafulli, 2018).

Según Bush, (1991) en su estudio, consiguió manifestar que los brazos específicos de pandeo facilitan optimizar la cabida sísmica de estructuras existentes para robustecer pórticos de concreto con manejo de riostras de acero reforzado para producir beneficio en las construcciones en los procesos de tenacidad, ductilidad y disipación de energía formando experiencia técnica de asistencia en acero en la seguridad de la estructura, en tal caso se da una capa antiadherente que responde a un apropiado ejercicio, lo que facilita la desproporción axial sin impactar la estructura externa del recubrimiento o el material de relleno localizando una zona de fluencia está cubierta de una capa antiadherente que solo facilita la dilatación lateral del núcleo de acero en el transcurso de la acción sísmica, siempre y cuando el volumen y maleabilidad estén sujetos a las medidas apropiadas, ya que en el caso contrario podría implicar críticamente en el pandeo global de la barra concéntrica.

*Figura 5.*

Diagrama esquemático de los componentes BRB.



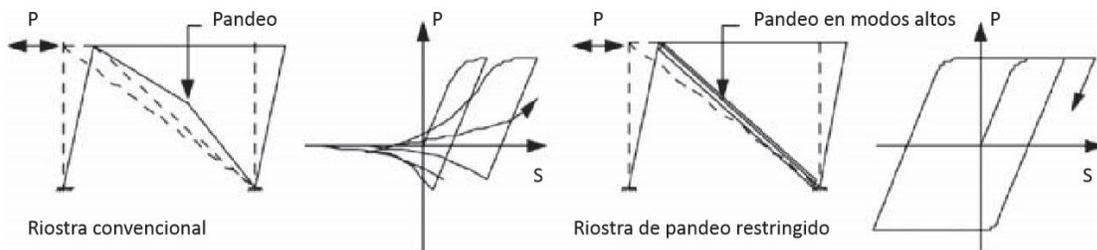
Nota: (Hamdy Abou-Elfath, Mostafa Ramadan, Fozeya Omar Alkana, 2017).

**2.4 Comportamiento Estructural**

Su actuación sísmica es mejor porque pueden fluir a tensión, frente a las riostras convencionales, las riostras de pandeo restringido impiden el pandeo integral y específico, como se evidencia en la siguiente figura 2 y 3.

*Figura 6.*

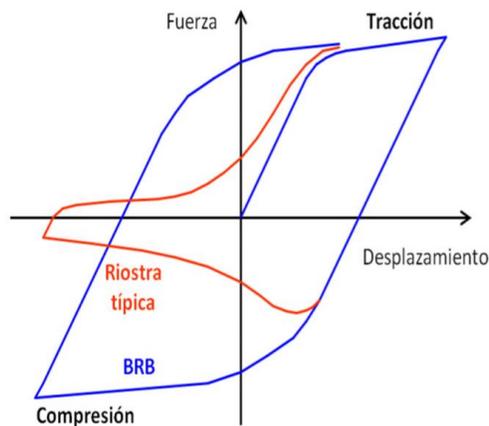
Comportamiento de arriostramiento común y de arriostramiento con pandeo restringido.



Nota: (Xie, 2005)

*Figura 7.*

Comparación de los ciclos de histéresis (fuerza axial – desplazamiento) de una riostra típica con una de pandeo restringido.

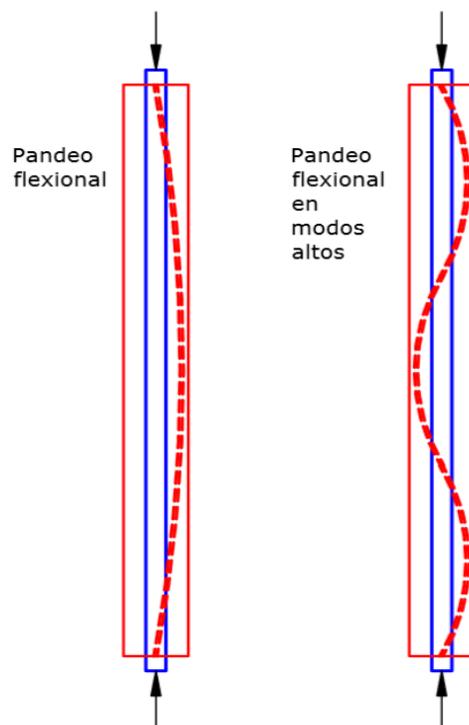


Nota: (Francisco Javier Crisafulli, 2018)

Para avalar una actuación conveniente del núcleo de acero, en riostras de pandeo restringido, se ejecutó pruebas en las que se manejó como superficie antiadherente una capa de teflón, subsiguientemente se empleó una delgada capa de grasa y por último se ejecutó un recubrimiento neopreno de 1.7 mm de espesor, desde de lo cual se consiguió manifestar una actuación eficaz en su sistema, competentes para sobrellevar la ampliación lateral, sujeto a cargas cíclicas estimadas, el crecimiento de la resistencia a compresión puede ser mayor que la resistencia a tensión, dada la ampliación del acero que resulta de ser dependiente a presión, al no asumir absolutamente ese esparcimiento, por la capa antiadherente, la carga reacciona sobre el mortero de relleno y la cubierta exterior, transformándola en el aumento de resistencia a presión de la riostra mirar figura 4 (Palazzo G. , 2009)

*Figura 8.*

Modos de falla por pandeo flexional del núcleo de acero.

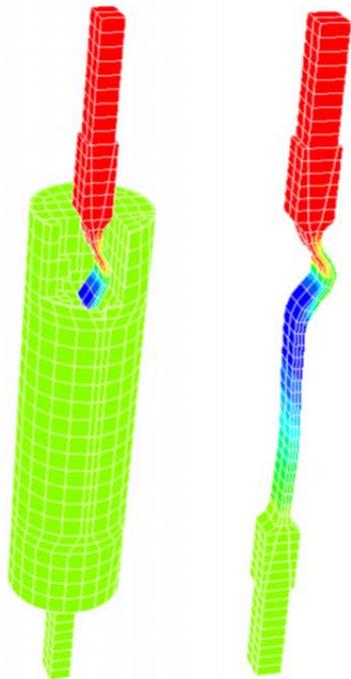


Nota: (Francisco Javier Crisafulli. 2018)

También se ha determinado el comportamiento del sistema estructural de la riostra de pandeo restringido, ya que estos elementos son vulnerables a sufrir diferentes modos de falla, que puede generarse en la flexión o torsión del núcleo de acero, debido a la deformabilidad y espesor de la capa antiadherente, adicionalmente se han realizado simulaciones en modelos de elementos finitos, verificando los resultados obtenidos experimentalmente como se muestra en la figura 5 (Palazzo, 2017).

*Figura 9.*

Simulación numérica.



Nota: (Palazzo, G. y Crisafulli, F, 2017).

La ANSI/AISC 341-16, instituye los criterios esenciales a considerar en el diseño y resistencia para los pórticos con riostras de pandeo restringido, con tal que las estructuras síñen de una elevada capacidad de deformación inelástica como consecuencia de fluencia a tensión y compresión, con

un elemento de respuesta  $R=8$ . Esto facilita el diseño de riostras que impidan el pandeo integral y local del centro. El sistema con arriostamiento de pandeo restringido, se discurre como un proceso nuevo, y pese a su beneficio en materia sismo-resistencia realizada en indagaciones preliminares, personifica una superioridad frente a los sistemas de arriostamiento convencionales. Concretamente, es usado en áreas de alta y moderada sismicidad dado su grado de inspección de calidad en los componentes que solicita su ejecución. El pandeo torsional del núcleo de acero puede presentarse en los extremos de la riostra, como es el área libre percibida, entre la unión y el extremo del tubo exterior, zona de transición, por eso se debe inspeccionar la actuación de la riostra en dichos fenómenos de pandeo, de ahí la relevancia de precisar la vinculación de ancho espesor más apropiados entre ese intervalo, asumiendo en cuenta los criterios reglamentados para enlaces sismo resistentes de esta clase (Hamdy A. , 2018).

Los arriostres concéntricos convencionales están diseñados para que su deformación sea por cadencia cuando se reaccione, y por pandeo cuando se comprima. Representados por una confluencia de ejes en los componentes estructurales con vigas y columnas en un solo punto. Para el caso expresado por (Hamdy A. , 2018) las consecuencias presentados reafirman que al crecer el número de riostras en el pórtico se muestra mayor tensión y presión en la columna, actuación imputado a la ampliación de la fuerza axial en las columnas que suministran los RPR ( riostras de pandeo restringido), de otra parte, se muestra que el uso de RPR reduce las demandas de ductilidad máxima al desarrollar la cantidad de diagonales de acero, actuación que se imputa a la deflación de desplazamientos, debido a las diagonales de pandeo.

### **2.5 Ventajas y Desventajas de las Riostras Restringidas de Pandeo.**

Posteriormente se presentan algunas ventajas y desventajas de las riostras restringidas de pandeo (Bruneau, 2011).

**2.5.1 Ventajas.** El sistema de arriostramiento suministra una mayor resistencia frente a las cargas laterales, en balance a otras sistemáticas. Brinda un mejor sistema para la disipación de energía, ya que el núcleo de acero fluya tanto a tensión como a presión en la diligencia de las cargas axiales, proporcionando un sistema anti pandeo con la camisa de revestimiento adyacente con el mortero de relleno. En este orden permite un desempeño de los desplazamientos máximos autorizados, en la instalación de los mecanismos que son mucho más natural ya que se puede ejecutar pernada o relacionadas impidiendo los costes de la adherencia y su respectiva intervención. Tras la ocurrencia de un sismo de gran magnitud es viable y posible la substitución de los componentes dañados de aquí se da la condición para el reforzamiento estructural se puede impedir intervenciones costosas en el cimiento debido a una adecuada distribución y cantidad de riostras restringidas de pandeo restringido originando que las transformaciones en el clima no perturban el trabajo de la riostra.

**2.5.2 Desventajas** En el sistema estructural ante sucesos sísmicos mínimos no suministra mayor reducción, debido a que el foco de acero fluye ante sismos de gran extensión. La conducta de las riostras en laboratorio debe ser cotejada porque su tolerancia en su instalación es imperceptible, asimismo las riostras de pandeo restringidos, poseen patentes comerciales lo que obstaculiza su producción y se aumenta su costo, gracias a que son componentes prefabricados se debe poseer mucha exactitud en su producción.

### 3. Diseño de las Riostras de Pandeo

#### 3.1 Pre Dimensionamiento de las Riostras

El sistema de resistencia sísmica a través de riostras de pandeo restringido se deduce empleando el procedimiento de la fuerza horizontal equivalente, con la cual se viene a suponer la carga final central tolerada al trazar el cortante de piso, mediante de la siguiente ecuación.

$$P_{uri} = \frac{V_i}{\cos \theta_i} \quad \text{Ec. (1)}$$

donde:

$P_{uri}$  = Carga ultima axial para la riostra del piso  $i$  (Pa).

$V_i$  = Cortante basal del piso (Pa).

$\theta_i$  = Ángulo de inclinación de la riostra con respecto a la horizontal del piso.

Posteriormente se procede a realizar el pre dimensionamiento del núcleo de acero de la riostra, calculando el área de la misma,  $A_{y_{sc}}$ , a partir de la fuerza axial de diseño,  $\phi P_{y_{sc}}$ , por medio de la ecuación 2 tomada de la ecuación (F.3.6.4-1) (NSR-10, 2010).

$$\phi P_{y_{sc}} = \phi F_{y_{sc}} * A_{y_{sc}} \quad \text{Ec. (2)}$$

donde:

$P_{y_{sc}}$  = Fuerza axial de diseño del núcleo de la riostra. (N).

$\phi$  = Coeficiente de reducción de resistencia a tracción y compresión = 0.90 (Adimensional).

$F_{y_{sc}}$  = Resistencia a fluencia del núcleo de la riostra acero ASTM 572= 350.000.000 (Pa).

$A_{y_{sc}}$  = Área del núcleo de acero. (m<sup>2</sup>)

### 3.2 Resistencia de Fluencia de la Riostra.

Desde la resistencia concreta la fluencia de tensión y compresión de la riostra, es cambiada de sentido por las conexiones de la riostra y miembros contiguos con diversos componentes que inciden en la resistencia nominal del acero requiriendo de la resistencia diseñadas, que se representan por las ecuaciones 3 y 4 tomada de la ecuación (F.3.6.4.2.1), (NSR-10, 2010).

La resistencia ajustada de la riostra a compresión:

$$C_{max} = \beta * \omega * R_y * P_{y_{sc}} \quad \text{Ec. (3)}$$

La resistencia ajustada de la riostra a tensión:

$$T_{max} = \omega * R_y * P_{y_{sc}} \quad \text{Ec. (4)}$$

donde:

$P_{y_{sc}}$  = Fuerza axial de diseño del núcleo de la riostra (N).

$\beta$  = Factor de ajuste de resistencia a la compresión (Adimensional).

$\omega$  = Factor de ajuste por endurecimiento por deformación (Adimensional).

$R_y$  = Factor de ajuste de esfuerzo de fluencia (1.5 para acero ASTM A36 y 1.1 para acero ASTM A572).

Con las resistencias modificadas se determinaron las fuerzas ajustadas de la riostra en dirección X y que actuarán sobre la estructura mediante las siguientes ecuaciones la ecuación de la riostra sometida a compresión es:

$$E_{hxi} = C_{maxi} * \cos\theta_i \quad \text{Ec. (5)}$$

$$E_{hzi} = C_{maxi} * \cos\theta_i \quad \text{Ec. (6)}$$

Y donde la riostra se encuentra en tracción se tiene:

$$E_{hxi} = T_{maxi} * \cos\theta_i \quad \text{Ec. (7)}$$

$$E_{hzi} = T_{maxi} * \cos\theta_i \quad \text{Ec. (8)}$$

donde:

$E_{hxi}$  = Carga sísmica horizontal en dirección de X aplicada en el piso i (N).

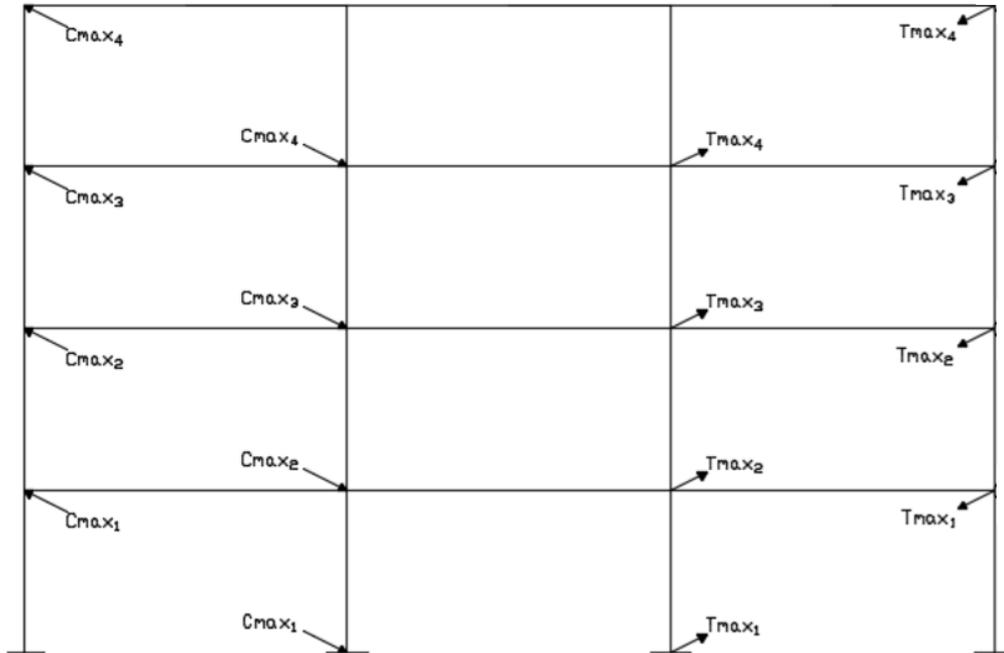
$E_{hzi}$  = Carga sísmica horizontal en dirección de Y aplicada en el piso i (N).

La siguiente figura 6 muestra el producto de la acción sísmica, que se generan debido a la transmisión de fuerzas de las riostras sobre la estructura.

La finalidad se le imponen estas restricciones al Sistema estructural de las fuerzas producidas en las riostras producto de la acción sísmica hacia la derecha aplicadas al sistema lateral de una estructura

Figura 10.

Ejemplo de modelo de fuerzas producidas en las riostras producto de la acción sísmica hacia la derecha aplicadas al sistema lateral de una estructura.



Nota: (Oscar Javier Ortiz Méndez, 2018)

### 3.3 Camisa o Tubo de Revestimiento

Este elemento se diseña para impedir el pandeo crítico (pandeo de Euler) de la riostra, con el objetivo de delimitar el pandeo del núcleo de acero de la riostra, se maneja el encamisado en tubo de acero, manejando la ecuación 9, tomada de la ecuación (G.12.10-4) para suministrar mayor dureza al sistema tanto de cargas de tensión y compresión, (NSR-10, 2010).

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 * E_t * I_t}{(K * L)^2} \text{ Ec. (9)}$$

donde:

$E_t$  = Modulo de elasticidad de la camisa de revestimiento (Pa).

$I_t$  = Momento de inercia de la camisa de revestimiento ( $m^4$ ).

$K$  = Factor de longitud efectiva, ( $K = 1$  para extremos articulados y  $K = 0.5$  para extremos empotrados).

$L$  = Longitud del elemento. (m)

Se puede garantizar la estabilidad global de la riostra cuando se cumple la siguiente ecuación de demanda/capacidad.

$$\frac{P_{cr}}{P_{ytc}} \geq 1.5 \text{ Ec. (10)}$$

donde:

$P_{cr}$  = Pandeo crítico o pandeo de Euler (N).

$P_{ytc}$  = Fuerza axial de diseño del núcleo de la riostra. (N).

### 3.4 Mortero de Relleno

El mortero de relleno debe poseer bastante dureza y tenacidad para adaptar los modos de pandeo altos en el núcleo de acero, consiguiendo impedir el pandeo local del núcleo y el agrietamiento del mortero (Bruneau, 2011). El mortero de relleno aunado con la camisa de revestimiento tiene la función de impedir el pandeo que se produce en el núcleo de la riostra, cuando sobre esta se usan

las cargas axiales del sismo. Para establecer la carga crítica de capacidad del mortero (Fujimoto, 1990), plantea la siguiente ecuación 10.

$$P_c = 2\sqrt{k * E_n * I_n} \quad \text{Ec. (11)}$$

donde:

$P_c$  = Carga crítica de capacidad del mortero (N).

$K$  = Constante de resorte idealizado (Adimensional).

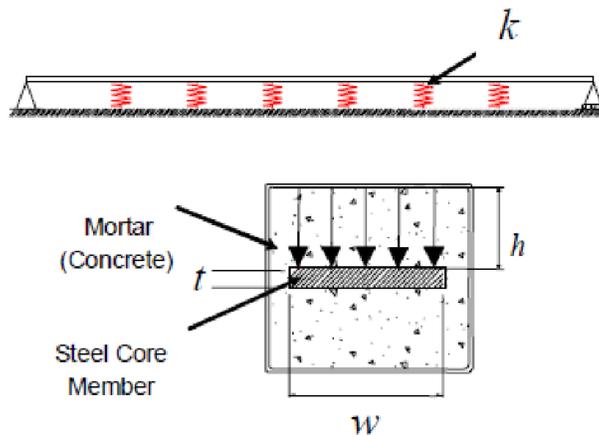
$E_n$  = Módulo de elasticidad tangencial del núcleo de acero en fluencia (Pa)

$I_n$  = Momento de inercia del núcleo con respecto a su eje débil (m<sup>4</sup>).

(Black, 2002) Idealizo el comportamiento del material del relleno, como una aproximación de resortes elásticos colocados en serie, tal como se muestra en la Figura 7.

Figura 11.

Idealización del mortero de relleno como resortes.



Nota: (Chin-Yu & Keh-Chuyan, 2008)

La constante del resorte es fija fraccionando el producto del módulo de elasticidad del mortero de relleno y el ancho de la placa del núcleo de mayor sección, entre el recubrimiento mayor del mortero al núcleo Ecuación 12.

$$K_1 = \frac{E_c * w}{h} \quad \text{Ec. (12)}$$

donde:

$E_c$  = Módulo de elasticidad del mortero (Pa).

$w$  = Ancho mayor de la placa del núcleo (m).

$h$  = Recubrimiento mayor del mortero al núcleo (m).

El valor de la constante del resorte K, también puede ser calculada con la ecuación 13:

$$K_1 = E_c \frac{1-\vartheta}{(1+\vartheta)(1-2\vartheta)} \quad \text{Ec. (13)}$$

donde:

$E_c$  = Módulo de elasticidad del mortero (Pa).

$\vartheta$  = Coeficiente de Poisson del mortero (Adimensional).

El valor mínimo de la constante del resorte K, se determina con la ecuación 14, considerando que la carga crítica de capacidad del mortero es mayor que la fluencia de la riostra.

$$K_2 = \frac{F_y^2 * A_n^2}{4 * E_n * I_n} \quad \text{Ec. (14)}$$

donde:

$F_y$  = Esfuerzo de fluencia mínimo del segmento de la riostra. pulgadas/pulgadas/h o % de alargamiento/h.

$A_{y_{sc}}$  = Área del núcleo de acero ( $m^2$ ).

$E_n$  = Módulo de elasticidad tangencial del núcleo de acero en fluencia (Pa).

$I_n$  = Momento de inercia del núcleo con respecto a su eje débil ( $m^4$ ).

Para considerar el caso más desfavorable de carga crítica de compresión del mortero, se toma el menor valor de la constante del resorte K, calculados con las ecuaciones 12 y 13 pero no menor que al calculado con la ecuación 14.

### 3.4 Validación de Dimensiones

Una vez ejecutada el pre dimensionamiento de los componentes de resistencia sísmica, se resulta a ejecutar un modelo computacional para admitir las extensiones, en cual la riostra de pandeo restringido se traza como tres resortes acoplados en serie, según se ilustra en la Figura 8, se establece la rigidez práctica y el módulo elástico reformado a través de las ecuaciones 15 y 16 proporcionalmente (Bruneau, 2011)

$$K_{eff} = \frac{E}{\frac{L_{y_{sc}}}{A_{y_{sc}}} + \frac{L_{n_{y_{sc}}}}{A_{n_{y_{sc}}}} + \frac{L_{conn}}{A_{conn}}} \quad \text{Ec. (15)}$$

$$E' = \frac{K_{eff} * L}{A_{y_{sc}}} \quad \text{Ec. (16)}$$

donde:

$K_{eff}$  = Rigidez efectiva de la riostra (N/m).

$E$  = Módulo de elasticidad del acero (Pa).

$E'$  = Módulo de elasticidad modificado del acero (Pa).

$L_{y_{sc}}$  = Longitud del segmento de fluencia restringido al pandeo (m).

$L_{ny_{sc}}$  = Longitud del segmento de no fluencia restringido al pandeo (m).

$L_{conn}$  = Longitud de las conexiones, o segmento de no fluencia no restringido al pandeo (m).

$L$  = Longitud total de la riostra (m).

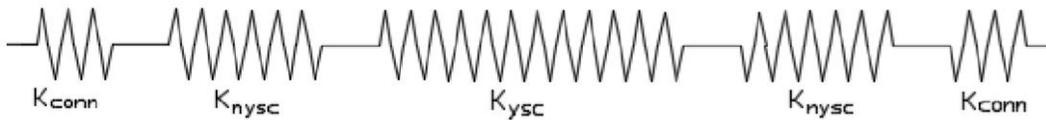
$A_{y_{sc}}$  = Área del núcleo de acero (m<sup>2</sup>).

$A_{ny_{sc}}$  = Área de la sección de transición (m<sup>2</sup>).

$A_{conn}$  = Área transversal de la conexión (típicamente aproximada) (m<sup>2</sup>).

Figura 12.

Idealización de segmentos de riostra como resorte en serie.



Nota: (Oscar Javier Ortiz Méndez, 2018).

Una vez formada la construcción se proviene a deducir los desplazamientos autorizados y obligación de diseño fundados en (NSR-10, 2010).

## 4. Metodologías Aplicadas

### 4.1 Análisis Estático No Lineal Pushover

Entre los distintos procedimientos presentes para examinar una estructura y valorar la actuación de una construcción, se halla el análisis estático no lineal “*pushover*”, el cual establece la demanda sísmica y el grado de trabajo de un pórtico frente a movimientos del terreno que pudiesen mostrarse. De igual manera, este procedimiento facilita establecer la capacidad de la construcción más allá de su límite elástico y a su vez facilita la aproximación sobre un diagrama de fuerza- desplazamiento de la estructura e instituir el grado de deterioro esperado, según la norma (ATC 40, 1996).

A manera de descripción de la no linealidad del modelo, se precisa y designan rotulas plásticas a todo el mecanismo estructural de un pórtico frente a su resistencia sísmica para aquellos espacios donde pudiera causarse una coyuntura plástica. Esa clase de rotación, se logra completando la curvatura en la longitud plástica, donde la vinculación – momento rotación y momento - curvatura estriban del material y sus propiedades, datos de refuerzo, y geometría de sección. Para ejecutar la manera de valoración de módulos de colapso, es forzoso deducir todos los medios de falla en los pórticos de concreto reforzados resistentes a momento. Las rotulas se precisan en los distintos componentes de la construcción, donde, el módulo de colapso es más probable, respecto al cortante basal. (Paulay, 1996).

### 4.2 Curva de Capacidad

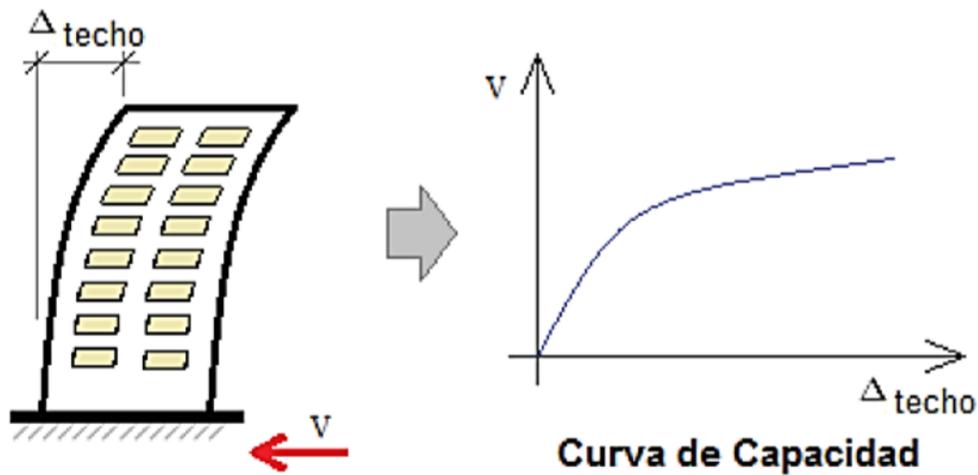
Es la capacidad que posee una estructura a deformarse en el transcurso de la aplicación de fuerzas externas aplicadas, la curva está incorporada entre la vinculación de la fuerza cortante en la basa

de la estructura por el desplazamiento máximo en el último nivel. Para establecer el desplazamiento máximo, se maneja un patrón de distribución de fuerzas laterales en el transcurso del eje de la estructura, que pertenece al primer modo de vibración (Galliani, 2012).

El modelo matemático de la estructura es reformado a cada paso gracias a la aplicación de las cargas laterales, en el cual se muestra disminución de resistencia de los componentes estructurales por fluencia de los materiales y continua hasta conseguir el desplazamiento límite preestablecido. (Aguiar, 2008).

*Figura 13.*

Diagrama del Momento – Curvatura.

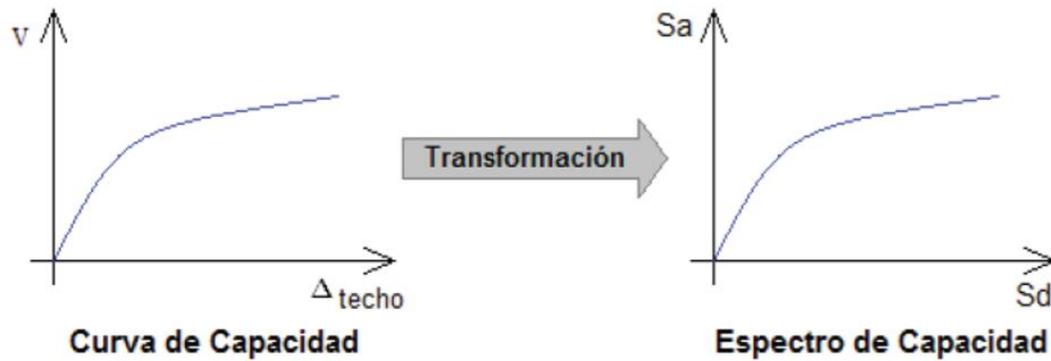


Nota: (Aguiar, R, 2008).

Para manejar el espectro de capacidad es preciso transformar la curva de capacidad, en empleo de la aceleración y despeamientos. (Galliani, 2012).

*Figura 14.*

Conversión de la curva de capacidad al espectro de capacidad.



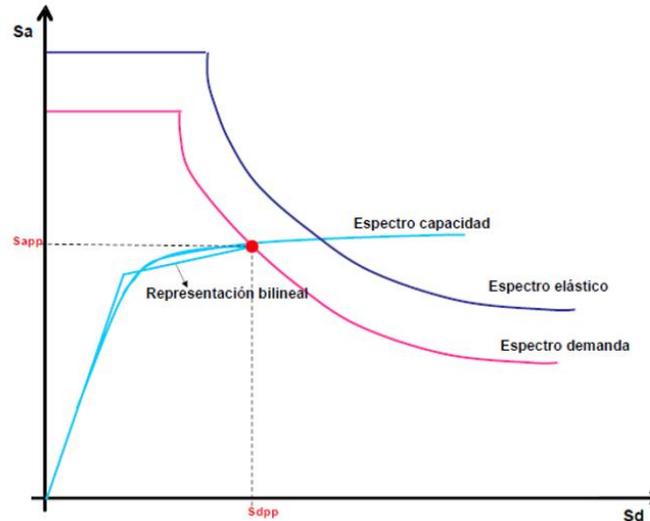
Nota: (Fajardo Galliani, C., 2012).

### 4.3 Punto de Desempeño

Es acreditado a la intersección de los espectros, el espectro de capacidad y de demanda sísmica en el transcurso de la ocurrencia del sismo de diseño de una estructura en base al procedimiento deseado donde se puede evidenciar el máximo desplazamiento y deformación que soporta la estructura con la fluencia de diversos componentes que la acceden se puede medir sobreponiendo, el punto del espectro de capacidad como el punto de desempeño de demanda sísmica. (Moreno, 2006).

Figura 15.

Espectro de capacidad y demanda y puntos de desempeño.



Nota: (Moreno Gonzáles, R., 2006).

### 4.3 Índice de Daño

Es una medida global que incorpora una condición determinada del grado de los posibles deterioros físicos deseados de la estructura, la amenaza sobre la vida de los ocupantes, y su funcionalidad en el transcurso del ejercicio sísmico. El documento (ATC 40, 1996), representa los distintos estados de deterioros de la estructura, los cuales estriban del grado de ejercicio de la estructura y los componentes no estructurales y su mezcla precisan el grado de trabajo de la construcción. A continuación, se representan los grados de deterioros, los cuales se precisan con la abreviatura SP-n (estructural performance).

**4.3.1 Operacional (SP-A).** El estado del sistema de resistencia de cargas laterales y verticales, posteriormente de un sismo, no muestra daños. La construcción persiste totalmente segura y conserva su funcionalidad.

**4.3.2 Ocupación Inmediata (SP-B).** Pertenece a un estado de daños intermedio entre Ocupación inmediata y seguridad de la vida. Algunos componentes estructurales y no estructurales se pueden ver incididos sin afectar la estabilidad de la construcción y la vida de los ocupantes, aunque es viable que puedan ser incididos.

**4.3.3 Seguridad de la Vida (SP-C):** Se muestran daños moderados en los componentes estructurales y no estructurales de la construcción después de la ocurrencia de un sismo. Los daños presentes en la construcción, puede imposibilitar sea ocupada seguidamente y solicitar su deposición y posterior rehabilitación. El riesgo de la pérdida de vida de los ocupantes es muy bajo, aunque puede mostrar heridos en el interior y exterior de la construcción.

**4.3.4 Riesgo Reducido (SP-D):** Pertenece a un estado de deterioros intermedio entre Seguridad limitada y Estabilidad estructural. El estado de daño de estructura es severo. La vida de los ocupantes muestra un alto riesgo.

**4.3.5 Estabilidad Estructural (SP-E):** En este grado se muestra adulación del sistema estructural, y la construcción está próxima a soportar un colapso parcial o total. Existe un peligro explicativo de contusiones para los habitantes de la construcción, a los componentes que han sufrido daño. (ATC 40, 1996)

## 5. Modelo de Análisis

Con el propósito de apreciar el procedimiento de vigas y columnas, y los desplazamientos sísmicos de la estructura, se transforma un modelo matemático de acuerdo al manual de aplicación del programa (ETABS, 2017), el cual facilita conseguir una aproximación real a la estructura presente, y manifestar áreas vulnerables. El modelo ha sido construido asumiendo en cuenta el establecimiento de masas en la estructura y su dimensión. Los pesos de los materiales, se han tomado según los valores favorecidos en la norma (NSR-10, 2010) en su título B.

### 5.1 Análisis del Estado Actual de la Estructura

Para valorar la capacidad de respuesta de la estructura (pórtico) en métodos de desplazamientos de cara a una solicitud sísmica, se realizó un proceso de estudio estático no lineal “*pushover*” con fundamento en las particularidades de la estructura y sus propiedades, para ello se requirió que se desplegaran tres clases de análisis a través de los diferentes clases de reforzamiento, por medio de una versión de software desarrollando así extensiones en pórtico en concreto reforzado, el cual será fortalecido con el crecimiento de las extensiones de los componentes estructurales en concreto reforzado y reforzamiento con brazos restringidos de pandeo. (ETABS, 2017).

### 5.2. Análisis de Vulnerabilidad de Acuerdo a la Norma Sismo Resistente NSR-10

Existen distintas pruebas para valorar la fragilidad sísmica de las construcciones, solicitando al análisis lineal y estático no lineal “*pushover*”, que facilita el posterior reforzamiento de dicha estructura, con el propósito de impedir o restar los peligros de colapso, con una baja cantidad de

intervención en vigas y columnas. Los daños causados por movimientos sísmicos, demuestran la debilidad física de las construcciones, en varios casos del inoportuno diseño y edificación de construcciones, por tal razón para sucesos que están por venir, se solicita para el campo de ingeniería adecuarse a la regla sismo resistente, lo que facilita valorar y optimizar la actuación de una estructura con el desenlace de pronosticar posibles deterioros deseados cuando existe un sismo (Barbat, 1998).

Desde el análisis estático no lineal “*pushover*”, se puede lograr las curvas de índice de averías para los pórticos de una construcción, las cuales simbolizan el grado de avería que puede conseguir el pórtico en su desplazamiento a grado de cubierta, y nivelar, conjuntamente, las áreas en los que se agrupa deterioros mayores, hasta hallar un diseño sismo resistente apropiado. (Vielma, 2007).

### **5.3 Análisis del Modelo Estructural**

En el estudio ejecutado por (Tomeo, 2018); se asimilaron los impactos de la interconexión del suelo y la estructura sobre la demanda sísmica de pórticos resistentes a instantes, con fundamento en el procedimiento de la observación de historia de tiempo No lineal, evidenciaron la respuesta inelástica en los procesos indicados subsiguientemente, donde se consiguió establecer que las derivas de entre pisos con estructuras que descansan sobre suelos muy blandos, crecen esencialmente, y, en consecuencia, el grado de trabajo de la estructura también aumenta.

Además, desde dicha exploración se consigue fortalecer que, para pórticos resistentes a momentos, el efecto de interconexión suelo estructura es relevante concretamente para suelos muy

blandos, donde, se optaron cuatro pórticos 2D de concreto reforzado como referencia, los cuales fueron estimados como pórticos internos de una construcción 3D de 4 y 8 pisos, de los cuales dos pórticos fueron diseñados para carga vertical y los otros dos con un grado de detalle sísmico. En la delineación de los pórticos para carga vertical se manejó una resistencia a la compresión de 25.000.000 Pa y para el acero de refuerzo se manipuló una resistencia a la tensión y compresión de 380.000.000 Pa (grado de acero A38). Las cargas vivas manipuladas para cada entrepiso fueron de 7.840 N/m<sup>2</sup>, excepto el último entrepiso que se manejó una carga de 5.840 N/m<sup>2</sup>. La Fig. 12 muestra el diseño de los pórticos para carga vertical y la tabla 2 las dimensiones de los elementos y el detalle de refuerzo utilizado.

Figura 16.

Diseño de los pórticos para carga vertical.



Nota: (Romeo Tomeo, Dimitris Pitilakis, Antonio Bilotta, Emidio Nigro, 2018).

Tabla 1.

Dimensiones de los elementos y detalle de refuerzo.

Sec.	Elemento	B(m)	H(m)	Refuerzo	
				longitudinal	Transversal
A – A	Columna	0.40	0.50	8 # 4	# 3 /0.20 m
B – B	Columna	0.40	0.80	10 # 5	# 3 /0.25 m
C – C	Columna	0.40	0.40	8 # 4	# 3 /0.20 m
D – D	Columna	0.40	0.60	8 # 5	# 3 /0.20 m
E – E	Viga	0.40	0.60	5 # 7 (M -)	# 3 /0.25 m
				2 # 7 (M+)	# 3 /0.30 m
F – F	Viga	0.40	0.60	2 # 7 (M -)	
				5 # 7 (M -)	# 3 /0.30 m

Nota: (Tomeo, 2018)

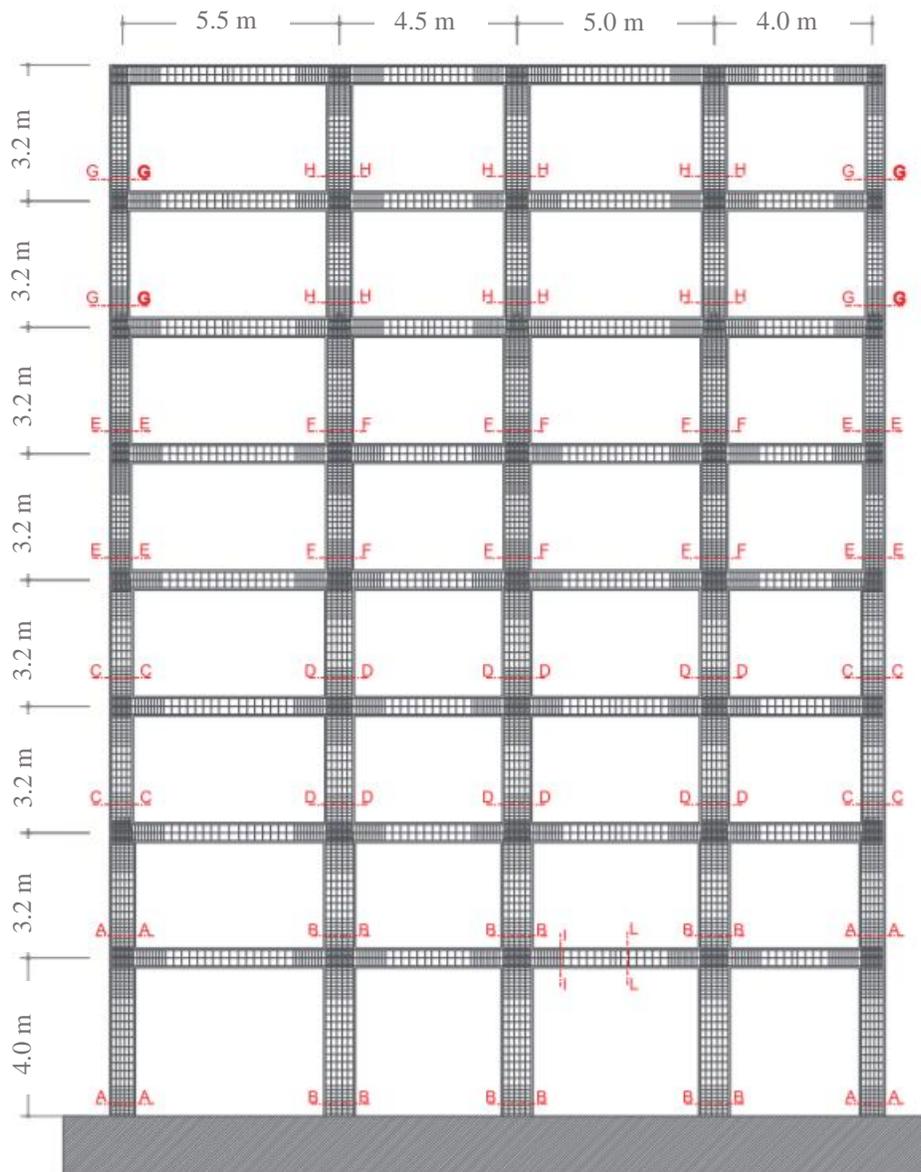
Los pórticos que cumplen con los requerimientos de la norma, estuvieron delineados estimando la acción sísmica en el cual se manejó una resistencia a la compresión de 25.000.000 Pa y para el acero de refuerzo se manejó una resistencia a la tensión y compresión de 450.000.000 Pa (grado de acero B450C). La carga manejada para la formación de carga de cada entrepiso pertenece a 11.360 N/m<sup>2</sup>, incluido el último entrepiso que pertenece a una carga de 6.440 N/m<sup>2</sup>.

El espectro de diseño se estableció como propone la norma tomando una PGA en el lecho de la roca igual a 0.25g, para el estado límite de seguridad de la viga y un suelo tipo C, con un factor de desarrollo estratigráfica  $F_a$  de 1,35. Establecido en la práctica de la norma de alta ductilidad, por lo tanto, el diseño se efectúa con las normas de diseño por cabida y columna fuerte, viga débil. La

Fig. 9 muestra el diseño de los pórticos resistentes a momento con alto detallado y la tabla 3 las dimensiones de los elementos y el detalle de refuerzo utilizado.

Figura 17.

Diseño de los pórticos resistentes a momentos.



Nota: (Romeo Tomeo, Dimitris Ptilakis, Antonio Bilotta, Emidio Nigro, 2018).

Tabla 2.

Dimensiones de los elementos y el detalle de refuerzo.

Sec.	Elemento	B(m)	H(m)	Refuerzo	
				longitudinal	Transversal
A – A	Columna	0.50	0.65	16 # 7	# 3 /0.10m
B – B	Columna	0.50	0.80	18 # 7	# 3 /0.10m
C – C	Columna	0.50	0.60	14 # 6	# 3 /0.10m
D – D	Columna	0.50	0.75	18 # 6	# 3 /0.10m
E – E	Columna	0.50	0.55	14 # 5	# 3 /0.08m
F – F	Columna	0.50	0.70	18 # 5	# 3 /0.08m
G – G	Columna	0.50	0.50	12 # 5	# 3 /0.08m
H – H	Columna	0.50	0.65	16 # 5	# 3 /0.08m
I – I	Viga	0.50	0.50	5 # 7 (M -) 3 # 7 (M+)	# 3 /0.08m
L – L	Viga	0.50	0.50	3 # 7 (M -) 3 # 7 (M+)	# 3 /0.20m

Nota: (Tomeo, 2018).

La discrepancia entre los pórticos resistentes a instantes diseñados para carga vertical y el diseño con alto detalle evidencia discrepancias visiblemente perceptibles en las secciones de los componentes y el refuerzo con respecto manejado con el propósito de impedir la alineación de componentes vulnerados. La tabla 4, muestra el resumen de las primordiales propiedades de la estructura de referencia, como son: masa total, periodo elástico fundamental y materiales.

*Tabla 3.**Propiedades de la estructura de referencia.*

Edificio	Total masa (t)	Ti, fix (s)	Fc (Pa)	Fy (Pa)
Pre-Código – 4 pisos	290	0.97	17.000.000	380.000.000
Pre-Código – 8 pisos	647	1.14	17.000.000	380.000.000
Código – 4 pisos	293	0.65	25.000.000	450.000.000
Código – 4 pisos	693	0.92	25.000.000	450.000.000

Nota: (Romeo Tomeo, Dimitris Pitilakis, Antonio Bilotta, Emidio Nigro, 2018).

## 6. Modelado Estructural

En el actual documento se utilizará el pórtico en concreto reforzado resistente a instante de ocho (8) niveles, diseñado para carga vertical, en el cual será reforzado haciendo crecer en extensiones los componentes estructurales y con riostras concéntricas restringidas de pandeo, el cual se concuerda con fundamento a la propuesta (NSR-10, 2010) donde se contrasta con el desempeño de las obligaciones de desplazamientos (derivadas) y se establece la formación de componentes vulnerables con examen estático no lineal “pushover”.

### 6.1 Especificaciones Generales.

Se tomaron los detalles de diseño manejadas en el artículo (Tomeo, 2018), que se representan a continuación.

### 6.2 Información Básica:

- Número de Pisos: 8.00
- Altura Libre entrepiso:
  - Primer piso 4.00 m.
  - Segundo al Octavo piso 3.20 m

### 6.3 Especificaciones de los Materiales

**6.3.1 Estructura en Concreto.** Para ejecutar el modelo matemático y lograr una respuesta estructural se precisó la clase de materiales y sus propiedades.

- $f'_c$ : 17.000.000 Pa, a los 28 días para vigas y columnas.
- $F_y$ : 380.000.000 Pa, Grado de acero A38. (Ministerio de Infraestructura Italiano, 2018)

### 6.4 Cargas de Diseño

Para las mezclas de cargas de cada entrepiso se manejó un importe de 7.840 N/m<sup>2</sup>, excepto el último entrepiso en el cual se adjudicó una mezcla de carga sísmica de 5.840 N/m<sup>2</sup>, se manejó un ancho aferente de a 3.5 m. Los componentes estructurales de la construcción fueron trazados para resistir las cargas de gravedad aprovechadas, que contiene el peso adecuado de la estructura y las cargas resultado de la usanza de las cargas vivas. (Ministerio de Infraestructura Italiano, 2018)

### 6.5 Espectro de Aceleraciones

El Espectros elástico de diseño para una construcción estriba de la etapa máxima de vibración T, el cual se logra del estudio modal espectral y se formula en fracción de la gravedad, con un coeficiente de amortiguamiento crítico del 5% en la fuerza horizontal parecida, en la que se utiliza el espectro elástico de aceleraciones con un importe de PGA en el lecho de roca de 0.25g. (Ministerio de Infraestructura Italiano, 2018)

## 6.6 Efectos Locales

Por medio de la clasificación formada por las normas la construcción que se ubique en un suelo clase “C”, se supone el Factor de crecimiento de aceleración ( $F_a$ ).

- Perfil del suelo: C
- Factor ampliación de aceleración ( $F_a$ ): 1.35 (Ministerio de Infraestructura Italiano, 2018)

## 6.7 Coeficiente de Importancia

Con el objetivo de avalar que una estructura persista operante o que soporte deterioros mínimos en el transcurso de la ocurrencia de un sismo, se maneja el coeficiente de relevancia con el propósito de aumentar o reducir la solicitud sísmica de diseño de la construcción. El proyecto se halla enmarcado dentro de los axiomas del grupo de uso I designadas estructuras de ocupación normal. (NSR-10, 2010)

- Coeficiente de importancia (I): 1.0

## 6.8 Período Fundamental de la Edificación

El periodo esencial es el turno que demora una estructura en completar un ciclo vibratorio, el cual está derechamente vinculada con las propiedades del sistema estructural de convenio con los principios de la dinámica estructural.

Una vez dimensionada la estructura es de deducirse los valores de T, a través del análisis modal, si las consecuencias entre los análisis suspenden en más de 10%, debe deducirse de nuevo el tiempo de la estructura hasta que confluya dentro de las tolerancias notables (NSR-10, 2010).

- Periodo fundamental de la estructura (T): 1.14 s. (NSR-10, 2010)

*Tabla 4.*

*Parámetros sísmicos*

Parámetros sísmicos para el pórtico de 8 niveles	
Coeficiente de amortiguamiento:	0.05
Clasificación del Perfil de Suelo:	C
Nivel de Amenaza Sísmica:	Alta ductilidad
Coeficiente de aceleración horizontal (Aa):	0.25 g
Periodo fundamental de la estructura (t):	1.14 s
Coeficiente de Importancia (I), Estructuras de Ocupación Normal	1

Nota: (Tomeo, 2018)

### **6.9 Cortante Sísmico en la Base**

El cortante sísmico, facilita alcanzar la fuerza aplicada en el fundamento de la construcción, está claramente vinculada con el coeficiente de sitio, de la masa y la ductilidad del sistema estructural.

Esta ecuación se calcula a través de la ecuación A.4.3-1 (NSR-10, 2010)

$$V_s = S_a * g * M \quad (17)$$

Donde:

G = Gravedad (9.8 m/s<sup>2</sup>)

S<sub>a</sub> = Valor de la aceleración, como fracción de la de la gravedad (g)

M = Masa de la edificación (t)

### 6.10 Fuerza Horizontal Equivalente

Son las fuerzas asumidas a cada entrepiso producto de la acción sísmica, deben establecerse aplicando las ecuaciones A.4.3-2 y A.4.3-3, (NSR-10, 2010)

$$F_x = C_{vx} * V_s \quad (18)$$

$$C_{vx} = \frac{m_x * h_x^k}{\sum_{i=1}^n (m_i * h_i^k)} \quad (19)$$

Donde:

C<sub>vx</sub> = Coeficiente de fuerza de piso (Adimensional).

m<sub>x</sub> = Masa de la edificación (t).

h = Altura de entrepiso (m).

k = Está relacionado con el periodo fundamental T (s).

El valor de K, se establece con la siguiente tabla en referencia del tiempo primordial de la construcción.

Tabla 5.

*Cálculo del valor de K*

---

(a)	Para T menor a 0.50 segundos, $K= 1.0$
(b)	Para T, entre 0.5 y 2.5 segundos, $K= 0.75+0.5T$
(c)	Para T mayor que 2.50 segundos, $K= 2.0$

---

Nota: A.4.3-3, (NSR-10, 2010)

Una vez automatizada la masa ( $m_x$ ) y la altura ( $h_x$ ) de cada entrepiso, procedemos a calcular el valor de  $k$ , que está directamente relacionado con el periodo fundamental de la estructura, según la tabla 6. para periodos comprendidos entre 0.5 y 2.5 s, el valor de  $k$ , es calculado la ecuación  $k= 0.75 + 0.5T$ , posteriormente procedemos a calcular el cortante basal en cada piso con la ecuación 17, donde se multiplica la masa por la gravedad y el coeficiente de aceleración pico efectiva ( $A_a$ ), luego se calcula el valor de  $C_{ux}$ , utilizando la ecuación 19 y finalmente procedemos a calcular el valor de la fuerza actuante sobre el pórtico en cada entrepiso con la ecuación 18.

Las consecuencias derivadas en cada paso antes mencionado se manifiestan en la Tabla 7.

A continuación, se presentan las fuerzas cortantes aplicadas en cada piso.

Tabla 6.

*Fuerza Horizontal Equivalente*

PISO	$m_x$	$h_x$	$M_x h_x^k$	$C_{vx}$	$F_x$
	(t)	(m)	(t-m)		(N)
8	63.9	26.4	4811.7	0.20	321097.0
7	81.7	23.2	5183.3	0.22	345894.3
6	81.7	20.0	4261.1	0.18	284353.7
5	81.7	16.8	3385.1	0.14	225895.4
4	82.6	13.6	2590.0	0.11	172839.4
3	83.5	10.4	1837.9	0.08	122651.7
2	84.8	7.2	1147.8	0.05	76596.8
1	87.3	4.0	544.1	0.02	36311.7
$\Sigma$	647.2		23.760.9	1.00	1585640.0

**6.11 Control de Derivas Modelo Carga Vertical.**

Cuando una estructura es dependiente a una acción sísmica, los entrepisos de la construcción sobrellevan desplazamientos relativos entre ellos. Las derivas se suponen como la discrepancia de desplazamientos para cada altura libre o separación de los entrepisos en cada orientación de observación, en la cual, se debe avalar los desplazamientos máximos reconocidos de la tabla A.6.4.

Tabla 7.

*Derivas máximas como porcentaje de altura de piso ( $h_{pi}$ ).*

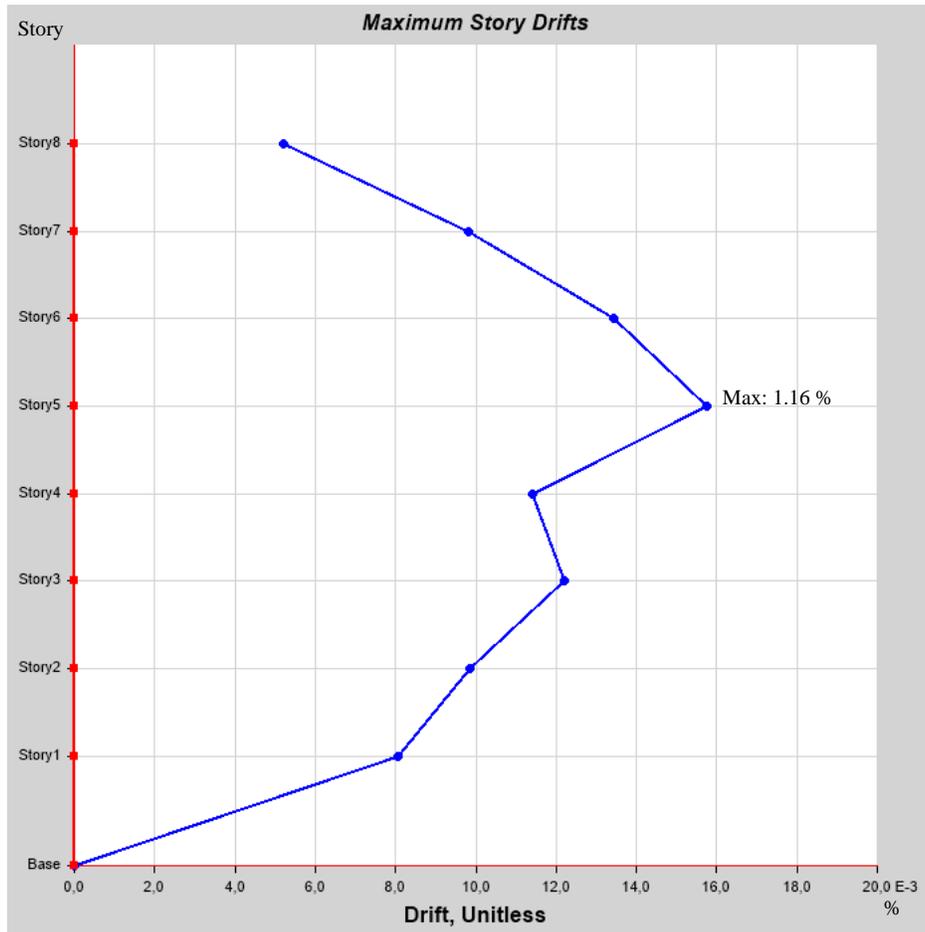
Estructuras de:	Deriva máxima
Concreto reforzado, metálicas, de madera, y de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.2.	$1,0\%(\Delta_{max}^i \leq 0.010h_{pi})$
De mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.3.	$0,5\%(\Delta_{max}^i \leq 0.005h_{pi})$

Nota: (NSR-10, 2010) tabla A.6.4-1.

Para determinar el desplazamiento del pórtico (deriva), diseñado para cargas verticales, se realizó el modelamiento en (ETABS, 2017).

*Figura 18.*

Desplazamiento para carga vertical.



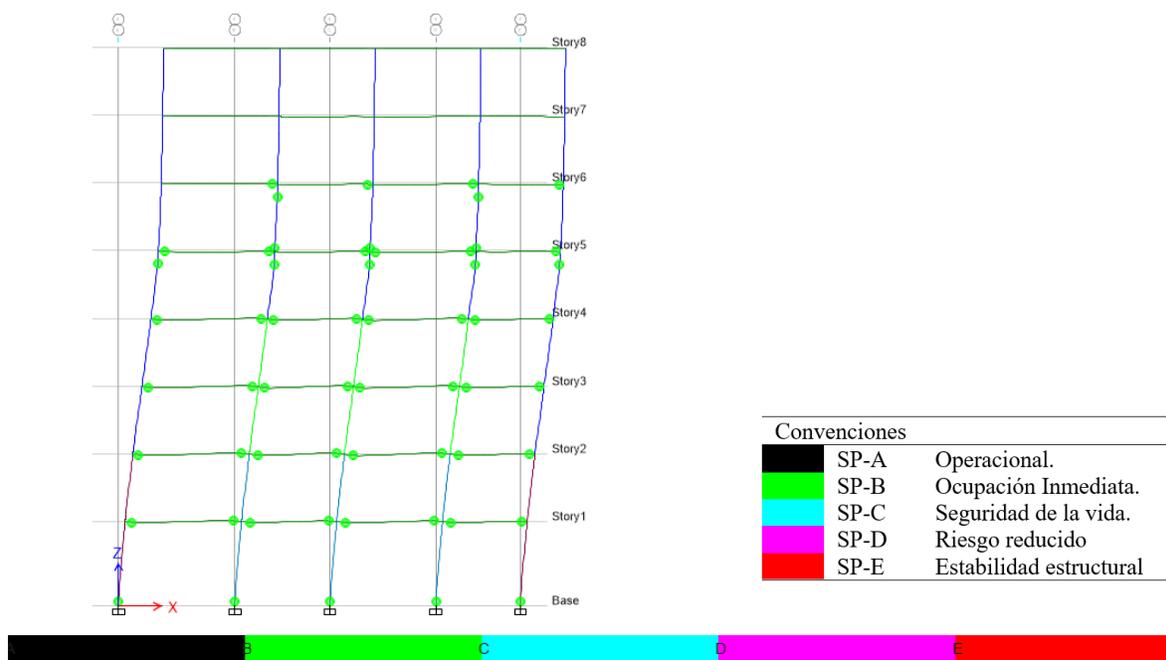
De la anterior grafica se logró como consecuencia una deriva de 1.16% de la altura de entresuelo, superior al máximo reconocido del 1.00 % por (NSR-10, 2010).

### 6.12 Análisis Estático No Lineal Pushover

Este estudio posee por objeto, medir a través de valores estadísticas el nivel de fragilidad de la estructura, deduciendo el comportamiento de la misma al desplazarse. Admite instaurar la capacidad de la estructura para acercar el diagrama de fuerza-desplazamiento, hasta conseguir el desplazamiento límite preestablecido o hasta que la estructura colapse. (Portillo, 2011). Se ejecutó el modelamiento del pórtico para cargas verticales a través del manual de aplicación del programa (ETABS, 2017).

Figura 19.

Rotulación plástica de los pórticos para carga vertical.

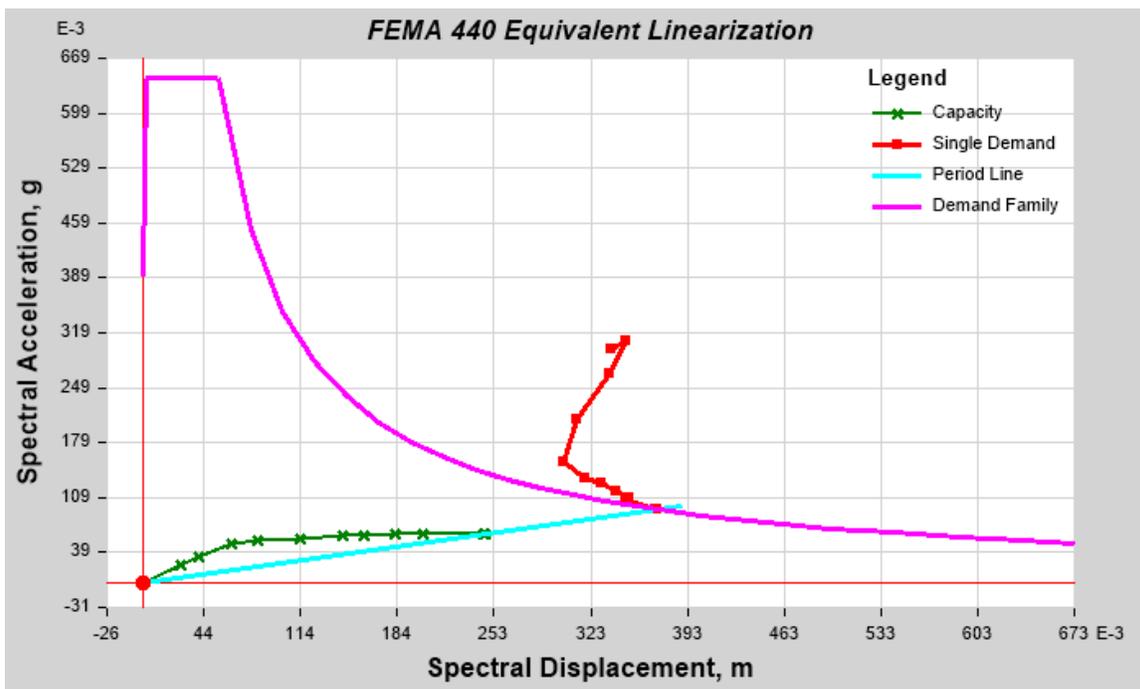


Al comprobar la actuación de la estructura y valorar el nivel de desempeño y la capacidad sísmica, cuando la construcción incursiona en el rango inelástico, a través de la examinación

estática no lineal “*pushover*” se puede evidenciar la formación de 58 rótulas plásticas figura 15, de un grado de trabajo de labor contiguo (SP-B). Se observa la formación de rotulación plástica de las columnas en el quinto piso, debido al cambio de rigidez por depreciación en la sección de las columnas de los pisos superiores, solicitando que la construcción debe ser reforzada para garantizar las derivas máximas permitidas y optimizar al grado de desempeño.

Figura 20.

Nivel de desempeño de los pórticos para carga vertical.



El desplazamiento de la estructura es de 0.371 m, como se puede evidenciar en la figura 16.

Nivel de desempeño de los pórticos para carga vertical anterior con un índice de daño del nivel SP B, Ocupación inmediata.

## **7. Propuesta de Reforzamiento.**

Considerando el reforzamiento o rehabilitación que se quiere para el pórtico en concreto en estudio, se hace requerido la ejecución de una táctica o particularidad en la zona indicada mediante de la cual se alcance igualar y detectar las insuficiencias en vinculación al objetivo propuesto. Dicho proceso se ejecuta sobre un estudio en la estructura determinada, en donde se pueda interponerse el fundamento de concreto, con asiento en los concepciones o tácticas de interposición en los métodos de estudios estáticos no lineal “*pushover*”, bajo la regla del reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente colombiana. (NSR-10, 2010).

Los métodos de interposición a manejar, del pórtico asimilado, se detallan a continuación, las cuales pueden en algún momento aumentar la resistencia, optimizar la disipación de energía, o minimizar la demanda sísmica. Esas mediaciones pueden desligar impactos locales o integral en su objeción según el nivel que se provoque en la estructura. (NSR-10, 2010). Las técnicas de reforzamiento para garantizar la demanda sísmica del pórtico objeto de estudio, son las siguientes:

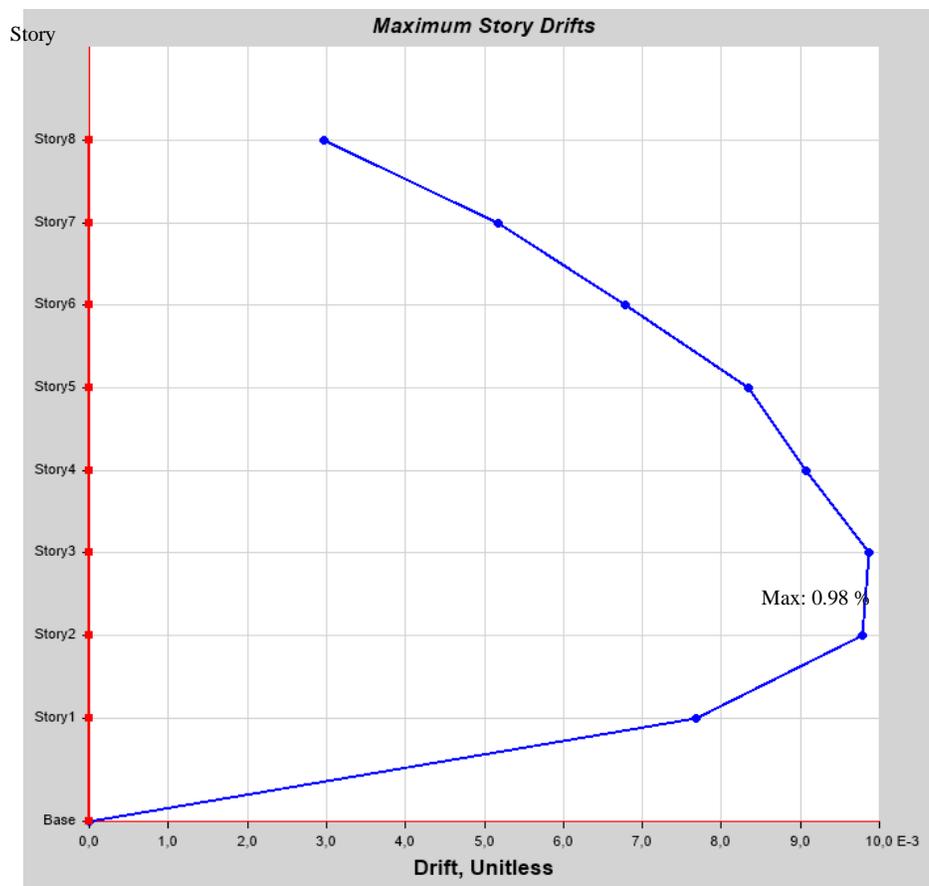
### **7.1 Pórtico con Diseño Sismo Resistente Convencional.**

Los pórticos resistentes a momentos fueron diseñados, estimando la acción sísmica a través del estudio estático, donde también se circunscribieron elementos formulados de manera habitual de sismo resistencia en la delineación de columnas y vigas, y se examinó la observancia con los desplazamientos máximos autorizados (Tomeo, 2018).

**7.1.1 Control de Derivas Modelo con Diseño Sismo Resistente convencional.** Se ejecutó el modelamiento en *(ETABS, 2017)*, y se comprobó el desempeño de los desplazamientos máximos autorizados fundados en *(NSR-10, 2010)*.

*Figura 21.*

Desplazamiento de los pórticos para aumento de secciones.



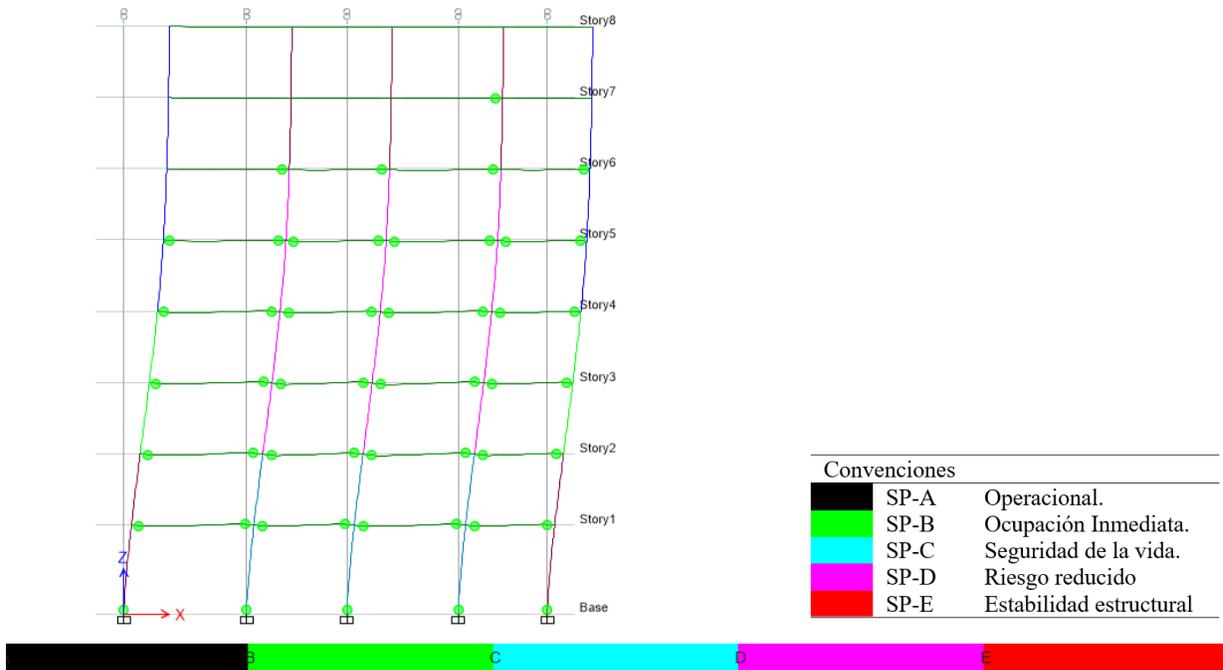
%

En la figura 17, se evidencia una deriva de 0.98 % de la altura de entrepiso, cumpliendo con el desplazamiento autorizado del 1.00 % del *(NSR-10, 2010)*.

### 7.1.2 Análisis Estático No Lineal “Pushover”.

Figura 22.

Rotulación plástica de los pórticos para aumento de secciones.

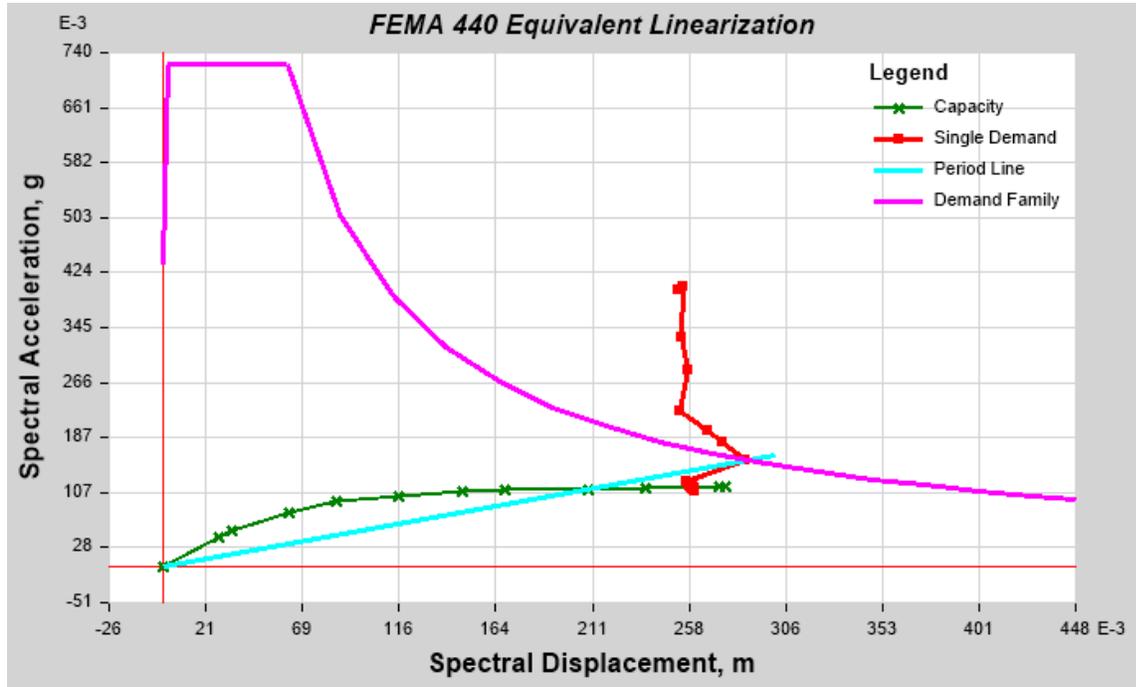


Se comprueba el ejercicio a través del procedimiento de observación estática no lineal “pushover”, las rotulas plásticas. figura 18, conveniente a la formación de componentes vulnerables, se puede demostrar un mínimo número de rotulas plásticas de labor contigua (SP-B) sin que ninguna de ellas muestre una circunstancia aguda de seguridad en la estructura.

### 7.1.3 Nivel de Daño

Figura 23.

Nivel de desempeño de los pórticos para aumento de secciones.



El desplazamiento de la estructura es de 0.286m, valor más bajo al presentado en el nivel de desempeño de la figura 16.

### 7.2 Reforzamiento Estructural con Riostras Restringidas de Pandeo.

Las riostras de pandeo restringido, están conformadas de una barra de acero, recubierta con una capa antiadherente que facilita la expansión lateral del núcleo cuando sobre este son aprovechadas en las cargas centrales. El núcleo está privilegiado por una camisa o tubo metálico administrado con mortero, que imposibilita el pandeo de la riostra al mostrar a cargas centrales de presión.

**7.2.1 Pre dimensionamiento de las Riostras.** Una vez automatizada las fuerzas sísmicas tabla 7, cortante basal en cada piso, y determinado en la distribución del arriostramiento del sistema de resistencia sísmico, se proviene a lograr la carga axial de la riostra,  $P_{uri}$ , ecuación 1 a tensión y compresión, desde la fuerza central  $P_{uri}$ , se proviene a lograr el área transversal necesaria para el núcleo de la riostra ecuación 2, donde se lograron las extensiones para el núcleo de las riostras de ancho (B) y espesor (t). Con estas extensiones se lograron los valores de área (A<sub>xg</sub>) terminantes para el núcleo de las riostras, la capa de material antiadherente que se halla a lo largo del núcleo, separa el traspaso de esfuerzos cortantes en el trascurso de la amplificación y la convulsión del equivalente suministrando la suficiente dureza a la riostra para impedir el pandeo integral del procedimiento bajo cargas de presión, su núcleo central de acero tolera las fuerzas sísmicas de compresión o tensión ejercidas.

Las consecuencias derivadas en cada paso antes mencionado se manifiestan en la Tabla 9.

Tabla 8.

*Pre dimensionamiento núcleo de acero de la riostra*

V <sub>s</sub> (N)	Cos $\phi$	P <sub>uri</sub> (N)	A <sub>ysc</sub> (m <sup>2</sup> )	B (m)	t (m)	A <sub>xg</sub> (m <sup>2</sup> )
321097.0	0.78	206599.5	0.001	0.08	0.01	0.001
666991.2	0.78	429154.0	0.002	0.20	0.02	0.004
951344.9	0.78	612112.3	0.003	0.10	0.03	0.003
1177240.3	0.78	757457.4	0.004	0.12	0.03	0.004
1350079.7	0.78	868665.4	0.005	0.15	0.03	0.005
1472731.5	0.78	947581.7	0.005	0.15	0.03	0.005
1549328.3	0.78	996865.5	0.006	0.15	0.04	0.006
1585640.0	0.71	1121227.5	0.006	0.15	0.04	0.006

Posteriormente, a través de las ecuaciones 3 y 4 se establecieron las fuerzas precisas de la riostra que procederán sobre la estructura y a través de las ecuaciones 5 y 6 se lograron las fuerzas en dirección de horizontal (x) y con las ecuaciones 7 y 8, se lograron las fuerzas en dirección vertical (z) a ser aplicadas. Los valores calculados en este paso se manifiestan en la Tabla 10. El patrón de aplicación de carga es el mismo que el ajustado en la Figura 20.

*Tabla 9.*

*Fuerzas aplicadas de la riostra.*

PISO	Riostra en compresión (N)			Riostra en tensión (N)		
	Cmax	X	Z	Tmax	X	Z
8	396000.0	307731.6	249202.8	360000.0	279756.0	226548.0
7	1980000.0	1538658.0	1246014.0	1800000.0	1398780.0	1132740.0
6	1485000.0	1153993.5	934510.5	1350000.0	1049085.0	849555.0
5	1782000.0	1384792.2	1121412.6	1620000.0	1258902.0	1019466.0
4	2227500.0	1730990.3	1401765.8	2025000.0	1573627.5	1274332.5
3	2227500.0	1730990.3	1401765.8	2025000.0	1573627.5	1274332.5
2	2970000.0	2307987.0	1869021.0	2700000.0	2098170.0	1699110.0
1	2970000.0	2307987.0	1869021.0	2700000.0	2098170.0	1699110.0

Las cargas axiales que se soporta la riostra a tensión y a compresión fueron aplicadas en los nodos del pórtico 2D (ver tabla 10), se evidencian en la siguiente figura.

**7.2.2 Sistema Anti Pandeo.** Con el objeto de evadir el pandeo general de la riostra, se trazó el sistema anti pandeo, estableciendo en las exigencias de cada mecanismo. El sistema anti pandeo constituye de una camisa o tubo exterior metálica que suministra el confinamiento y rigidez al mortero de relleno, impidiendo que este se deforme cuando las fuerzas centrales que son aprovechadas.

**7.2.3 Camisa o Tubo de Revestimiento.** Se debe deducir la carga crítica de Euler de la camisa de revestimiento para imposibilitar el pandeo integral de la riostra según la ecuación 9. En la tabla 11, se refieren las descripciones de los perfiles de una sección circular (HSS), manejados por cada entrepiso, que pertenece a la longitud total de la riostra, donde se comprobó la vinculación demanda/capacidad del pandeo crítico de la camisa de revestimiento y la fuente del núcleo de acero de la riostra que fuera mayor de 1.5.

*Tabla 10.*

*Validación de dimensiones de camisa o tubo de revestimiento.*

Piso	Perfil	H (m)	B (m)	I (m <sup>4</sup> )	L (m)	Pe (N)	Py (N)	D/C
8	HSS5x5x3/16	0.127	0.127	0.0052	6.5	304143	200000	1.52
7	HSS7x7x3/16	0.178	0.178	0.0015	6.5	869478	500000	1.74
6	HSS7x7x1/4	0.178	0.178	0.0019	6.5	1123124	625000	1.80
5	HSS8x8x3/16	0.203	0.203	0.0022	6.5	1315245	750000	1.75
4	HSS8x8x3/16	0.203	0.203	0.0022	6.5	1315245	825000	1.59
3	HSS8x8x1/4	0.203	0.203	0.0029	6.5	1708193	975000	1.75
2	HSS8x8x1/4	0.203	0.203	0.0029	6.5	1708193	1125000	1.52
1	HSS8x8x3/8	0.203	0.203	0.0041	6.8	2220885	1275000	1.74

**7.2.4 Mortero de Relleno.** Con el propósito de impedir los modos superiores de pandeo en el núcleo de acero de la riostra, se tomó un mortero de relleno con un módulo de elasticidad ( $E_c$ ) de 21.000.000 Pa, y estableció su constante elástica a través de las ecuaciones 12, 13 y 14. Con el propósito de avalar la permanencia de la riostra, se confirmó que la carga crítica del mortero de relleno ( $P_{cr}$ ), sea preferente a la carga de fluencia del núcleo de acero ( $P_y$ ). Se muestra a continuación la Tabla 12 con una síntesis de los valores explícitos para cada riostra.

*Tabla 11.*

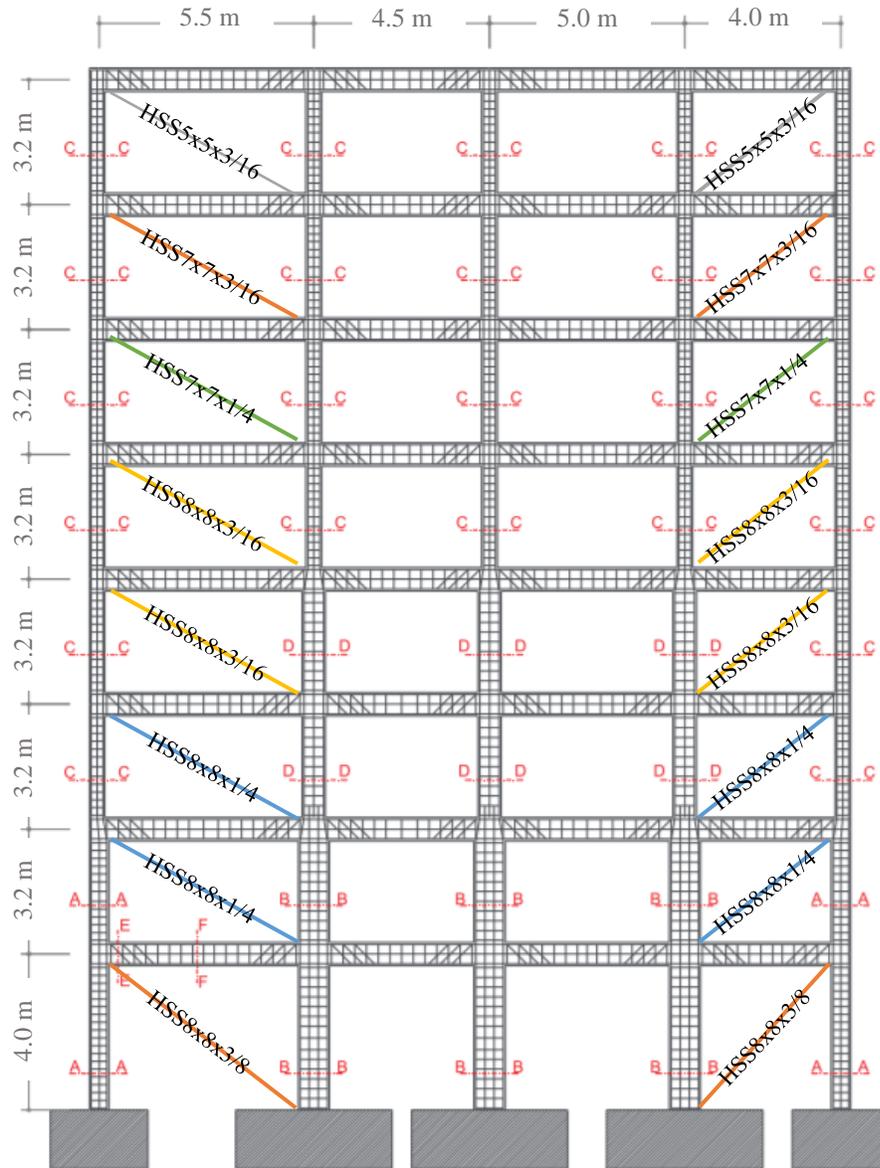
*Mortero de relleno.*

Piso	W (m)	T (m)	h (m)	$I_n$ (m <sup>4</sup> )	K1	K2	$P_{cr}$ (N)	$P_y$ (N)	$P_{cr} > P_y$
8	0.08	0.01	0.10	$6.6 \times 10^{-9}$	148976	233333	2888364	200000	Ok
7	0.10	0.02	0.14	$6.6 \times 10^{-9}$	337382	233333	11430952	500000	Ok
6	0.10	0.03	0.14	$3.0 \times 10^{-9}$	446110	233333	15975241	625000	Ok
5	0.10	0.03	0.16	$22.5 \times 10^{-9}$	458211	233333	21000000	750000	Ok
4	0.11	0.03	0.16	$24.7 \times 10^{-9}$	554435	233333	22024986	825000	Ok
3	0.13	0.03	0.16	$29.2 \times 10^{-9}$	789720	233333	23943684	975000	Ok
2	0.15	0.03	0.16	$33.7 \times 10^{-9}$	1051402	233333	25719642	1125000	Ok
1	0.17	0.03	0.15	$38.2 \times 10^{-9}$	1377765	233333	27380650	1275000	Ok

Los perfiles tubulares BRB, que se soporta las fuerzas a tensión y a compresión fueron aplicados en los nodos del pórtico 2D (ver tabla 11), se evidencian en la siguiente figura.

Figura 24.

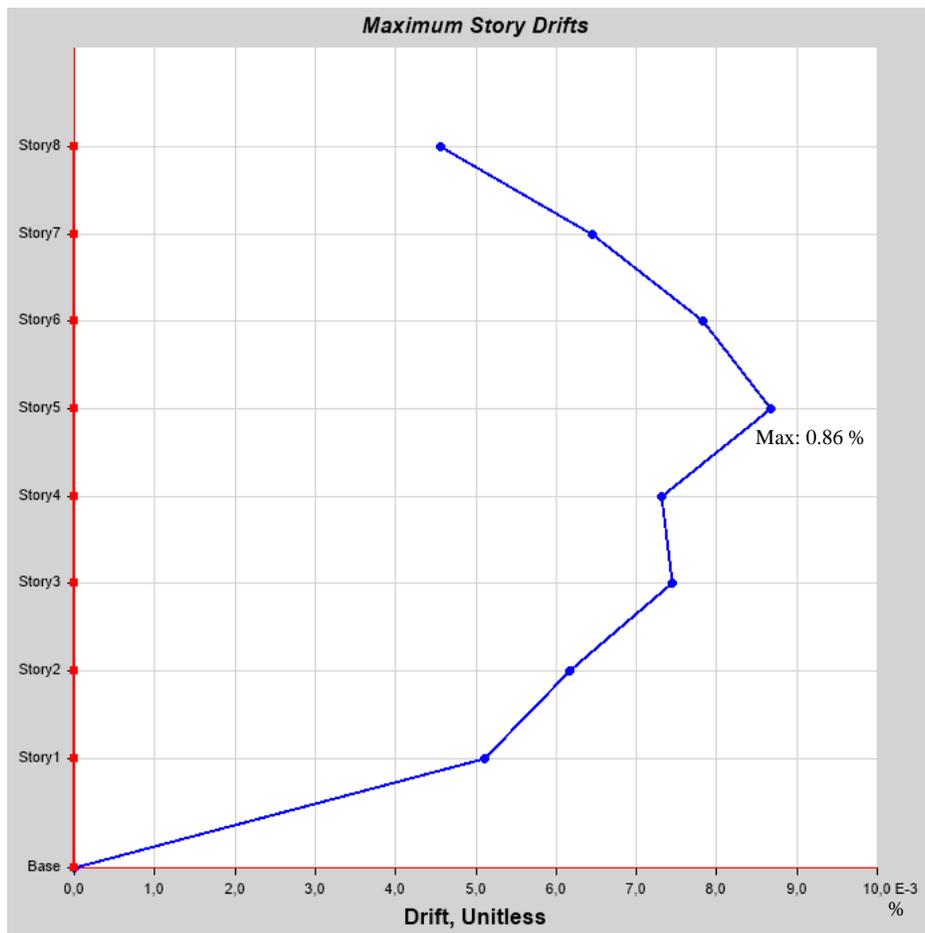
Perfiles BRB aplicados a los nodos del pórtico 2D.



**7.2.5 Control de Derivas Modelo Reforzado con Riostras de Pandeo Restringido.** Una vez pre dimensionado el sistema de resistencia sísmica, como se mostró principalmente, se ejecutó el modelamiento en el manual de aplicación del programa (ETABS, 2017), y se comprobó el desempeño de los desplazamientos altos autorizados fundados en (NSR-10, 2010).

*Figura 25.*

Desplazamiento de los pórticos reforzados con riostras restringidas de pandeo.

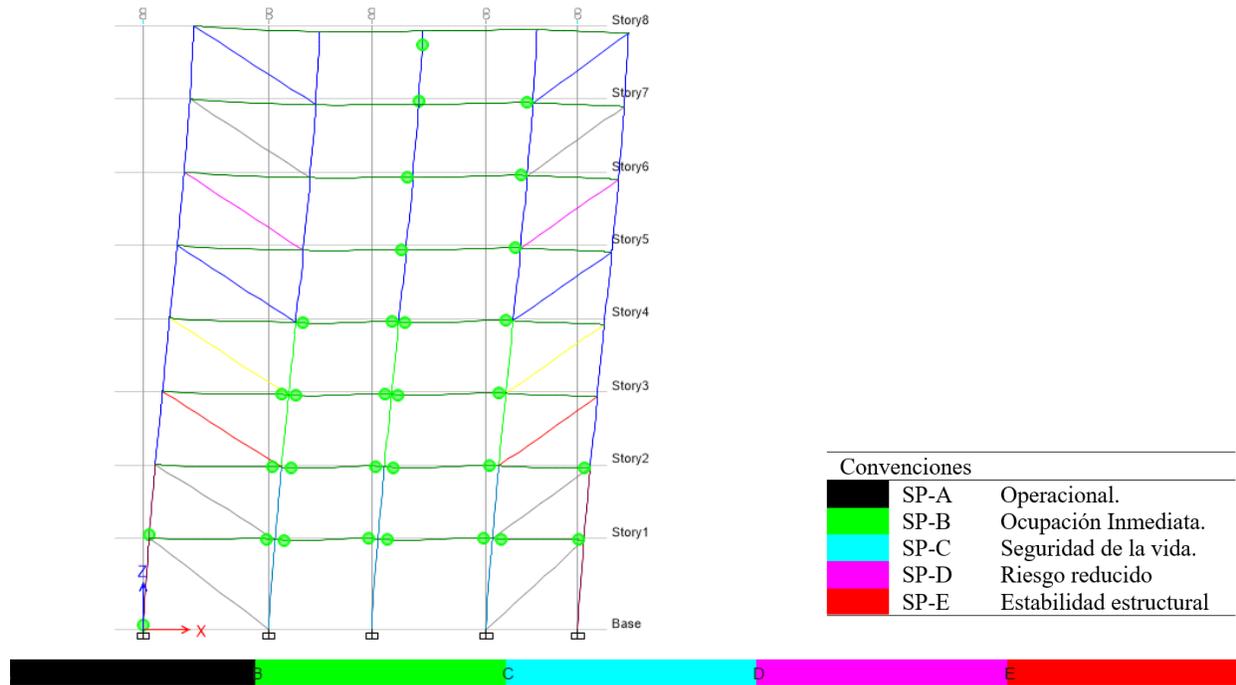


En la gráfica anterior se observa una deriva de 0.86 % de la altura de entrepiso, cumpliendo con el desplazamiento permitido del 1.00 % del (NSR-10, 2010).

### 7.2.6 Análisis Estático No Lineal “Pushover”.

Figura 26.

Rotulación plástica de los pórticos para aumento de secciones.

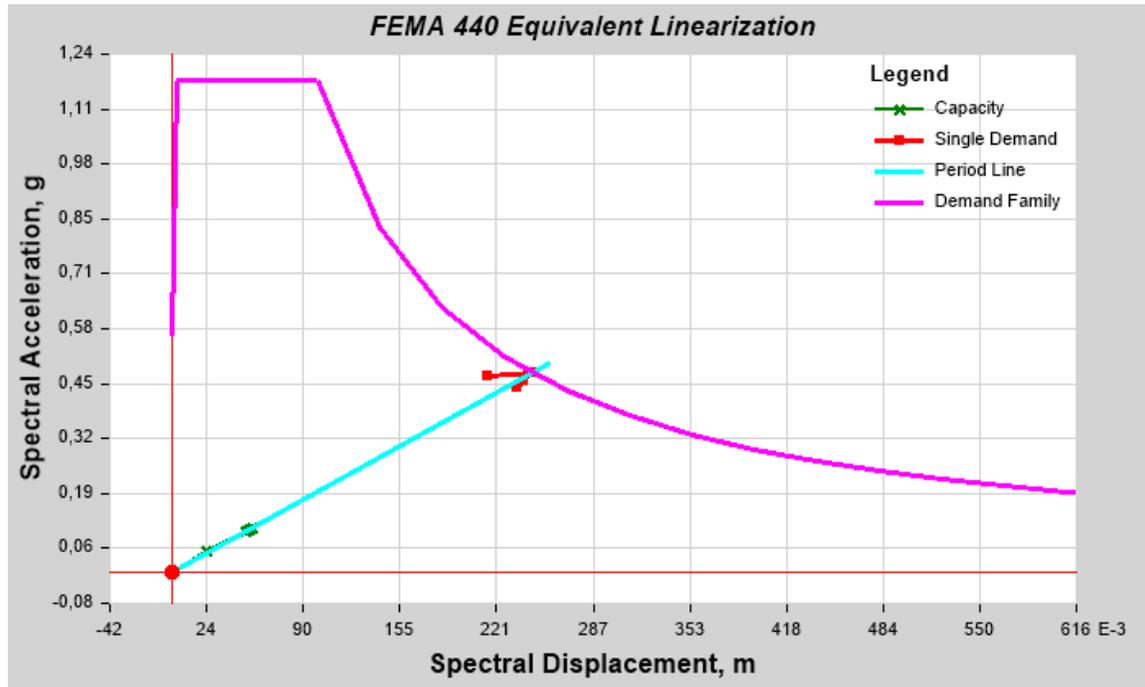


Para el reforzamiento de la construcción, con riostras restringidas de pandeo, manejando el método de análisis estático no lineal “pushover”, en la que se puede evidenciar la rotulación plástica de la Figura 22, oportuno a la formación de mecanismos vulnerables, donde, se observan la formación de 31 rotulas plásticas de ocupación contigua (SP-B).

### 7.2.7. Nivel de Daño

Figura 27.

Nivel de desempeño.



En la figura anterior, se observa el nivel de desempeño de la edificación, con un desplazamiento de 0.245 m, cuando incursiona en el inelástico.

### Conclusiones

En el transcurso de sucesos sísmicos las riostras de pandeo restringido son módulos que últimamente han admitido gran aceptación debido a que facilitan ejecutar reforzamiento sísmico con menor interposición a componentes presentes, para la apropiada disipación de energía confinando de esta manera el deterioro a columnas y vigas, conjuntamente distintos análisis empíricos han justificado una gran capacidad en las edificaciones de la actualidad.

El pórtico resistente para cargas verticales, con delineación sísmico convencional y reforzado con riostras de pandeo restringido, es desarrollado a través de un análisis estático no lineales “pushover”. La actual monografía, numéricamente aborda el manejo de riostras de pandeo restringido con desenlaces de reforzamiento sísmico de un pórtico característico de una construcción trazada solo para carga vertical.

Igualmente, se comprobó el nivel de desempeño del pórtico cuando entra en la categoría inelástico, con un desplazamiento alto del 0.371 m, donde se pueden evidenciar la formación de 58 rótulas plásticas SP-B (Ocupación inmediata). Se evidencia de formación de rotulación plástica en el quinto piso, debido al cambio de rigidez de los componentes estructurales. Al modelar el pórtico resistente para carga vertical, se logró una deriva de 1.16% de la altura de entrepiso, vulnerando con el máximo autorizado del 1,00%.

Se logró evidenciar la formación de 51 rótulas plásticas SP-B (Ocupación inmediata), en el pórtico reforzado convencionalmente, eliminando así la formación de zonas vulnerables en las

columnas y trasladando la estructura a un grado seguro. El pórtico sismo resistente reforzado de forma convencional, mostró una deriva de 0.98% de la altura de entrepiso, efectuando con el máximo autorizado, potencialmente se comprobó el nivel de ejercicio del pórtico cuando incursiona en el rango inelástico, con un desplazamiento máximo del 0.286 m.

Se confirmó el nivel de ejercicio del pórtico reforzado con BRB, cuando incursiona en el rango inelástico, con un desplazamiento alto del 0.245 m, donde se puede evidenciar la formación de 31 rótulas plásticas SP-B (Ocupación inmediata), en el cual se observó la formación de rótula plástica en una columna, gracias a las tensiones derivadas por las riostras. Para compensar este fenómeno se puede desarrollar el aumento de la sección de las columnas incididas, y equivalentemente, se puede aumentar la cantidad de riostras. El pórtico resistente para cargas verticales, que fue reforzado con riostras restringidas de pandeo, mostró una deriva de 0,86% de la altura de entrepiso, desempeñándose con el máximo autorizado.

Equivalentemente, al ejecutar el análisis por capacidad, se logró comprobar que la estructura cumplió con el grado de desempeño de seguridad a la vida. En las modelaciones ejecutadas para el pórtico resistente a carga vertical, se evidencia una reducción del desplazamiento producido por las cargas laterales con la instalación del arriostamiento con riostras restringidas de pandeo.

Una de las primacías de este sistema es que el deterioro se puede limitar en las riostras y estas al ser reemplazables crean conservaciones en compensaciones posteriores a la ocurrencia de sismos contiguos al de diseño. El pórtico fortalecido con riostras concretas de pandeo, asumió una excelente actuación estructural ya que muestra un mínimo de formación de rótulas plásticas, dejando así certeza que es un procedimiento eficaz y su ejecución en ocupación es mucho más

natural que otras sistemáticas de reforzamiento y su instalación es mucho más sencilla que otros métodos, generando poca intervención en los elementos estructurales de la edificación.

### Referencias

- Aguiar, R. (2008). *Análisis Sísmico por Desempeño*. Quito, Ecuador: Centro de Investigaciones Científicas.
- Aiken, I. (1996). *Passive Energy Dissipation - Hardware and Applications*. Universidad de los Andes: SEAOC.
- ATC 40. (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. Applied Technology Council.
- Barbat, A. (1998). Evaluación Probabilista del Riesgo Sísmico en Zonas Urbanas. *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*.
- Black, C. (2002). Component testing, Stability Analysis and Characterization of Buckling-Restrained Unbonded Braces. *Pacific Earthquake Engineering Research Center*.
- Bruneau, M. (2011). *Ductile design of steel structures*. McGraw-Hill.
- Bush, T., Jones E. & Jirsa, J. (1991). Comportamiento del Chasis RC Reforzado con Refuerzo Estructural de Acero. *Scopus*.
- Calvi, G.; Pinho, R.; Magenes; G., Bommer, J.; Restrepo, L. & Crowley. (2006). Development of Seismic Vulnerability Assessment Methodologies over the Past 30 Years. *ISET Journal of Earthquake Technology*.
- Crisafulli. (2018). *Diseño Sismorresistente de Construcciones de Acero*. Mendoza, Argentina.: Universidad Nacional de Cuyo.
- ETABS. (2017). *Manual de Aplicación del Programa*. Computers and Structure. CSI.
- Farghaly, A. (2014). Estudio Comparativo del Fortalecimiento Sísmico de Edificios RC por Arriostramientos de Acero y Muros de Corte de Concreto. *Scopus*.
- Fujimoto, M. (1990). Development of Unbonded Brace. *Quarterly Column*.
- Gallego, M. (2010). *El Concreto y los Terremotos: Conceptos, Comportamiento, Patología y Rehabilitación*. Bogotá: Nomos Impresores, ASOCRETO.

- Galliani. (2012). *Evaluacion Estructural de Una de las Edificaciones del Hospital Adgardo Rebagliati Martins Usando el Metodo del Espectro de Capacidad*. Lima, Perú: Universidad Nacional de Ingenieria.
- Garcia, L. (2015). *Desarrollo de la Normativa Sismo Resistente Colombiana en los 30 Años Desde su Primera Expedicion*. Colombia: Universidad de los Andes.
- Hamdy. (2017). Actualización de la Capacidad Sísmica de los Edificios RC Existentes con Brackets Restringidos de Pandeo. *Science Direct*.
- Hamdy, A. (2018). Response Modification Factors of Buckling-Restrained Braced Frames Desinged According to the Egyptian Code. *Elsevier*.
- Hamdy. (2018). Response Modification Factors of Buckling-Restrained Braced Frames Desinged According to the Egyptian Code. *Elsevier*.
- Ibrahim, YE. (2016). Evaluación de las Técnicas de Reconversión Sísmica de las Estructuras RC Utilizando Curvas de Fragilidad. *Scopus*.
- Machi. (1996). State of The Art in Rechniques for Rehabilitation of Buildings. *In Eleventh Word Conference on Earthquake Engineering*.
- Maheri, M. & Sahebi, A. (1997). Uso de Arriostramiento de Acero en Marcos de Hormigón Armado. *Scopus*.
- Ministerio de Infraestructura. (2018). *Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 14 Gennaio 2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni*. Gazzetta.
- Ministerio de Infraestructura Italiano. (2018). *Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 14 Gennaio 2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni*. Gazzetta.
- Moehle. (2000). Reajuste Sísmico de Estructuras de Edificios de Hormigón en los EE. UU. *Simposio y Taller entre Estados Unidos y Japón Sobre Estructuras Sísmicas Japan Concrete Institute*.
- Moreno, R. (2006). *Evaluacion del Riesgo Sismico en Edificios Mediante Análisis Estatico No Lineal: Aplicación a Diversos Escenarios Sísmicos de Barcelona*. Cataluña, España: Universidad Politecnica.

- NSR-10. (2010). *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente*. Bogotá, D. C., Colombia.: Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.
- Oviedo. (2009). Disipadores Histeréticos Metálicos como Técnica de Control de Respuesta Sísmica en Edificaciones Colombianas. *EIA*.
- Palazzo. (2017). Consideraciones Numérico – Experimentales para el Diseño de Barras de Pandeo Restringido. *Abaqus*.
- Palazzo, G. (2009). A low-tech Dissipative Buckling Restrained Brace. *Engineering Structures*.
- Park, Y. (1985). Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete. *Structural Engineering*.
- Paulay, T. (1996). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. San Diego, California.: John Wiley & Sons.
- Portillo, W. (2011). Introducción al Diseño de Marcos de Concreto Reforzados, por el Método de Análisis Estático No Lineal (Pushover), Utilizando el Software Especializado. *Universidad del Salvador, El Salvador*.
- Symans, Charney, Hittaker, Constantinou, Ircher, Johnson & McNamara. (2008). Energy Dissipation Systems for Seismic Applications: Current Practice and Recent Developments. *Journal of Structural Engineering*.
- Tomeo. (2018). SSI Effects on Seismic Demand of Reinforced Concrete Moment Resisting Frames. *Elsevier*.
- Vielma, J. (2007). Procedimiento de Evaluación de Edificios de Concreto Armado Mediante un Índice de Daño Sísmico Objetivo. *Sul-Americana de Engenharia Estrutural*.
- Y. Alashkar. (2014). Estudio comparativo del fortalecimiento sísmico de edificios RC por arriostramientos de acero y muros de corte de concreto. *Scopus*.