



**FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERÍA CIVIL
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

**ANÁLISIS COMPARATIVO DE DISEÑO POR DESEMPEÑO DE DOS
ESTRUCTURAS DE ACERO (PEM Y PAE)**

**TRABAJO DE TITULACIÓN QUE SE PRESENTA COMO REQUISITO
PREVIO A OPTAR EL GRADO DE: INGENIERO CIVIL**

AUTOR:

CARLOS LUIS GÁNDARA VIVAR

TUTOR:

ING. URBANO XAVIER CAICEDO SALAZAR, M.I.

Samborondón, enero de 2019

Certificación final de aprobación del tutor

En mi calidad de tutor del estudiante Carlos Luis Gándara Vivar, que cursa estudios en la escuela de Ingeniería Civil, dictado en la Facultad de Arquitectura de la UEES.

Certifico:

Que he revisado el trabajo de titulación con el título: ANÁLISIS COMPARATIVO DE DISEÑO POR DESEMPEÑO DE DOS ESTRUCTURAS DE ACERO (PEM Y PAE), presentado por el estudiante Carlos Luis Gándara Vivar con cédula de ciudadanía No. 2450040148, como requisito previo para optar por el Grado Académico de Ingeniero Civil, y considero que dicho trabajo investigativo ha incorporado y corregido las sugerencias y observaciones solicitadas por los miembros del tribunal, por lo tanto reúne los requisitos y méritos suficientes necesarios de carácter académico y científico, para presentarse a la defensa final.

Tutor: Ing. Urbano Xavier Caicedo Salazar, M.I.

Samborondón, enero 2019

Agradecimientos

Quiero expresar mi gratitud a Dios.

De igual manera a mi familia y amigos por estar siempre presentes, brindando apoyo incondicional y palabras de motivación.

Mi profundo agradecimiento a la fundación Leonidas Ortega Moreira por confiar en mí y otorgarme una beca para poder realizar mis estudios universitarios.

Por último mis más sinceros agradecimientos al Ing. Carlos González por compartir sus conocimientos y guiarme en el proceso estudiantil para la obtención del título de ingeniero civil.

Índice

Certificación final de aprobación del tuto	I
Agradecimientos	II
Resumen	XI
Abstract	XII
Capítulo I. Introducción	1
1.1. Problemática.....	9
1.2. Formulación del problema:	10
1.3. Objetivos	10
1.3.1. Objetivo General:	10
1.3.2. Objetivos Específicos:	11
1.4. Justificación:.....	11
Capítulo II: Diseño de estructuras sismo resistente	12
2.1. Criterios para determinación de la acción sísmica utilizando la NEC-SE-DS 2015.....	12
2.1.1. Zonificación sísmica.....	12
2.1.2. Espectro elástico de diseño para la componente horizontal de la carga sísmica...	13
2.2. Metodología del diseño sismo resistente.....	15
2.3. Método de diseño	16
2.3.1. Clasificación del edificio según el uso (<i>Factor de Importancia, I</i>).....	17
2.3.2. Factor de reducción de respuesta sísmica (R)	17
2.3.3. Configuración estructural (Coeficiente de regularidad en planta y elevación)	19
2.3.4. Periodo fundamental de la estructura	22
2.3.5. Distribución de las fuerzas sísmicas laterales por piso.....	23
2.3.6. Deriva elástica e inelástica	24
2.4. Fundamento teórico del diseño por desempeño	24
Capítulo III: Diseño estructural basado en las especificaciones AISC 360-10 y AISC 341-10	29
3.1. Acero como material estructural	29
3.2. Relaciones esfuerzo-deformación del acero estructural.....	30
3.3. Perfiles de acero	31
3.4. Criterios para el diseño en acero	31
3.4.1. Estado límite de resistencia	32
3.4.2. Estado límite de servicio.....	45
3.5. Fundamento teórico para el diseño de pórticos especiales a momentos	45
3.6. Fundamento teórico para el diseño de pórticos con arriostramiento excéntrico	54

Capítulo IV: Análisis y resultados del diseño de un pórtico a momento y un pórtico con arriostramiento excéntrico	61
4.1. Características de las estructuras	61
4.2. Cargas de diseño.....	62
4.3. Combinaciones de cargas	63
4.4. Diseño de pórtico especial a momentos	64
4.4.1. Materiales	64
4.4.2. Secciones de los perfiles.....	65
4.4.3. Cálculo del cortante basal.....	65
4.4.4. Masa participativa.....	67
4.4.5. Desplazamientos y derivas inelásticas de entrepisos.....	68
4.4.6. Relación demanda/capacidad de los elementos estructurales.....	70
4.5. Diseño de pórtico con arriostramiento excéntrico.....	78
4.5.1. Materiales	78
4.5.2. Secciones de los perfiles.....	78
4.5.3. Cálculo del cortante basal.....	79
4.5.4. Masa participativa.....	81
4.5.5. Desplazamientos y derivas inelásticas de entrepisos.....	81
4.5.6. Relación demanda/capacidad de los elementos estructurales.....	83
4.6. Diseño por desempeño	93
4.6.1. Diseño por desempeño del pórtico especial a momentos.....	95
4.6.2. Diseño por desempeño de pórtico arriostrado excéntricamente.....	108
Capítulo V. Conclusiones y recomendaciones	121
Bibliografía	122

Índice de figuras

Figura 1-1 Esquema de una estructura con pórtico: (izq.) Pórticos resistentes a momentos; (der.) configuraciones típicas de pórticos con conexiones concéntricas (a-e) y excéntricas (f-h).	1
Figura 1-2 Esquema de deformación de un pórtico ante cargas laterales: (izq.) Pórtico resistente a momentos y (der.) Pórtico con arriostramiento concéntrico.....	2
Figura 1-3 Detalle de la conexión de una estructura arriostrada: (a) concéntricamente, (b) excéntricamente tipo V-invertida.....	3
Figura 1-4 Uso de rigidizadores verticales en el alma del vínculo.	3
Figura 1-5 Matriz de relación entre niveles de amenaza sísmica y niveles de desempeño.	6
Figura 1-6 Curva de capacidad de la estructura.....	7
Figura 1-7 Vista en elevación de la estructura con pórticos resistente a momentos.	8
Figura 1-8 Vista en planta de la estructura con pórticos resistente a momentos.	8
Figura 2-1 Mapa de Zonificación sísmica del Ecuador caracterizada por el valor del factor de zona Z.....	12
Figura 2-2 Espectro elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.	13
Figura 2-3 Espectro elástico y espectro inelástico de diseño.....	18
Figura 2-4 Irregularidades en planta: (a) Irregularidad tipo 1: retroceso excesivo de las esquinas, (b) irregularidad tipo 2: Irregularidad torsional, (c) irregularidad tipo 3: discontinuidad en el sistema de piso y (d) irregularidad tipo 4: ejes estructurales no paralelos.	21
Figura 2-5 Irregularidades en elevación: (a) Irregularidad tipo 1: piso flexible, (b) irregularidad tipo 2: distribución de masa, (c) irregularidad tipo 3: irregularidad geométrica.	22
Figura 2-6 Distribución vertical de las fuerzas sísmicas laterales.	24
Figura 2-7 Distribución vertical de cargas de push-over.	25
Figura 2-8 Curva idealizada fuerza-desplazamiento.	26
Figura 3-1 Curva esfuerzo deformación.	30
Figura 3-2 Perfil I: a) partes de un perfil I y b) tipos de un perfil I.	31
Figura 3-3 Valores del factor de longitud efectiva (K).....	36
Figura 3-4 Tensión crítica de pandeo flexional en función de la esbeltez.....	39
Figura 3-5 Pandeo lateral torsional: en la figura izquierda la viga falla por pandeo torsional y en la derecha el pandeo lateral torsional está restringido debido a la presencia de soportes laterales.	41
Figura 3-6 Capacidad a flexión en función de la longitud no arriostrada.....	43
Figura 3-7 Interacción entre momento y carga axial para la resistencia por flexo compresión.	45
Figura 3-8 Sumatoria de las proyecciones de las resistencias nominales a flexión de las columnas arriba y debajo de la unión a la línea central de la viga con una reducción a la fuerza axial de la columna.	48

Figura 3-9 Sumatoria de las proyecciones de las resistencias nominales a flexión de las vigas desde la rótula plástica hasta el eje centroidal de la columna.....	49
Figura 3-10 Esquema de la zona de panel y placas de continuidad.....	50
Figura 3-11 Espesor de placas de continuidad a) conexión de columna a una viga y b) conexión de columna a dos vigas.	50
Figura 3-12 Zona panel.....	52
Figura 3-13 Sumatoria de las proyecciones de las resistencias nominales a flexión de las vigas desde la rótula plástica hasta la cara de la columna.....	53
Figura 3-14 Fuerzas actuantes en los extremos del enlace.	54
Figura 3-15 Rotación inelástica máxima de los enlaces.	55
Figura 3-16 Rotación inelástica del enlace.	56
Figura 3-17 Detalle de enlace con rigidizadores extremos e intermedios.	58
Figura 3-18 Separación de rigidizadores intermedios para: a) enlaces cortos, b) enlaces intermedios, c) enlaces largos y d) enlaces muy largos.	59
Figura 3-19 Rigidizadores del enlace.	59
Figura 3-20 Arriostramiento lateral de enlaces.....	60
Figura 4-1 Vista en planta y elevación del pórtico a momentos.....	61
Figura 4-2 Vista en planta y elevación del pórtico arriostrado excéntricamente.....	61
Figura 4-3 Espectro de diseño y espectro de respuesta.	63
Figura 4-4 Características de la losa colaborante.	64
Figura 4-5 Carga sísmica reactiva del pórtico a momentos.....	66
Figura 4-6 Cortante basal dinámico del pórtico a momentos.	67
Figura 4-7 Masa participativa del pórtico a momentos.	68
Figura 4-8 Desplazamiento del pórtico especial a momentos debido a la carga sísmica.	68
Figura 4-9 Deriva inelástica del pórtico a momentos debido a la carga sísmica.....	69
Figura 4-10 Relación demanda capacidad de las vigas en el piso 1.	70
Figura 4-11 Relación demanda – capacidad de las vigas en el piso 2.....	71
Figura 4-12 Relación demanda – capacidad de las vigas en el piso 3.....	71
Figura 4-13 Relación demanda – capacidad de las vigas en el piso 4.....	72
Figura 4-14 Relación demanda – capacidad de las columnas en el eje 1.....	72
Figura 4-15 Relación demanda – capacidad de las columnas en el eje 2.	73
Figura 4-16 Relación demanda – capacidad de las columnas en el eje 3.	73
Figura 4-17 Relación demanda – capacidad de las columnas en el eje 4.	74
Figura 4-18 Relación demanda – capacidad de las columnas en el eje 5.	74
Figura 4-19 Relación de capacidad viga – columna en el eje 1.....	75
Figura 4-20 Relación de capacidad viga – columna en el eje 2.....	76

Figura 4-21 Relación de capacidad viga – columna en el eje 3.....	76
Figura 4-22 Relación de capacidad viga – columna en el eje 4.....	77
Figura 4-23 Relación de capacidad viga – columna en el eje 5.....	77
Figura 4-24 Carga sísmica reactiva del pórtico con arriostramiento excéntrico.	79
Figura 4-25 Cortante basal dinámico del pórtico con arriostramiento excéntrico.....	80
Figura 4-26 Masa participativa del pórtico con arriostramiento excéntrico.	81
Figura 4-27 Desplazamiento del pórtico con arriostramiento excéntrico debido a la carga sísmica.....	81
Figura 4-28 Deriva inelástica del pórtico con arriostramiento excéntrico debido a la carga sísmica.....	82
Figura 4-29 Separación de rigidizadores.	84
Figura 4-30 Diagrama de cuerpo libre de fuerzas actuantes en el enlace.	86
Figura 4-31 Relación demanda – capacidad de las columnas del pórtico 1	90
Figura 4-32 Relación demanda – capacidad de las columnas del pórtico 2.	91
Figura 4-33 Relación demanda – capacidad de las columnas del pórtico 3.	91
Figura 4-34 Relación demanda – capacidad de las columnas del pórtico 4.	92
Figura 4-35 Relación demanda – capacidad de las columnas del pórtico 5.	92
Figura 4-36 Curva de peligro sísmico para Guayaquil.	94
Figura 4-37 Cortante basal, fuerza de distribución y fuerza lateral de push-over en cada piso del pórtico especial a momentos en dirección Y.	95
Figura 4-38 Cortante basal, fuerza de distribución y fuerza lateral de push-over en cada piso del pórtico especial a momentos en dirección X.	95
Figura 4-39 Paso 1 de la deformación de la estructura debido a cargas de push-over en el sentido Y.	96
Figura 4-40 Paso 2 de la deformación de la estructura debido a cargas de push-over en el sentido Y.	96
Figura 4-41 Paso 3 de la deformación de la estructura debido a cargas de push-over en el sentido Y.	97
Figura 4-42 Paso 4 de la deformación de la estructura debido a cargas de push-over en el sentido Y.	97
Figura 4-43 Paso 8 de la deformación de la estructura debido a cargas de push-over en el sentido Y.	98
Figura 4-44 Curva de capacidad (V vs Desplazamiento) de la estructura en el sentido Y.....	98
Figura 4-45 Análisis estático no lineal de la estructura (PEM) en el sentido Y para sismo frecuente.....	99
Figura 4-46 Análisis estático no lineal de la estructura (PEM) en el sentido Y para sismo ocasional.	99
Figura 4-47 Análisis estático no lineal de la estructura (PEM) en el sentido Y para sismo raro.	100

Figura 4-48 Análisis estático no lineal de la estructura (PEM) en el sentido Y para sismo muy raro.	100
Figura 4-49 Paso 1 de la deformación de la estructura debido a cargas de push-over en el sentido X.	102
Figura 4-50 Paso 2 de la deformación de la estructura debido a cargas de push-over en el sentido X.	102
Figura 4-51 Paso 3 de la deformación de la estructura debido a cargas de push-over en el sentido X.	103
Figura 4-52 Paso 4 de la deformación de la estructura debido a cargas de push-over en el sentido X.	103
Figura 4-53 Paso 5 de la deformación de la estructura debido a cargas de push-over en el sentido X.	104
Figura 4-54 Paso 9 de la deformación de la estructura debido a cargas de push-over en el sentido X.	104
Figura 4-55 Curva de capacidad de la estructura (V vs Desplazamiento) en el sentido X... 105	
Figura 4-56 Análisis estático no lineal de la estructura (PEM) en el sentido X para sismo frecuente.	105
Figura 4-57 Análisis estático no lineal de la estructura (PEM) en el sentido X para sismo ocasional.	106
Figura 4-58 Análisis estático no lineal de la estructura (PEM) en el sentido X para sismo raro.	106
Figura 4-59 Análisis estático no lineal de la estructura (PEM) en el sentido X para sismo muy raro.	107
Figura 4-60 Cortante basal, fuerza de distribución y fuerza lateral de push-over en cada piso del pórtico especial a momentos en dirección Y.	108
Figura 4-61 Cortante basal, fuerza de distribución y fuerza lateral de push-over en cada piso del pórtico especial a momentos en dirección X.	108
Figura 4-62 Paso 1 de la deformación de la estructura debido a cargas de push-over en el sentido Y.	109
Figura 4-63 Paso 2 de la deformación de la estructura debido a cargas de push-over en el sentido Y.	109
Figura 4-64 Paso 3 de la deformación de la estructura debido a cargas de push-over en el sentido Y.	110
Figura 4-65 Paso 4 de la deformación de la estructura debido a cargas de push-over en el sentido Y.	110
Figura 4-66 Paso 9 de la deformación de la estructura debido a cargas de push-over en el sentido Y.	111
Figura 4-67 Curva de capacidad de la estructura (V vs Desplazamiento) en el sentido Y... 111	
Figura 4-68 Análisis estático no lineal de la estructura (PAE) en el sentido Y para sismo frecuente.	112

Figura 4-69 Análisis estático no lineal de la estructura (PAE) en el sentido Y para sismo ocasional.	112
Figura 4-70 Análisis estático no lineal de la estructura (PAE) en el sentido Y para sismo raro.	113
Figura 4-71 Análisis estático no lineal de la estructura (PAE) en el sentido Y para sismo muy raro.	113
Figura 4-72 Paso 1 de la deformación de la estructura debido a cargas de push-over en el sentido X.	115
Figura 4-73 Paso 2 de la deformación de la estructura debido a cargas de push-over en el sentido X.	115
Figura 4-74 Paso 3 de la deformación de la estructura debido a cargas de push-over en el sentido X.	116
Figura 4-75 Paso 4 de la deformación de la estructura debido a cargas de push-over en el sentido X.	116
Figura 4-76 Paso 8 de la deformación de la estructura debido a cargas de push-over en el sentido X.	117
Figura 4-77 Curva de capacidad de la estructura (V vs Desplazamiento) en el sentido X..	117
Figura 4-78 Análisis estático no lineal de la estructura (PAE) en el sentido X para sismo frecuente.	118
Figura 4-79 Análisis estático no lineal de la estructura (PAE) en el sentido X para sismo ocasional.	118
Figura 4-80 Análisis estático no lineal de la estructura (PAE) en el sentido X para sismo raro.	119
Figura 4-81 Análisis estático no lineal de la estructura (PAE) en el sentido X para sismo muy raro.	119

Índice de tablas

Tabla 2-1 Valor de los coeficientes del perfil de suelo F_a , F_d y F_s	14
Tabla 2-2 Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.	17
Tabla 2-3 Factor de reducción para sistemas estructurales dúctiles.	19
Tabla 2-4 Valores del coeficiente k	23
Tabla 2-5 Valores del coeficiente C_0	27
Tabla 2-6 Valores del coeficiente C_m	28
Tabla 3-1 Razón ancho-espesor de elementos en compresión debido a compresión axial.....	35
Tabla 3-2 Razón ancho-espesor de elementos en compresión debido a flexión.....	40
Tabla 3-3 Flechas máximas recomendadas.....	45
Tabla 3-4 Limitaciones de razón ancho-espesor de elementos en compresión.	46
Tabla 4-1 Valores correspondientes a sobrecarga muerta.	62
Tabla 4-2 Combinaciones de cargas.	63
Tabla 4-3 Desplazamiento del pórtico especial a momentos debido a la carga sísmica.....	69
Tabla 4-4 Deriva inelástica del pórtico especial a momentos debido a la carga sísmica.	69
Tabla 4-5 Desplazamiento del pórtico con arriostramiento excéntrico debido a la carga sísmica.	82
Tabla 4-6 Deriva inelástica del pórtico con arriostramiento excéntrico debido a la carga sísmica.....	82
Tabla 4-7 Niveles de amenaza sísmica propuestos por VISION 2000.....	94
Tabla 4-8 Desplazamiento y deriva de pisos de pórtico especial a momentos en el sentido Y.	101
Tabla 4-9 Desplazamiento y deriva de pisos del pórtico especial a momentos en el sentido X.	107
Tabla 4-10 Desplazamiento y deriva de pisos de pórtico arriostrado excéntricamente en el sentido Y.....	114
Tabla 4-11 Desplazamiento y deriva de pisos de pórtico arriostrado excéntricamente en el sentido X.....	120

Resumen

Se presenta un estudio comparativo del diseño sismo resistente y diseño por desempeño de dos estructuras de acero tipo pórtico: pórtico especial a momentos (PEM) y pórtico con arriostramiento excéntrico (PAE). Ambas estructuras tienen un área de 400 m², 4 pisos y una altura total de 13.6 m. Estas son diseñadas para soportar la misma carga viva, carga muerta y carga de sismo. Los resultados muestran que el PAE tiene menor periodo de vibración, menores desplazamientos laterales y la deriva inelástica de entrepisos se reduce aproximadamente en un 33% con respecto al PEM. El diseño de las estructuras es competente cuando se sigue los lineamientos de la NEC-SE-DS 2015, AISC 360-10 y AISC 341-10. Sin embargo cuando se utiliza la matriz de relación entre nivel de amenaza sísmica y nivel de desempeño de la estructura, de VISION 2000, las estructuras no cumplen con el diseño por desempeño.

Palabras claves: *Estructuras de acero, pórticos con arriostramiento excéntrico, pórticos especiales a momentos, diseño por desempeño, análisis estático no lineal.*

Abstract

It presents a comparative study of seismic force resisting system design and performance-based design of two steel frames structures: special moment frames (SMF) and eccentrically braced frames (EBF). Both structures have an area of 400 m², 4 floors levels, and a total height of 13.6 m. These are designed to resist the same dead, live and earthquake loads. The results show that the EBF has a shorter period of vibration, minor lateral displacements and the inelastic drifts of each level is reduced by approximately 33% in comparison to the SMF. The design of the structures is competent following the guidelines of the NEC-SE-DS 2015, AISC 360-10 and AISC 341-10. However, using the matrix relationship between expected performance levels of the structure and expected levels of seismic ground motion, of VISION 2000, the structures do not satisfy the performance-based design.

Keywords: *Steel structures, eccentrically braced frames, special moment frames, performance-based design, nonlinear static analysis.*

Capítulo I. Introducción

Los pórticos son estructuras conformadas por ensambles rectilíneos de vigas y columnas, estas estructuras se denominan pórticos especiales a momentos (PEM). Este sistema estructural desarrollan grandes desplazamientos ante cargas laterales, por esta razón se puede aumentar su rigidez incorporando diagonales y así formado sistemas de arriostramiento o sistemas rigidizadores. Existen dos tipos de estructuras de pórticos que utilizan sistemas rigidizados, uno se denomina pórtico arriostrado excéntricamente (PAE) y el segundo pórtico arriostrado concéntricamente (PAC), (figura 1-1).

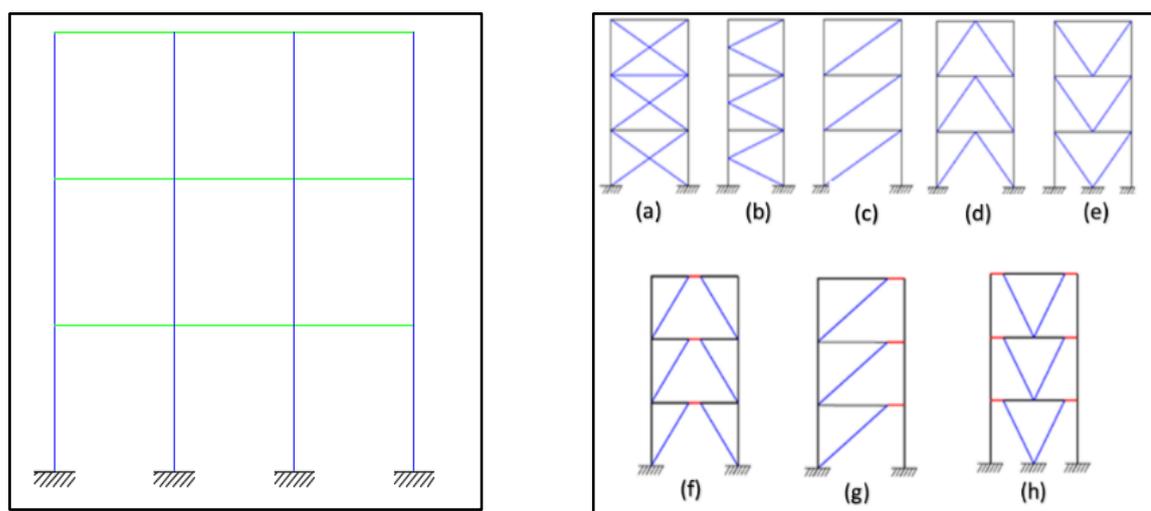


Figura 1-1 Esquema de una estructura con pórtico: (izq.) Pórticos resistentes a momentos; (der.) configuraciones típicas de pórticos con conexiones concéntricas (a-e) y excéntricas (f-h).

Fuente: Elaboración propia.

La flexibilidad, relacionada a la baja rigidez ante cargas laterales de los pórticos especiales a momentos (sin arriostramiento) es la razón de incorporar los sistemas rigidizados cuando se constituyen pórticos en lugares de alta actividad de cargas sísmicas (Crisufalli, 2014). En el lado izquierdo de la figura 1-2 se muestra los grandes desplazamientos que desarrollan los pisos de un pórtico especial a momentos debido a la flexibilidad de este sistema estructural, mientras en el lado derecho se puede observar cómo se disminuyen estos desplazamientos cuando se incorporan diagonales para rigidizar la estructura.

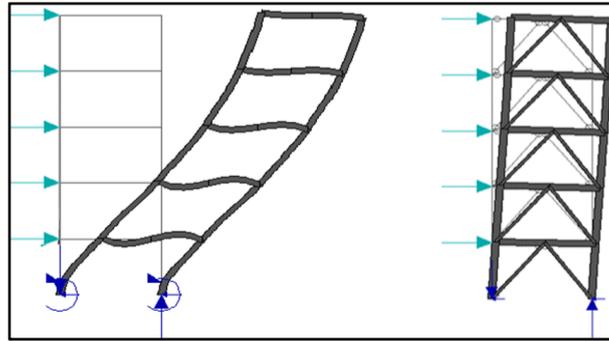


Figura 1-2 Esquema de deformación de un pórtico ante cargas laterales: (izq.) Pórtico resistente a momentos y (der.) Pórtico con arriostramiento concéntrico.

Fuente: Universidad técnica de Ambato.

Si se utiliza el acero como elemento constructivo en estructuras, se hace necesario realizar las conexiones de sus elementos mediante pernos, soldaduras o ambas. Por otra parte, los pórticos de acero se caracterizan por su ductilidad, lo que contribuye en la disipación de energía de manera estable.

Los pórticos arriostrados concéntricamente (PAC) son estructuras que se caracterizan por su elevada rigidez lateral, sus configuraciones típicas son: a) riostras en X, b) en K, c) en diagonal, d) en V-invertida y e) en V (Figura 1 superior der.). Cuando las conexiones de las riostras son tales que aíslan un segmento de la viga generando una excentricidad se denominan pórticos arriostrados excéntricamente (PAE). Las configuraciones más comunes son: f) configuración en V-invertida, g) en diagonal y h) en V. donde con color rojo se representa la excentricidad en las vigas. (Figura 1-1 inferior der.).

En el PAC las riostras son diseñadas de manera que al conectarse los ejes centroidales de los elementos rigidizadores se interceptan en un punto sobre el eje de la viga produciendo una conexión concéntrica (figura 1-3). Cuando las conexiones de la riostras aíslan por lo menos un segmento de la viga se denominan pórticos arriostrados excéntricamente.

El segmento aislado de la viga se denomina vínculo y es allí donde se inducen fuerzas de corte y momentos flectores elevados que transmite la carga sísmica, por lo tanto los vínculos son diseñados para desarrollar deformaciones inelásticas (cuando cesa la carga las deformaciones quedan permanentes). La energía que recibe la estructura durante un sismo es disipada en el vínculo de manera estable permitiendo que el resto de los componentes de la estructura sean diseñados para permanecer en el rango elástico (cuando cesa la carga el material vuelve a su configuración inicial, no presenta ninguna deformación). Los diseños en los cuales ciertas partes de las estructuras son diseñadas para deformarse y disipar energía se denomina diseño

por capacidad. Los pórticos con arriostramiento excéntrico son un ejemplo de un diseño por capacidad.



Figura 1-3 Detalle de la conexión de una estructura arriostrada: (a) concéntricamente, (b) excéntricamente tipo V-invertida.

Fuente: Francisco Crisufalli.

Las riostras de los pórticos con conexiones concéntricas son los elementos que disipan la energía sísmica, con la desventaja de que al ser sometidas a esfuerzos de compresión pueden fallar por pandeo. Mientras que en los pórticos arriostrados excéntricamente los enlaces son el medio por donde se disipa la energía y estos pueden fallar por flexión o corte sin embargo el segundo tipo de falla puede ser controlado utilizando rigidizadores verticales en el alma del vínculo como se muestra en la figura 1-4.

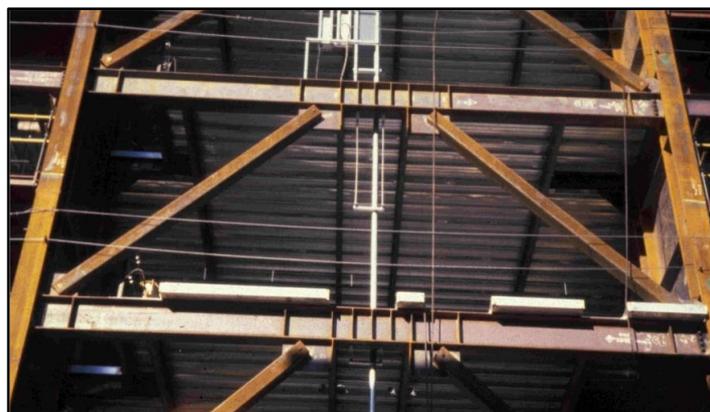


Figura 1-4 Uso de rigidizadores verticales en el alma del vínculo.

Fuente: Francisco Crisufalli.

Los pórticos con arriostramiento concéntrico presentan elevada rigidez pero baja ductilidad, es decir alta capacidad de soportar cargas sin deformarse pero poca capacidad de deformación, mientras que los de arriostramiento excéntrico presentan rigidez intermedia pero mayor ductilidad y por consiguiente mayor capacidad de disipación de energía (Marquez, Lobo & Vielma, 2015), por esta razón los PAE presentan mejor comportamiento mecánico bajo cargas sísmicas que los PAC.

Cuando se ubica el vínculo de los pórticos arriostrado excéntricamente en el extremo de las vigas, como los de configuración en diagonal o en V (figura 1-1 literales h-i), la conexión viga-columna debe ser diseñada para permanecer en zona dúctil porque debe soportar elevados esfuerzos de flexión y corte que le transmite el vínculo lo que eleva el nivel de complejidad cuando se diseña la conexión. Si el vínculo se encuentra en la zona intermedia de la viga, como los PAE con configuración en V-invertida (figura 1-1 literal g), las vigas fuera del enlace, las columnas y las diagonales rigidizadores se diseñan para permanecer en el rango elástico debido a esto el diseño de la conexión viga-columna es menos complejo. En esta investigación se ha seleccionado como objeto de estudio a la configuración en V invertida.

Se realizará el diseño de dos estructuras cumpliendo con las especificaciones de las normas AISC 341-10, AISC 360-10 y la Norma Ecuatoriana de la Construcción - Cargas Sísmicas - Diseño Sismo Resistente - 2015 (NEC-SE-DS-2015). El primer diseño utilizará pórticos a momentos y el segundo diseño utilizará PAE en V-invertida, se destaca que en esta investigación solamente se diseñarán los perfiles estructurales, por ende se omitirá el diseño de conexiones y las vigas secundarias.

Posteriormente se evaluarán las estructuras con criterios de diseño por desempeño, como la forma de plantear criterios de aceptación (para el análisis y diseño de las estructuras), haciendo énfasis en el control de daños de la estructura ante varios niveles de sismos.

El diseño por desempeño fue propuesto en 1995 por la *Structural Engineers Association of California* (SEAOC) y presentado en un documento llamado VISION 2000, en él se proponen 4 niveles de desempeño y 4 niveles de amenaza sísmica. El diseño por desempeño se fundamenta en la selección de un nivel de desempeño de una estructura ante un nivel de amenaza sísmica.

Los niveles de desempeño describen el estado de daño límite que puede presentar una estructura su clasificación es:

- Totalmente Operacional (TO): Cuando no ocurren daños en la estructura y esta presenta un comportamiento elástico ante la carga sísmica.
- Operacional (O): La estructura presenta daños ligeros en elementos estructurales y estos pueden alcanzar fluencia.
- Seguridad de Vidas (SV): Daños moderados en la estructura y reducción en su resistencia y rigidez lateral.
- Pre-Colapso (PC): La estructura presenta daño severo pero se evita el colapso. El estado de daño del edificio puede darse en los pórticos principales o cualquier otro componente estructural que soporte las cargas vivas (carga debido a la ocupación de las personas) y las carga muertas (carga debido al peso de los componentes estructurales y no estructurales).

Los niveles de amenaza sísmicas corresponden a la magnitud del movimiento del terreno y estos se basan en consideraciones probabilísticas:

- Sismo Frecuente: El nivel del movimiento del terreno tiene 50% de probabilidad de excedencia en un periodo de vida útil de la estructura de 30 años. Periodo de retorno del sismo (T_R) = 43 años
- Sismo Ocasional: El nivel del movimiento del terreno tiene 50% de probabilidad de excedencia en un periodo de vida útil de la estructura de 50 años. Periodo de retorno del sismo T_R = 72 años
- Sismo raro: El nivel del movimiento del terreno tiene 10% de probabilidad de excedencia en un periodo de vida útil de la estructura de 50 años. Periodo de retorno del sismo T_R = 475 años. Este nivel de amenaza sísmica es utilizado en la NEC-SE-DS-2015 y es denominado sismo de diseño
- Sismo muy raro: El nivel del movimiento del terreno tiene 10% de probabilidad de excedencia en un periodo de vida útil de 100 años. Periodo de retorno del sismo T_R = 950 años

La propuesta de VISION 2000 representa en forma matricial la relación entre el nivel de desempeño y el nivel de amenaza sísmica, para tres tipos de instalaciones (básicas, esenciales y de seguridad), adicionalmente identifica las relaciones que son inaceptables para cualquier instalación (Figura 1-5).

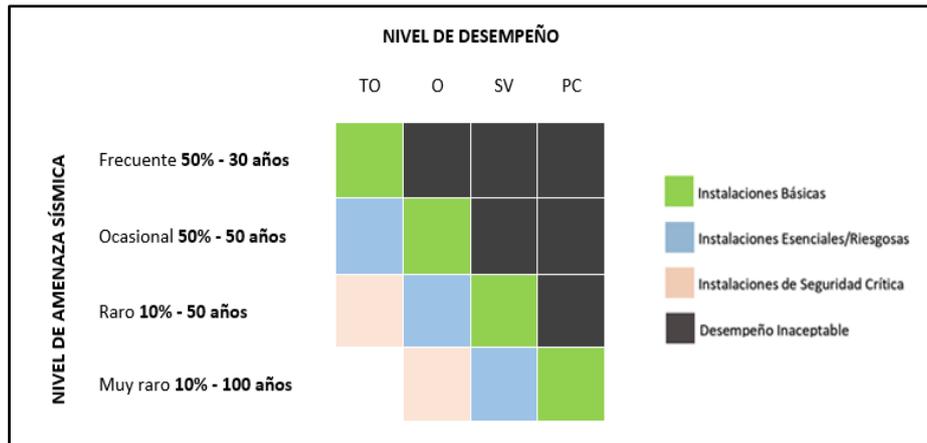


Figura 1-5 Matriz de relación entre niveles de amenaza sísmica y niveles de desempeño.
Fuente: Elaboración propia.

En este trabajo se analizan estructuras de edificaciones de uso residencial, las cuales corresponden a la diagonal de instalaciones básicas en la matriz de relaciones. Por lo tanto se debe cumplir con:

Para un sismo frecuente, la edificación debe permanecer totalmente operativa con un nivel de daño límite despreciable.

Para un sismo ocasional, la edificación debe permanecer operativa con un nivel de daño límite ligero.

Para un sismo raro, la edificación debe presentar un nivel de desempeño de seguridad de vidas con un nivel de daño límite moderado.

Para sismo muy raro la edificación podría presentar un nivel de desempeño de pre-colapso con un nivel de daño límite severo.

El nivel de desempeño estructural puede representarse gráficamente como la relación entre el desplazamiento lateral del tope de la estructura (Δn) y el corte basal (V_o), tal como se indica en la figura 1-6. Allí se establecen los siguientes límites de desempeño: el límite de servicio (donde finaliza la respuesta elástica de la estructura; el comportamiento estructural es controlado mediante la rigidez del sistema), el límite control de daño (parte de la respuesta inelástica donde el comportamiento estructural es controlado mediante la resistencia del material) y el límite prevención de colapso (parte de la respuesta inelástica donde el comportamiento estructural es controlado mediante la ductilidad del material). Adicionalmente, para un nivel de desempeño totalmente operativo el último nivel de la

estructura puede desarrollar un desplazamiento lateral dentro del límite de servicio, para el nivel de desempeño operativo este desplazamiento es hasta el límite control de daño y para los niveles de desempeño de seguridad de vida y de pre-colapso el desplazamiento es hasta el límite prevención de colapso (Ghobarah, 2001).

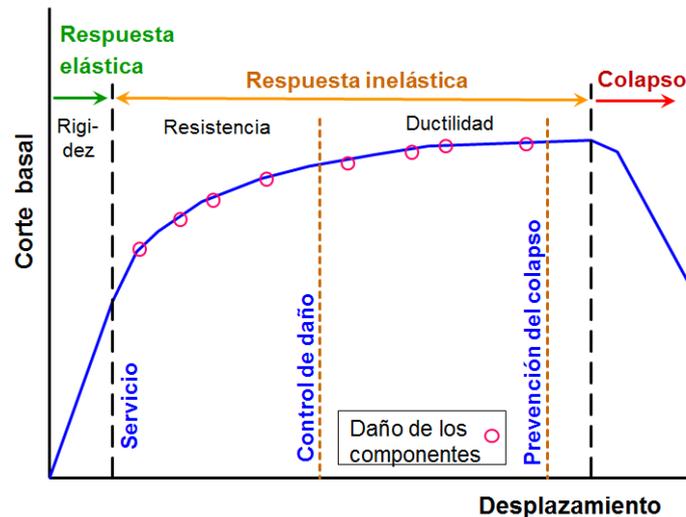


Figura 1-6 Curva de capacidad de la estructura.
Fuente: Francisco Crisufalli.

Sin embargo es necesario cuantificar los desplazamientos permisibles para cada nivel de desempeño, es por ello que se utilizará la relación entre nivel de desempeño y distorsión de piso propuestos en 1998 por Biddah y Heidebrecht (tabla 1-1).

Tabla 1- 1 Relación entre niveles de desempeño y distorsión de piso.
Fuente: Elaboración propia

Nivel de desempeño	Distorsión de piso
Totalmente operativo	< 0.2%
Operativo	0.2% - 0.5%
Seguridad de vida	0.5% - 1.5%
Prevención de colapso	1.5% - 2.5%

El método que se utilizará para el diseño por desempeño será el denominado *análisis estático no lineal*, el cual consiste en comparar la capacidad de la estructura vs la demanda sísmica. Para determinar la capacidad de la estructura es necesario construir la curva de capacidad de la estructura y para ello se aplican cargas de *push-over*, este consiste en aplicar un patrón de carga lateral monotónicamente creciente hasta alcanzar el desplazamiento máximo del último

nivel de la edificación. Por otra parte la demanda sísmica es el espectro de diseño del sitio donde se situará la estructura, en términos de desplazamientos.

Se diseñarán dos estructuras, la primera consiste de un pórtico especial a momentos, su configuración será regular tanto en planta como en elevación con las dimensiones que se indican en la figura 1-8 y 1-9; el material de los perfiles estructurales utilizados como columnas serán de acero ASTM A-572 Gr50 y para las vigas ASTM A36. La segunda estructura será un pórtico arriostrados excéntricamente, en el cual el material de las columnas y arriostres diagonales será acero ASTM A-572 Gr50 y el de la vigas ASTM A36.

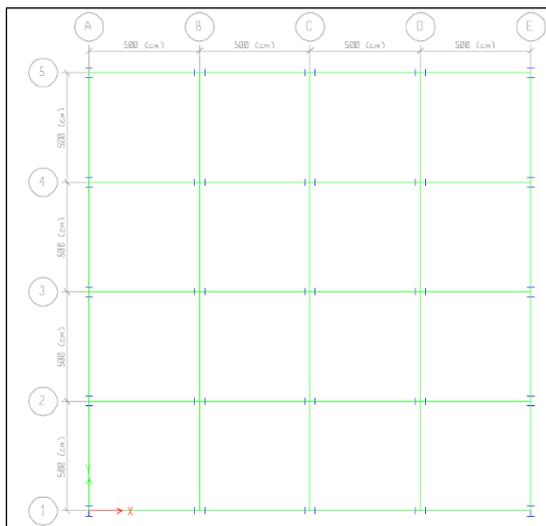


Figura 1-8 Vista en planta de la estructura con pórticos resistente a momentos.
Fuente: Elaboración propia.

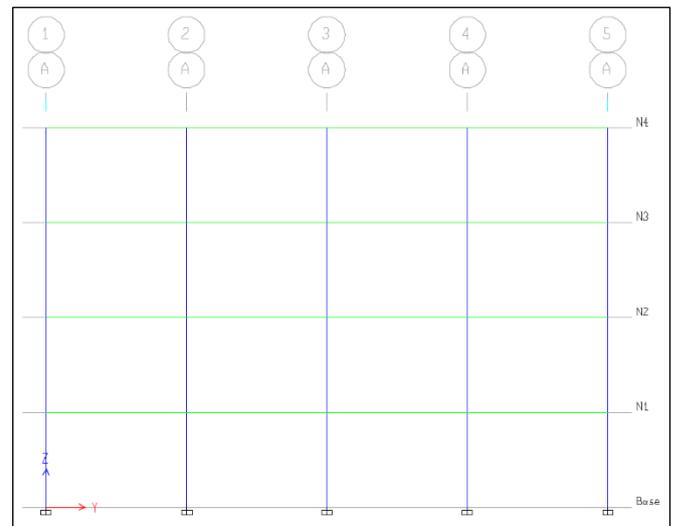


Figura 1-7 Vista en elevación de la estructura con pórticos resistente a momentos.
Fuente: Elaboración propia.

Para la simulación del comportamiento de las estructuras se selecciona el tipo de suelo presente en el cantón Samborondón de la provincia del Guayas del Ecuador. Dicho suelo es predominante del tipo arcilloso, lo que ocasiona la amplificación del movimiento del suelo debido a su baja frecuencia, es decir que su periodo es alto. Además según los registros del municipio del cantón Samborondón el 30% de las estructuras de pórticos son constituidas con acero como material de construcción.

La NEC-SE-DS-2015 clasifica a las arcillas blandas como suelo tipo E, además según el mapa de zonificación sísmica Samborondón se sitúa en una zona de alto peligro sísmico y se le asigna el factor de zona sísmica $Z > 0.4g$ (para un sismo con 10% de probabilidad de excedencia en 50 años). El factor de zona sísmica representa la aceleración máxima en roca esperada para un sismo de diseño y se representa como fracción de la aceleración de la gravedad.

1.1. Problemática

Las edificaciones localizadas en zonas sísmicas deben ser diseñadas bajo especificaciones sismo resistente ya que el movimiento sísmico del suelo es transmitido a las edificaciones que se apoyan sobre él. Ante un sismo la edificación en su base tiende a seguir el movimiento del suelo, y la masa de la edificación se opone a seguir el movimiento de su base (principio de inercia) lo que genera fuerzas inerciales que afectan la integridad de la estructura.

En edificaciones cuya estructura es de acero se debe tener una adecuada relación entre la resistencia y rigidez respecto a cargas sísmicas reales, la resistencia permitirá soportar las cargas sin colapsar y la rigidez permitirá controlar las deformaciones y/o desplazamientos. Bajo cargas sísmicas la formación de rótulas plásticas en las columnas posibilitan las fallas por pandeo. Desde un adecuado diseño que considere la normativa sismo resistente vigente, y que incorpore al diseño por capacidad, es posible reducir dichos fallos.

En el diseño de las estructuras con pórticos la NEC-SE-DS permite que la deriva de pisos de la estructura en cada uno de sus niveles desarrolle una deriva inelástica de 2.0% como máximo ante un sismo de diseño. Con el fin de comprobar que las derivas máximas permisibles por dicha norma ante el sismo de diseño garantizan que la estructura tenga un adecuado desempeño ante diferentes niveles de amenaza sísmica, se propone modelar la estructura mediante la incorporación del análisis estático no lineal, y a partir de los resultados obtenidos establecer criterios que permitan comprobar que solamente analizando por el sismo de diseño la estructura sea competente para los demás niveles de amenaza sísmica.

Las estructuras con pórticos especiales a momentos son estructuras flexibles y poseen baja rigidez ante cargas laterales, es decir presentan una alta capacidad para desarrollar desplazamientos laterales. Al incorporar sistemas rigidizadores como diagonales (formando el sistema estructural PAC o PAE) se aumenta la rigidez de la estructura y se logra disminuir dichos desplazamientos. Cuando se utiliza el sistema estructural PAE las diagonales le aportan rigidez a la estructura y los vínculos cumplen la función de disipar energía, garantizando que los demás elementos estructurales tengan un comportamiento elástico.

Mediante la aplicación del diseño por desempeño se puede determinar la capacidad de deformación de una estructura, por ello el uso de este diseño en un pórtico especial a momentos y un pórtico con arriostramiento excéntrico permitirá establecer comparaciones del comportamiento de estas estructuras ante diferentes niveles de amenaza sísmica.

Existe una complejidad en los cálculos para el diseño de estructuras, el cual se simplifica con el uso de análisis matriciales ya sea que se aplican cargas permanentes, cargas variables y cargas accidentales. La utilización de softwares computacionales como ETABS, ANSYS y otros que utilizan el método de elementos finitos facilitan el modelado de la respuesta de las estructuras ante las diversas cargas, optimizando el exceso de tiempo utilizado ante la complejidad de cálculo.

El análisis estático no lineal consiste en obtener el máximo desplazamiento lateral del último nivel de la estructura y su curva de capacidad mediante la aplicación de un patrón de cargas laterales incrementales (cargas de push-over). En esta investigación se utilizará ETABS para facilitar la obtención de la curva de capacidad de la estructura y el espectro elástico de diseño, el software tiene incorporando el modelo matemático que permite hallar el desplazamiento objetivo de la estructura.

La parte más compleja en el diseño de los PAE son los vínculos, dependiendo de su longitud y material estos pueden fallar por corte o por flexión. Para los diferentes tipos de falla las condiciones de diseño varían. Se propone desarrollar una hoja de cálculo con la finalidad de facilitar el diseño del vínculo ante los diferentes tipos de carga actuante sobre este.

1.2. Formulación del problema:

¿Cómo se puede mejorar desde la etapa de diseño el desempeño de edificaciones de acero que incorporan estructuras con pórticos, tomando en consideración nuevas herramientas de cálculo y la normativa vigente, para prevenir daños en los elementos estructurales ante cargas sísmicas durante la vida útil de la estructura?

1.3. Objetivos

1.3.1. Objetivo General:

Analizar el nivel de daño mediante criterios de diseño por desempeño de dos estructuras de acero con pórtico (PEAM Y PAE), utilizando el software computacional ETABS con el análisis estático no lineal.

1.3.2. Objetivos Específicos:

- Realizar el diseño de dos estructuras con pórticos (PEAM y PAE) en ETABS acorde con las normas AISC 360-10, AISC 341-10 y NEC-SE-DS-2015.
- Analizar dos estructuras con pórticos (PEAM y PAE) mediante un análisis estático no lineal haciendo uso del software ETABS.
- Desarrollar una memoria de cálculo que permita evaluar la relación demanda-capacidad en el diseño de los vínculos, vigas fuera del enlace, arriostres diagonales y columnas de un pórtico arriostrado excéntricamente.

1.4. Justificación:

El cantón Samborondón se encuentra en el cinturón de fuego de pacifico, una zona de alta actividad sísmica, además es un sector donde el tipo de suelo predominante es el arcilloso, razón por la cual las ondas de la energía sísmica transmitidas a la estructura se amplifican.

Las edificaciones cuya configuración estructural de pórticos arriostrados excéntricamente son una buena opción en el diseño de estructuras sismorresistentes debido a que presentan mayor rigidez respecto a pórticos especiales a momentos y su capacidad de disipación de energía en los enlaces es optimizada en beneficio de la estructura.

Los pórticos arriostrados excéntricamente presentan un mejor comportamiento cuando soporta cargas sísmicas respecto a los pórticos especiales a momentos, en el desarrollo de esta investigación se propone diseñar esta estructura para comprender los procedimientos que se deben seguir para realizar el diseño de estructuras con pórticos de acero arriostrados excéntricamente.

Las estructuras que se diseñarán para el modelado serán de uso residencial (estructuras de factor de importancia 1.0, NEC-SE-DS-15 cap. 4). Siguiendo los lineamientos de NEC las estructuras con factor de importancia igual a 1 solamente deben soportar los desplazamientos laterales, inducidos por el sismo de diseño, con una máxima deriva de piso de 2%, sin considerar el comportamiento inelástico de la estructura y su respuesta ante diferentes niveles de amenaza sísmica.

Al diseñar las estructuras bajo criterios de diseño por desempeño se considera su comportamiento inelástico ante diferentes niveles de terremoto garantizando que estas se comporte según lo esperado frente a sismos de diferentes magnitudes.

Capítulo II: Diseño de estructuras sismo resistente

2.1. Criterios para determinación de la acción sísmica utilizando la NEC-SE-DS 2015

Interpretando la actividad sísmica como un fenómeno geotécnico que se transmite a las estructuras por medio del suelo, para el diseño estructural sismo resistente propuesto en este estudio se utilizan la zonificación sísmica y el espectro elástico de diseño (componente horizontal de la carga sísmica), acorde con la Norma Ecuatoriana de Construcción Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente 2015 (NEC-SE-DS 2015).

2.1.1. Zonificación sísmica

A partir del mapa de zonificación sísmica presentado por la NEC-SE-DS 2015, como resultado de un estudio de peligro sísmico para un 10% de probabilidad de excedencia en 50 años (Figura 2-1), es posible localizar en la zona donde se simulara el comportamiento estructural (cantón Samborondón), un factor de zona sísmica $Z > 0.4g$. El factor de zona sísmica representa la aceleración máxima en roca esperada para un sismo de diseño y es expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.

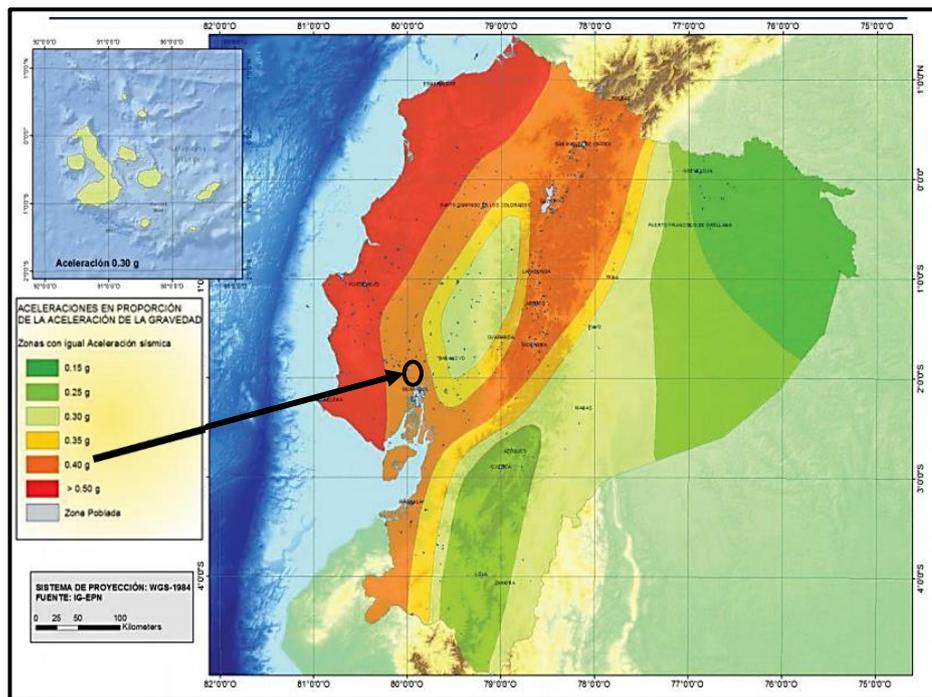


Figura 2-1 Mapa de Zonificación sísmica del Ecuador caracterizada por el valor del factor de zona Z.

Fuente: NEC-SE-DS-2015.

Samborondón es un sector donde el tipo de suelo predominante es el arcilloso. El suelo actúa como filtros de frecuencias, es decir que modifican la energía que transmiten a la estructura. Si el depósito de suelo son arcillas blandas (suelo predominante en Samborondón), estos amplifican el movimiento del suelo debido a la baja frecuencia y alto periodo (Trigo, 2017). En la NEC-SE-DS 2015 se clasifica a este tipo de suelo como tipo E.

2.1.2. Espectro elástico de diseño para la componente horizontal de la carga sísmica

Existen diversos parámetros para cuantificar los terremotos, el más importante para el diseño sismorresistentes es la aceleración. El espectro de diseño es una curva suavizada utilizada en las normas sismorresistentes que consideran la peligrosidad sísmica y el tipo de suelo de una zona, en él se registra la relación entre la aceleración **Sa** de la estructura y el periodo de vibración **T**, (figura 2-2).

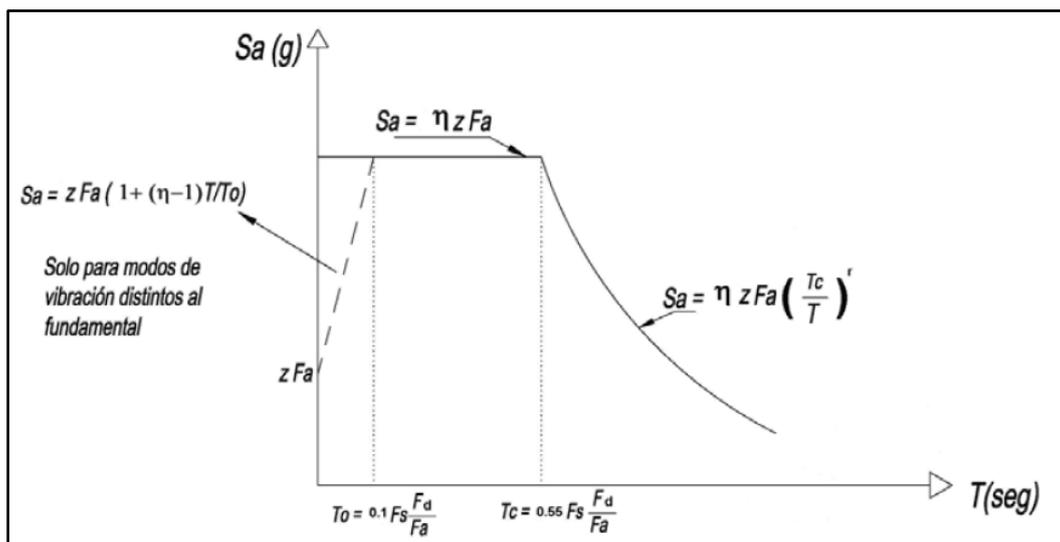


Figura 2-2 Espectro elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

Fuente: NEC-SE-DS-2015.

Donde:

η : Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el periodo de retorno seleccionado.

F_a : Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo cortó. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

- F_d: Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.
- F_s: Coeficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.
- S_a: Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del periodo o modo de vibración de la estructura.
- T: Periodo fundamental de vibración de la estructura.
- T₀: Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.
- T_C: Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.
- Z: Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g.

Para poder obtener el espectro de diseño es necesario conocer el lugar donde se asentará la estructura, lo que permite identificar el tipo de suelo, el valor del factor **Z**, los coeficientes **F_a**, **F_d** y **F_s** y los factores **η** y **r**. Como se estableció previamente, en este estudio los depósitos de suelos son arcillosos y se denominan suelos tipo E con un factor **Z** de 0.40; posteriormente según la norma se puede identificar el valor de los coeficientes de perfil de suelo **F_a**, **F_d** y **F_s** (Tabla 2-1).

Tabla 2-1 Valor de los coeficientes del perfil de suelo **F_a**, **F_d** y **F_s**.

Fuente: *Elaboración propia (adaptación de las tablas 3, 4 y 5 de la NEC-SE-DS 2015).*

Tipo de perfil del suelo	Zona sísmica																	
	I			II			III			IV			V			VI		
	Factor Z																	
	0.15			0.25			0.30			0.35			0.40			0.50		
	Coeficientes			Coeficientes			Coeficientes			Coeficientes			Coeficientes			Coeficientes		
F _a	F _d	F _s	F _a	F _d	F _s	F _a	F _d	F _s	F _a	F _d	F _s	F _a	F _d	F _s	F _a	F _d	F _s	
A	0.90	0.90	0.15	0.90	0.90	0.75	0.90	0.90	0.75	0.90	0.90	0.75	0.90	0.90	0.75	0.90	0.90	0.75
B	1.00	1.00	0.75	1.00	1.00	0.75	1.00	1.00	0.75	1.00	1.00	0.75	1.00	1.00	0.75	1.00	1.00	0.75
C	1.40	1.36	0.85	1.30	1.28	0.94	1.25	1.19	1.02	1.23	1.15	1.06	1.20	1.11	1.11	1.18	1.06	1.23
D	1.60	1.62	1.02	1.40	1.45	1.06	1.30	1.36	1.11	1.25	1.28	1.19	1.20	1.19	1.28	1.12	1.11	1.40
E	1.80	2.1	1.50	1.40	1.75	1.60	1.25	1.70	1.70	1.10	1.65	1.80	1.00	1.60	1.90	0.85	1.50	2.00

El coeficiente F_a , amplifica la magnitud S_a del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca en la zona de periodo corto. El coeficiente F_d amplifica los desplazamientos para diseño en roca. El coeficiente F_s considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende del contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos (NEC-SE-DS, 2014).

Los factores η y r dependen de la ubicación donde se asentará la estructura. El factor r es 1.50 para suelos tipo E. El factor η es la relación de amplificación espectral (cuando $T=0.1$ s) para el PGA del periodo de retorno seleccionado (475 años), y la norma le atribuye el valor de 1.80 a las provincias de la costa.

2.2. Metodología del diseño sismo resistente

La filosofía del diseño sismo resistente tiene como objetivo principal salvaguardar la vida de los ocupantes de una edificación durante la ocurrencia de un sismo y evitar el colapso de la estructura, es decir que la edificación puede presentar daños pero no debe colapsar. Para garantizar el cumplimiento de esta filosofía la norma exige analizar la estructura para un *sismo de diseño* evaluando la incidencia de la energía sísmica sobre la estructura y como la estructura absorbe y disipa energía sísmica de manera estable mediante el desarrollo de deformaciones inelásticas. Sin embargo, es importante destacar que no solamente se debe analizar la estructura para un sismo de diseño, sino también para los diferentes niveles de amenaza sísmica, para ello se utilizará la matriz de relación entre niveles de amenaza sísmica y niveles de desempeño propuesta en el documento VISION 2000 (matriz comentada en el capítulo 1).

En el diseño de una estructura que cumple con la filosofía de seguridad de vida ante un sismo de diseño, es necesario que se cumpla:

- Resistir las cargas de sismos
- No exceder ningún estado límite de falla (la capacidad resistente de los elementos estructurales deben ser mayor a la demanda ante cargas de compresión, tracción, flexión, torsión y cortante)
- Desarrollar una deriva inelástica de pisos menor o igual a 2%
- Disipar energía de deformaciones inelásticas mediante el uso de diseño por capacidad.

2.3. Método de diseño

Para el diseño de estructuras sometidas a la acción de cargas sísmicas horizontales que actúan en cada eje principal (asumiendo que estas no actúan de manera simultánea) se utilizará el método análisis dinámico espectral del Diseño Basado en Fuerzas (DBF), para lo cual se considera el espectro elástico de diseño (sección 2.4.2) y se exige que el número de modos de vibración (número de grados de libertad) utilizados en el análisis dinámico involucren una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura (NEC-SE-DS, 2014).

Cada modo de vibración tiene su propio periodo dependiendo de la altura, distribución de masas y rigideces de vibración. Cuando se analiza la estructura utilizando diafragma rígido por piso, los grados de libertad de la estructura se reducen a tres por cada piso (X, Y y rotación).

Otra condición impuesta por el método DBF es que el cortante basal de diseño (V) obtenido de este análisis no debe ser menor al 80% del obtenido mediante análisis estático. El cortante basal es la fuerza de corte que actúa en la base de la estructura debido a un sismo y está dado por la siguiente expresión:

$$V = \frac{I S a}{R \phi_P \phi_E} W \quad (\text{II} - 1)$$

Donde:

- V: Cortante basal de diseño.
- I: Factor de Importancia.
- Sa: Espectro de respuesta elástico de aceleraciones. Depende del periodo de vibración de la estructura (sección 2.4.2)
- R: Factor de reducción de respuesta sísmica.
- ϕ_P : Coeficiente de regularidad en planta.
- ϕ_E : Coeficiente de regularidad en elevación.
- W: La carga sísmica reactiva, es el peso de la edificación.

Además para el cálculo del cortante basal de diseño se debe incluir los efectos de torsión producto de la torsión accidental, y para ello se desplaza el centro de masa a una distancia igual a 5% de la mayor longitud del piso, en dirección perpendicular al sentido de la fuerza.

A continuación se describen algunos aspectos relacionados con los parámetros que permiten determinar el cortante basal, acorde con lo establecido en la normativa ecuatoriana:

2.3.1. Clasificación del edificio según el uso (*Factor de Importancia, I*)

Para considerar que tan importantes serían las consecuencias por mal funcionamiento de una estructura, la normativa establece la clasificación según el tipo de uso, y a partir de ella asocia un Factor de Importancia (I), que cumple con el objetivo de dar mayor valor a las ordenadas del espectro elástico de diseño para caracterizar movimientos con períodos de retorno más largos, o, en el caso de una misma vida útil, probabilidades de excedencia menores. Es decir, incrementar la demanda sísmica de diseño para poder permanecer operativa o presentar los menores daños durante y después del sismo. La estructura que se diseñará en este estudio es de tipo residencial por lo tanto recibe el factor de importancia $I=1.0$ (Tabla 2-2).

Tabla 2-2 Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.

(Fuente: NEC-SE-DS 2015).

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

2.3.2. Factor de reducción de respuesta sísmica (**R**)

La NEC-SE-DS permite que las estructuras desarrollen deformaciones inelásticas ante la ocurrencia de sismos, esto quiere decir que la capacidad resistente de la estructura puede ser menor a las requeridas para poder permanecer en el rango elástico ante cargas de sismos (Gálvez, 2008).

El factor de reducción de respuesta sísmica “R” es un factor adimensional que disminuye las ordenadas del espectro elástico de diseño, formando así el espectro de respuesta (figura 2-3), que tiene la finalidad reducir la aceleración y por ende la fuerza sísmica.

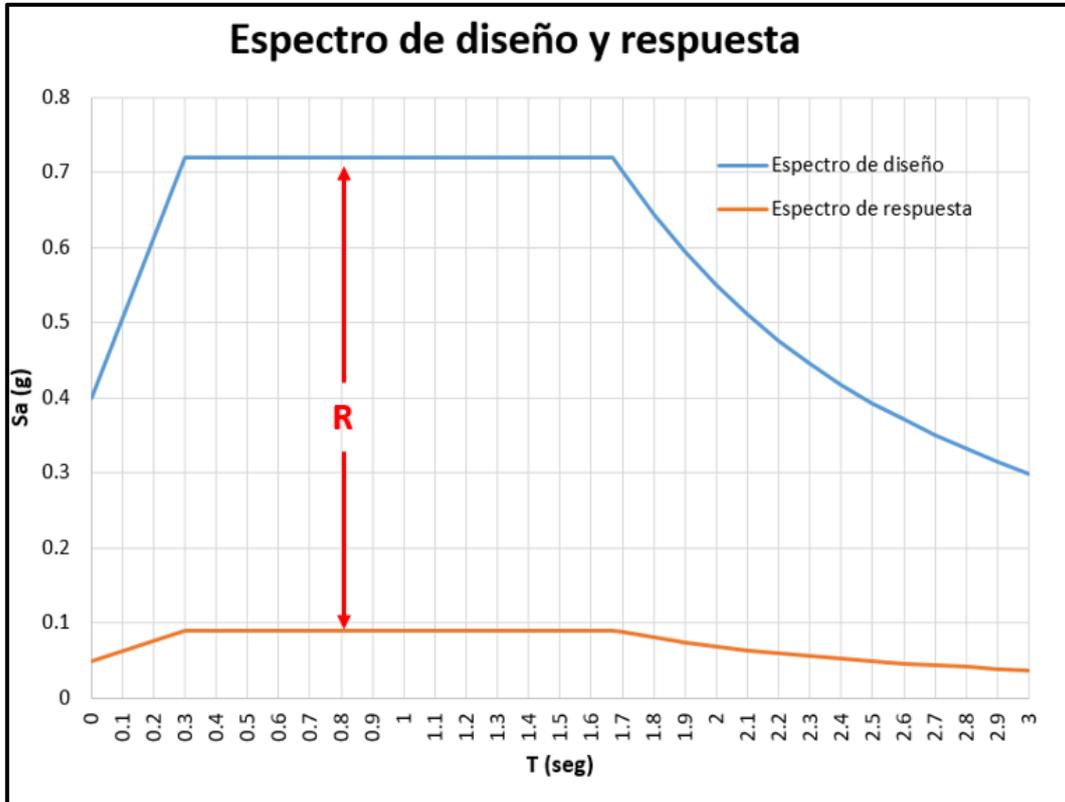


Figura 2-3 Espectro elástico y espectro inelástico de diseño.

Fuente: Elaboración Propia.

El uso del factor R es permitido siempre y cuando las estructuras y sus conexiones sean diseñadas para desarrollar una falla previsible en zonas específicas, es decir en zonas diseñadas para funcionar como rótulas plásticas (NEC-SE-DS, 2014).

El valor del factor R, está función del sistema y del material de la estructura, es decir, de la capacidad de disipación de energía del sistema estructural (R_{μ}) cuando incursiona en el rango inelástico, y la sobre resistencia inherente de los materiales que constituyen la estructura (R_{Ω}) respectivamente. La NEC-SE-DS 2015 propone los siguientes valores de R para los distintos sistemas estructurales en la tabla 2-3.

Tabla 2-3 Factor de reducción para sistemas estructurales dúctiles.

Fuente: NEC-SE-DS 2015.

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

2.3.3. Configuración estructural (Coeficiente de regularidad en planta y elevación)

La configuración de la estructura se determina mediante la disposición de los elementos que la constituyen. Para el buen desempeño sísmico de la configuración que se plantee debe haber regularidad tanto en planta como en elevación, adicionalmente deben evitarse grandes diferencias entre su rigidez y resistencia (NEC-SE-DS, 2014). Por lo expuesto la referida norma propone 2 coeficientes de regularidad, uno en planta ϕ_P y otro en elevación ϕ_E , para lograr diseños estructurales más resistentes aumentando el cortante basal de diseño.

El análisis de las regularidades e irregularidades que presente la estructura permitirá determinar los coeficientes de regularidad ϕ_P y ϕ_E . La norma detalla 4 tipos de

irregularidades en planta y 3 en elevación (cada tipo de irregularidad es denominada ϕ_{pi}), penalizando cada una de estas con un valor de $\phi_{pi} = 0.90$ en el caso de irregularidad en planta, y $\phi_{ei} = 0.90$ en el caso de irregularidad en elevación. Si no existen irregularidades $\phi_{pi} = \phi_{ei} = 1$.

2.3.3.1. Configuración estructural en planta

El coeficiente de regularidad en planta se determina de la siguiente forma:

$$\phi_P = \phi_{PA} \times \phi_{PB} \quad (\text{II - 2})$$

Donde:

ϕ_{PA} = Mínimo valor de ϕ_{ei} de cada piso (i) de la estructura para las irregularidades tipo 1, 2 y/o 3

ϕ_{PB} = Mínimo valor de ϕ_{ei} de cada piso (i) de la estructura para las irregularidades tipo 4

En la figura 2-4 se representan los 4 tipos de irregularidades en planta.

La irregularidad tipo 1: está definida por la forma geométrica de las esquinas de la estructura. Cuando las dimensiones de ambos entrantes de esquina son mayores al 15% de la dimensión en planta se considera retroceso excesivo en las esquinas (figura 2-4, inciso a).

La irregularidad tipo 2: es cuando la deriva máxima del extremo de un piso (calculada con torsión accidental) es mayor que 1.2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura (figura 2-4, inciso b).

La irregularidad tipo 3: es cuando el sistema de piso presenta huecos, aberturas o entrantes y el área de estas son mayores al 50% del área total del piso o cuando existen cambios de rigidez en el sistema de piso mayores al 50% con respecto a los siguientes niveles consecutivos (figura 2-4, inciso c).

La irregularidad tipo 4: se presenta cuando los ejes estructurales no son paralelos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura (figura 2-4, inciso d).

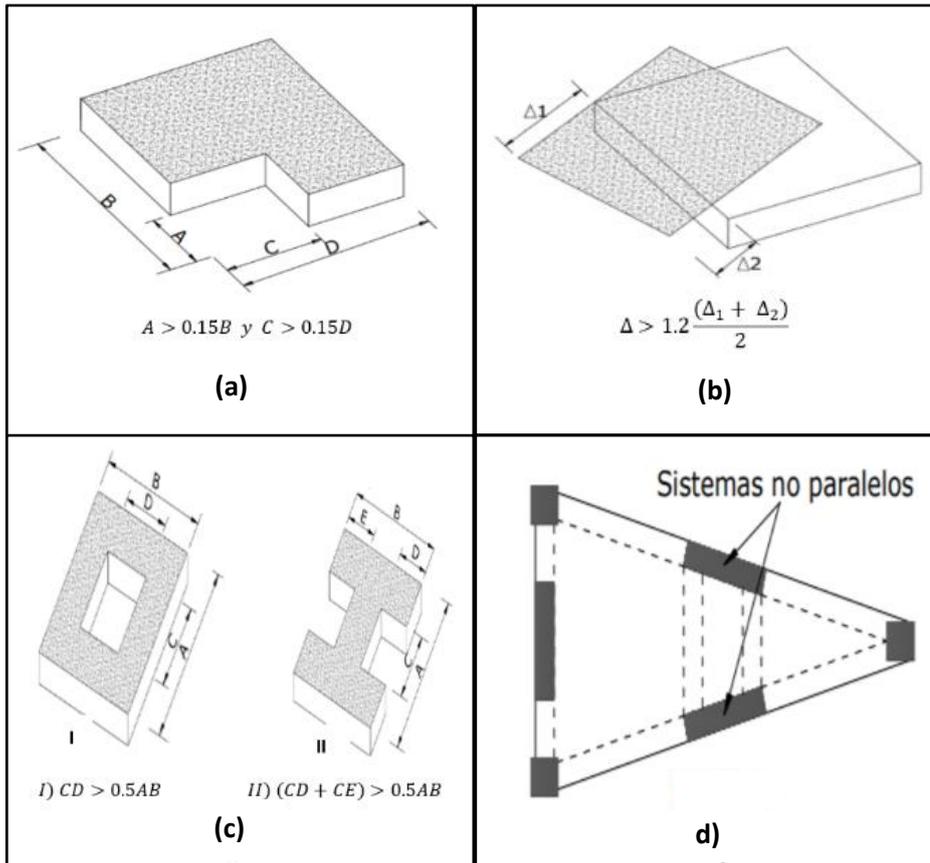


Figura 2-4 Irregularidades en planta: (a) Irregularidad tipo 1: retroceso excesivo de las esquinas, (b) irregularidad tipo 2: Irregularidad torsional, (c) irregularidad tipo 3: discontinuidad en el sistema de piso y (d) irregularidad tipo 4: ejes estructurales no paralelos.

Fuente: NEC-SE-DS 2015.

2.3.3.2. Configuración estructural en elevación

El coeficiente de regularidad en elevación (ϕ_E) define la configuración estructural en elevación, su valor está condicionado por 3 tipos de irregularidades y utiliza la siguiente expresión:

$$\phi_E = \phi_{EA} \times \phi_{EB} \quad (\text{II - 3})$$

Donde

ϕ_{EA} = Mínimo valor de ϕ_{ei} de cada piso (i) de la estructura para las irregularidades tipo 1.

ϕ_{EB} = Mínimo valor de ϕ_{ei} de cada piso (i) de la estructura para las irregularidades tipo 2 y/o 3.

En la figura 2-5 se muestran las 3 tipologías más comunes de irregularidades en elevación.

La irregularidad tipo 1: se debe al piso flexible, y esta se presenta cuando la rigidez del piso de estudio (sumatoria de rigidez de cada columna) es menor que el 70% de la rigidez del piso superior o cuando es menor al 80% del promedio de rigideces del tres pisos superiores (figura 2-5, inciso a).

La irregularidad tipo 2: es cuando la masa de un piso de la estructura es 1.5 veces mayor que la masa del piso superior o inferior. La excepción de esta irregularidad es cuando el piso de cubierta es más liviano que el piso inferior (figura 2-5, inciso b).

Existe irregularidad tipo 3: cuando la longitud de la planta de un piso es 1.3 veces mayor a la longitud, en la misma dirección, que la planta de un piso superior o inferior (figura 2-5, inciso c).

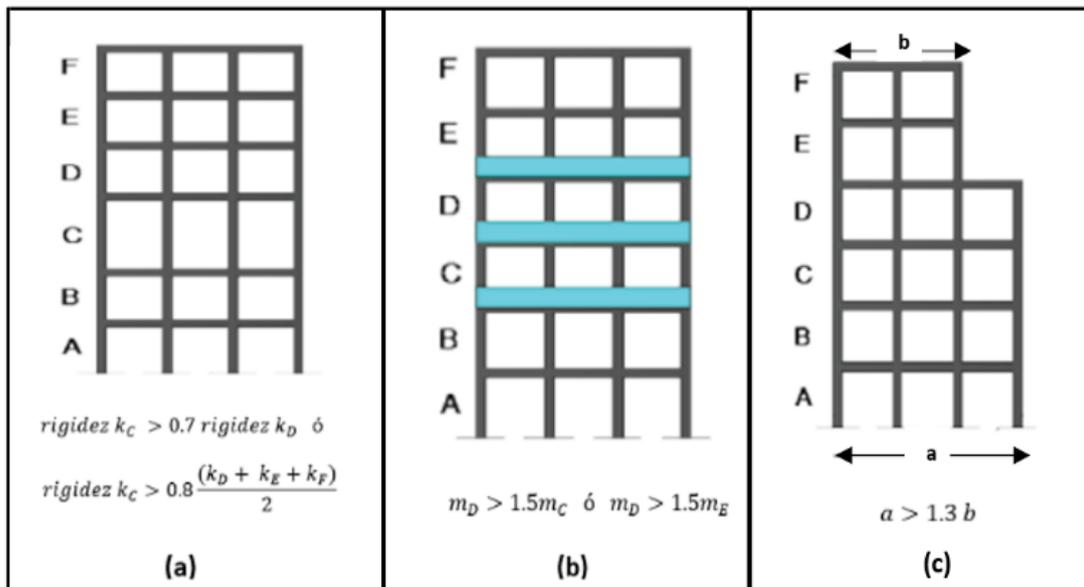


Figura 2-5 Irregularidades en elevación: (a) Irregularidad tipo 1: piso flexible, (b) irregularidad tipo 2: distribución de masa, (c) irregularidad tipo 3: irregularidad geométrica.

Fuente: NEC-SE-DS 2015.

2.3.4. Periodo fundamental de la estructura

El periodo (T) es el tiempo que tarda una estructura en realizar una oscilación, partiendo y llegando al mismo punto. El periodo fundamental es el periodo del primer modo de vibración obtenido de un análisis dinámico, también se puede obtener un aproximado utilizando la siguiente expresión:

$$T = C_T h_n^\alpha \quad (\text{II - 4})$$

Donde:

T: Periodo de la estructura

C_T : Coeficiente que depende del sistema estructural ($C_T = 0.072$ y $\alpha = 0.8$ para estructuras de acero sin arriostramiento, mientras que $C_T = 0.073$ y $\alpha = 0.75$ para estructuras de acero con arriostramiento)

h_n : Altura de la estructura medida desde la base, en metros

El valor de T se utiliza para obtener dos valores: el primero es el valor de S_a en el espectro elástico de diseño (sección 2.1.2) y el segundo es el coeficiente k, el cual es utilizado para la distribución de las fuerzas sísmicas laterales por piso (sección 2.3.5) como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 2-4 Valores del coeficiente k.

Fuente: *Elaboración propia (adaptación de las tablas en la sección 6.3.5 de la NEC-SE-DS 2015).*

T	k
$T \leq 0.5$	1
$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75 + 0.5 T$
$T > 2.5$	2

2.3.5. Distribución de las fuerzas sísmicas laterales por piso

La distribución de las fuerzas sísmicas laterales por piso consiste en distribuir la fuerza del cortante basal de manera vertical y aplicarlas en cada piso de la estructura utilizando la siguiente ecuación.

$$V = \sum_{i=1}^n F_i \quad (\text{II - 5})$$

$$F_i = \frac{w_i h_i^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} V \quad (\text{II - 6})$$

Donde:

V: Cortante basal de diseño

n: Número de pisos de la estructura

F_i : Fuerza lateral aplicada en el piso i de la estructura

w_i : Peso del piso i de la estructura, el cual es una fracción de la carga sísmica reactiva

h_i : Altura del piso i de la estructura

k: Coeficiente relacionado con el periodo vibración de la estructura

Esta distribución es semejante a una distribución lineal por lo tanto tiene forma triangular (figura 2-6)

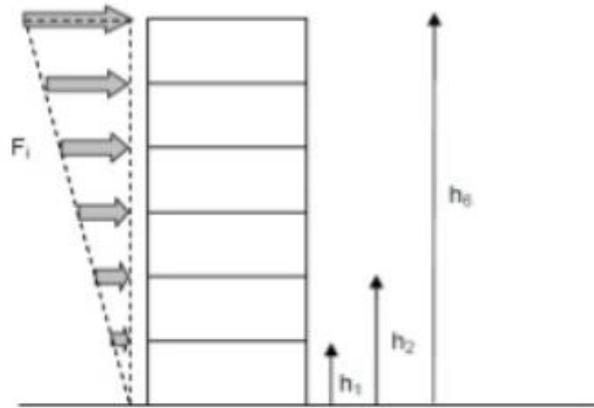


Figura 2-6 Distribución vertical de las fuerzas sísmicas laterales.

Fuente: Escuela de Ingeniería de Antioquia.

2.3.6. Deriva elástica e inelástica

La deriva elástica (Δ_e) de un piso es el cociente entre la diferencia de desplazamientos lateral del piso de estudio y el piso inferior entre la altura de entrepiso. Estos desplazamientos son el producto de la aplicación de fuerzas laterales de un sismo de diseño reducido.

Las derivas deben ser calculadas para cada piso de la estructura, incluyendo torsión accidental.

El valor de la deriva inelástica (Δ_i) se calcula mediante la siguiente expresión:

$$\Delta_i = 0.75 R \Delta_e$$

Además Δ_i no debe exceder a 0.02, es decir la deriva inelástica máxima es 2%.

2.4. Fundamento teórico del diseño por desempeño

El diseño por desempeño se fundamenta en la selección de un objetivo de desempeño de la estructura ante un nivel de amenaza sísmica, es decir se plantea el estado de daño límite que se puede presentar en la estructura ante un nivel de amenaza sísmica. Como se comentó en el capítulo 1 en esta investigación se utilizará la matriz de relación entre el nivel de desempeño y

el nivel de amenaza sísmica para instalaciones básicas propuesta en el documento VISION 2000 (figura 1-5).

El método que se utilizará en el diseño por desempeño será el análisis estático no lineal, propuesto por el ASCE 41-13 (Método de los coeficientes de desplazamiento), y su procedimiento consiste en seleccionar un nodo control, situado en el centro de masa del último nivel de la estructura, con la finalidad de medir los desplazamientos, tanto en x como en y, inducidos por las cargas de sismo.

Las combinaciones de carga que se deben utilizar en el análisis estático no lineal, para obtener la curva de capacidad de la estructura, son cargas gravitacionales y carga lateral de push-over. Las cargas de push-over a utilizarse en este estudio serán el patrón de cargas de la distribución vertical proporcional de fuerzas de pisos obtenidas del análisis espectral, en otras palabras la carga de push-over será el producto entre cada una de las fuerzas de pisos, obtenidas de la distribución vertical de la fuerza del cortante basal, por un factor de distribución α (figura 2-7).

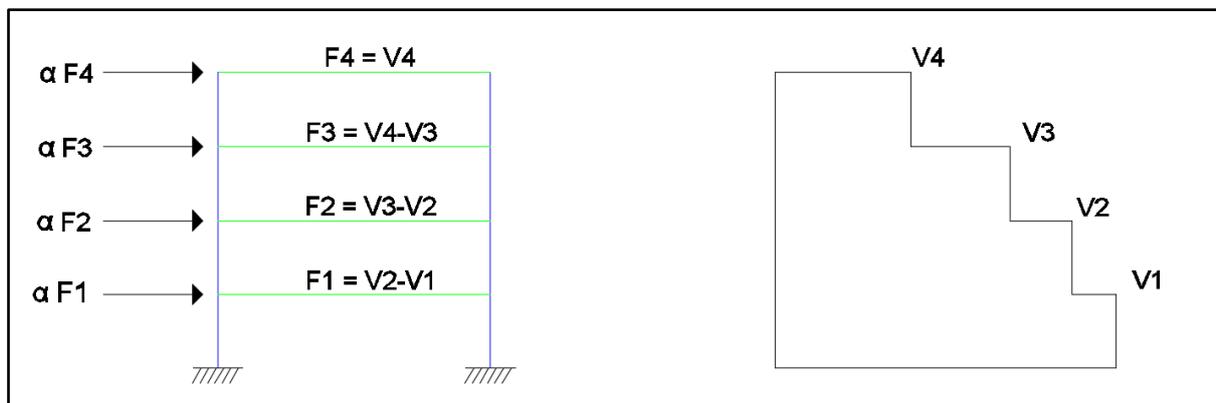


Figura 2-7 Distribución vertical de cargas de push-over.
Fuente: Elaboración propia.

La curva de capacidad de la estructura (desplazamiento en el nodo control vs corte en la base) debe ser remplazada por una curva idealizada que permita calcular la rigidez lateral efectiva (K_e) y la resistencia cedente efectiva de la estructura (V_y).

Esta curva idealizada consiste en tres segmentos. El primer segmento empieza en el origen e intercepta el punto de la curva de capacidad donde se desarrolla el 60% de la resistencia cedente efectiva ($0.6 V_y$). El valor de esta primera pendiente es igual a la rigidez secante efectiva K_e . El segundo segmento de la línea representa la post-cedencia positiva, (α_1, K_e). Esta segunda pendiente debe interceptar el punto (V_d, Δ_d) y un punto del primer segmento de la curva

idealizada ya que este segundo segmento debe crear un aproximado equilibrio de áreas por encima y por debajo de la curva de capacidad como se muestra en la figura 2-8. La tercera pendiente (α_2, K_e) está dada por el punto (V_d, Δ_d) y el punto de la curva de capacidad donde el corte en la base se degrada en un 60% de la resistencia de fluencia efectiva (ASCE 41-13, 2014).

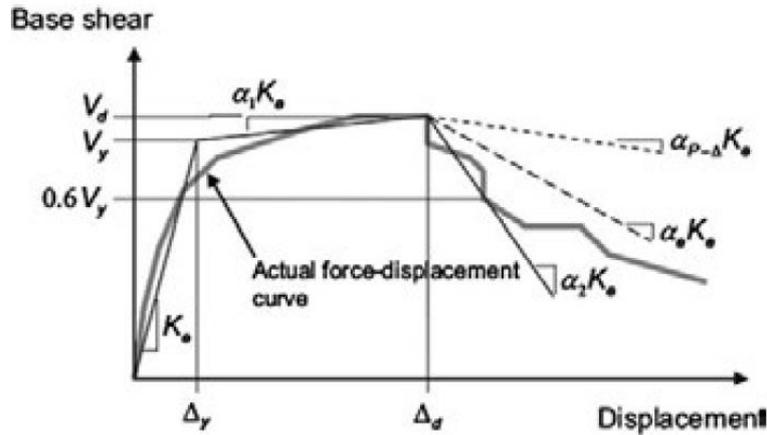


Figura 2-8 Curva idealizada fuerza-desplazamiento.

Fuente: ASCE 41-13.

Mediante la curva idealizada fuerza-desplazamiento se puede obtener el periodo fundamental efectivo, T_e , el cual corresponde a la siguiente ecuación:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (\text{II - 7})$$

Donde:

T_i = periodo elástico fundamental (en segundos) en la dirección bajo consideración, obtenido de un análisis dinámico elástico

K_i = rigidez lateral elástica de la estructura en la dirección bajo consideración

K_e = rigidez lateral efectiva de la estructura en la dirección bajo consideración

El desplazamiento objetivo δ_t , representado como Δ_d en la figura 2-8, es el máximo desplazamiento de la estructura que se desea alcanzar durante el sismo y su valor se calcula mediante la siguiente expresión:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (\text{II - 8})$$

Donde:

C_0 = Factor de modificación que relaciona los desplazamientos espectrales de un sistema equivalente de un grado de libertad al desplazamiento en el último nivel de un sistema de múltiples grado de libertad. Se valor puede ser hallado utilizando la tabla 2-5.

Tabla 2-5 Valores del coeficiente C_0 .

Fuente: tabla 7-5 del ASCE 41-13.

Number of Stories	Shear Buildings ^a		Other Buildings
	Triangular Load Pattern (1.1, 1.2, 1.3)	Uniform Load Pattern (2.1)	Any Load Pattern
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
10+	1.3	1.2	1.5

NOTE: Linear interpolation shall be used to calculate intermediate values.
^aBuildings in which, for all stories, story drift decreases with increasing height.

C_1 = Factor de modificación que relaciona los máximos desplazamientos inelásticos esperados con los desplazamientos calculados para una respuesta lineal elástica. Para $T > 1.0s$, $C_1 = 1.0$, de lo contrario:

$$C_1 = 1 + \frac{\mu_{strength} - 1}{a T_e^2} \quad (II - 9)$$

Donde:

$a = 60$ para suelo tipo E

$\mu_{strength}$ = Relación entre la demanda elástica de resistencia y el coeficiente de resistencia a la cedencia. Su valor corresponde a la ecuación II-11

C_2 = Factor de modificación que representa el efecto de estrangulamiento en la curva de histéresis, degradación de rigidez y deterioro de resistencia de la respuesta máxima en términos de desplazamiento. Para $T > 0.7s$ su valor es 1.0, caso contrario:

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{\mu_{strength} - 1}{T_e} \right)^2 \quad (II - 10)$$

$$\mu_{strength} = \frac{S_a}{V_y/W} C_m \quad (\text{II - 11})$$

Donde:

S_a = Aceleración espectral correspondiente al periodo fundamental de la estructura en la dirección bajo consideración.

V_y = Resistencia cedente de la estructura en la dirección bajo consideración, su valor se obtiene de la curva de capacidad

W = Carga sísmica reactiva

C_m = Factor de masa efectiva que toma en cuenta los efectos de masa participativa de los modos superiores. Su valor está dado en la tabla 2-6 excepto cuando el periodo fundamenta $T > 1s$ el factor $C_m = 1$.

Tabla 2-6 Valores del coeficiente C_m .
Fuente: tabla 7-4 del ASCE 41-13.

No. of Stories	Concrete Moment Frame	Concrete Shear Wall	Concrete Pier-Spandrel	Steel Moment Frame	Steel Concentrically Braced Frame	Steel Eccentrically Braced Frame	Other
1-2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 or more	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

NOTE: C_m shall be taken as 1.0 if the fundamental period, T , in the direction of response under consideration is greater than 1.0 s.

Es importante destacar que el modelo matemático del método a utilizarse en esta investigación contempla los efectos de la respuesta inelástica de los materiales, por ende la respuesta de la estructura será una aproximación razonable a lo que pueda ocurrir durante el sismo.

Capítulo III: Diseño estructural basado en las especificaciones AISC 360-10 y AISC 341-10

3.1. Acero como material estructural

El acero es probablemente el más versátil de los materiales estructurales, existen diferentes clasificaciones por ejemplo el acero común (también conocido como acero dulce), acero de alta resistencia y aceros especiales, esta clasificación depende de sus propiedades mecánicas. Dichas propiedades a su vez dependen de la composición química, de las aleaciones presentes, del proceso de laminación, del tratamiento térmico y el tipo de solicitaciones a que sean sometidos en los procesos de producción.

Las siguientes propiedades son comunes a todos los aceros:

- Peso específico (γ): 7850 Kg/m³
- Módulo de elasticidad longitudinal (E): 2.1 x 10⁶ Kg/cm²
- Módulo de elasticidad transversal o de corte (G): $\frac{E}{2(1+\nu)}$
- Coeficiente de Poisson (ν): 0.3 (en el rango elástico) y 0.5 (en rango plástico)
- Coeficiente de dilatación térmica (α): 11.7 x 10⁻⁶/°C

Entre sus ventajas se pueden mencionar:

Posee una alta elasticidad. La elasticidad es la propiedad que le permite a un cuerpo deformarse cuando soporta esfuerzos y regresar a su estado original cuando estos cesan.

Posee una gran capacidad de soportar deformaciones plásticas sin disminuir su capacidad resistente.

Su tenacidad, los aceros son tenaces porque pueden absorber grandes cantidades de energía antes de alcanzar la rotura, es decir poseen resistencia y ductilidad. Cuando un miembro de acero soporta cargas y debido a estas se presentan grandes deformaciones, el miembro es capaz de seguir resistiendo grandes fuerzas.

Entre los tipos de falla que pueden presentar las estructuras de acero, y son relevantes para esta investigación, se puede mencionar:

El pandeo, este se presenta en los elementos esbeltos ante esfuerzos de compresión.

La fatiga, la cual ocurre cuando un elemento es sometido a ciclos de esfuerzos variables de tensión, es decir que soporta una gran cantidad de esfuerzos de tensión con diferentes magnitudes produciendo una disminución en la resistencia del elemento por lo que falla ante un esfuerzo menor al esfuerzo de fluencia.

3.2. Relaciones esfuerzo-deformación del acero estructural

El diagrama esfuerzo deformación representa el comportamiento de un material cuando es sometido a esfuerzos. En el eje de las ordenadas del diagrama se representa los esfuerzos de tensión y en el eje de las abscisas la deformación que desarrolla el material. Cuando se aplica una carga sobre el material este se deformará. Un material experimenta deformaciones elásticas, cuando se deforma y una vez que cesa la carga este regresa a su forma original; por otra parte experimentará deformaciones permanentes si el material se deforma y una vez que cesa la carga este no recupera su forma original.

En la figura 3-1 se puede observar el diagrama esfuerzo deformación donde se señala el límite de proporcionalidad, el esfuerzo de fluencia (σ_{flu} o F_y) y el esfuerzo de resistencia última de tracción (σ_{max} o F_u). La primera parte del diagrama es una línea recta hasta alcanzar el límite de proporcionalidad, las deformaciones hasta este punto del diagrama son directamente proporcional a la fuerza, es decir se cumple la ley de Hooke. Luego el diagrama presenta una pequeña curvatura hasta alcanzar el esfuerzo de fluencia, todas las deformaciones que experimente el material hasta el F_y son deformaciones elásticas, mientras las deformaciones entre el F_y y el F_u son permanentes. Las deformaciones que presente el material después de alcanzar el F_u se debe a la ductilidad del material, mientras más dúctil sea el material este podrá desarrollar mayor deformaciones, es decir después de alcanzar el F_u la curva será más prolongada.

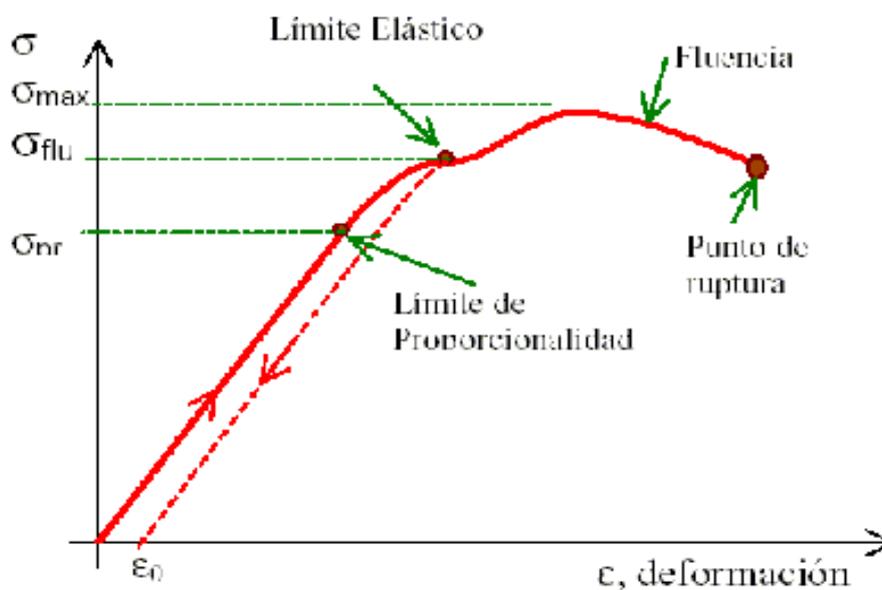


Figura 3-1 Curva esfuerzo deformación.

Fuente: <http://www.tenso.es>.

Para el acero ASTM A572 Gr. 50 el esfuerzo de fluencia (F_y) es 3 515 kg/cm² y el esfuerzo de resistencia última de tracción (F_u) es 4570 kg/cm², mientras que para el acero ASTM A36 el F_y es 2 531 kg/cm² y el F_u es 4077 kg/cm².

3.3. Perfiles de acero

Los perfiles estructurales son piezas de acero laminado y su sección transversal puede tener forma de I, H, T, ángulo o canal. Los perfiles que se utilizarán en el diseño de las estructuras de esta investigación son los I, su uso es recomendable en edificaciones puesto que los perfiles estarán sometidos a cargas de flexión, compresión y muy poco a la torsión.

Las partes de un perfil I son las alas y el alma (figura 3-2 inciso a). Dentro de la variedad de perfiles I se pueden nombrar los IPE, los cuales se caracterizan por tener alas paralelas, los IPN, los cuales tienen alas inclinadas, los HE de alas anchas, los HL de alas muy anchas, los HD de alas anchas para pilares y los HP de alas anchas para pilotes (figura 3-2 inciso b).

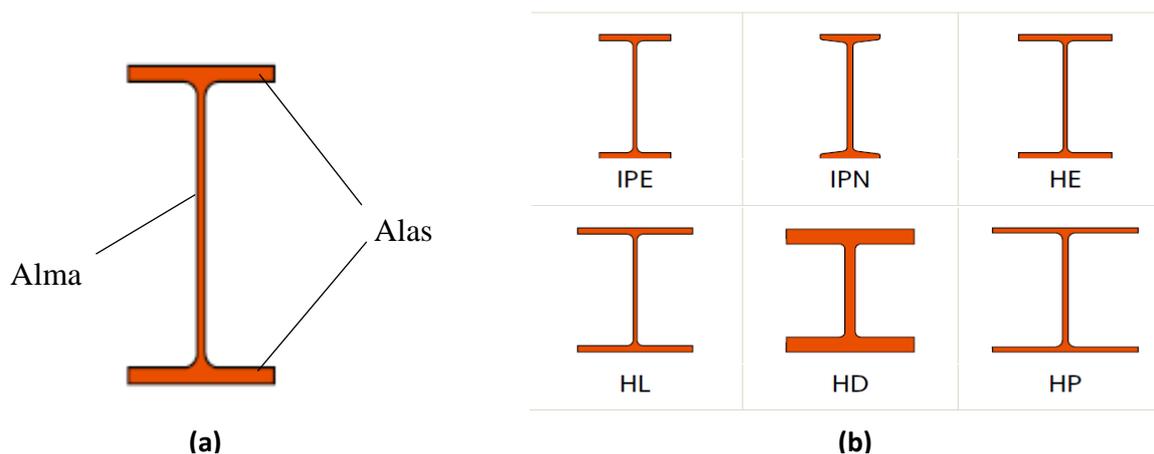


Figura 3-2 Perfil I: a) partes de un perfil I y b) tipos de un perfil I.

Fuente: Arcelor Mittal.

3.4. Criterios para el diseño en acero

Para el diseño de estructuras constituidas por acero se pueden utilizar dos métodos, el primero solamente tiene en consideración el comportamiento elástico de los elementos de la estructura (método ASD), mientras el segundo considera su incursión en el rango inelástico mediante la aplicación de varios estados límites de falla (método LRFD).

El segundo método permite analizar los elementos estructurales cuando las cargas actuantes son mayores a su capacidad resistente, lo cual produce una plastificación y esta conlleva a la redistribución interna de los esfuerzos. Cuando un elemento de acero se plastifica tiene la

capacidad de utilizar su energía de reserva para poder seguir soportando las cargas y desarrollando deformaciones.

El objetivo del diseño mediante estados límites es asegurar su estabilidad, resistencia y rigidez de los elementos estructurales, tanto de forma local como global ante las diferentes solicitaciones de cargas. En este tipo de diseño existen dos estados límites: el estado límite de resistencia y el estado límite de servicio.

3.4.1. Estado límite de resistencia

Consiste en verificar que, las diferentes solicitaciones de cargas últimas que actúan en el elemento sean menor o igual a su capacidad resistente (Cargas últimas: cargas actuantes en el elemento multiplicadas por un factor de mayoración). Dicha verificación se realiza si se cumple que:

$$\sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_t \quad \text{(III-1)}$$

Donde:

γ_i = Factor de mayoración por cada carga de servicio

Q_i = Cargas de servicio

ϕ = Factor de minoración de resistencia, por cada tipo de carga

R_t = Resistencia teórica, también llamada resistencia nominal

El diseño mediante el método LRFD evalúa los estados límites de resistencia. En esta investigación se simularán las estructuras utilizando cargas muerta, viva y sismo, lo que simplifica las combinaciones de cargas propuestas por el ASCE 7-10 para el término $\sum \gamma_i Q_i$:

COMBINACIÓN 1: 1.4 CM

COMBINACIÓN 2: 1.2 CM + 1.6 CV + 0.5 CVt

COMBINACIÓN 3: 1.2 CM + 1.6 CVt + 1.0 CV

COMBINACIÓN 4: 1.2 CM + 1.0 CV + 0.5 CVt

COMBINACIÓN 5: 1.2 CM + 1.0 E + 1.0 CV

COMBINACIÓN 6: 0.9 CM + 1.0 E

Donde:

CM = carga muerta (incluye peso propia de la estructura y sobrecarga muerta)

CV = carga viva debido a ocupación

CVt = carga viva de techo

E = carga de sismo

La carga de sismo (E) de las combinaciones 5 y 6 está conformada por una componente horizontal (E_h) y una vertical (E_v). El ASCE 7-10 define cada una de estas componentes de la siguiente manera:

$$E_h = \rho Q_E \quad \text{(III-2)}$$

$$E_v = 0.2 S_{DS} D \quad \text{(III-3)}$$

Donde:

ρ = Factor de redundancia ($\rho = 1.0$)

Q_E = Efectos de la carga horizontal de sismo proveniente del cortante basal (V)

S_{DS} = Aceleración en la zona de periodo corto, obtenida en el espectro elástico de diseño (corresponde a la aceleración comprendida entre T_0 y T_c , $S_{DS}=0.72$ para suelos tipo E y $Z=0.4$)

Para la combinación 5 la carga de sismo E es equivalente a la ecuación (III-4) y para la combinación 6 la ecuación (III-5)

$$E = E_h + E_v \quad \text{(III-4)}$$

$$E = E_h - E_v \quad \text{(III-5)}$$

Por lo tanto las combinaciones 5 y 6 serían las siguientes:

COMBINACIÓN 5: $(1.2 + 0.2 SDS) CM + 1.0 Q_E + 1.0 CV$

COMBINACIÓN 6: $(0.9 - 0.2 SDS) CM + 1.0 Q_E$

Además como se señala en la sección 3.5 y 3.6 dependiendo del sistema estructural algunos de sus elementos deben ser diseñados con carga sísmica amplificada (E_m):

$$E_m = E_{mh} + E_{mv} \quad \text{(III-6)}$$

$$E_{mh} = \Omega_0 E_h \quad \text{(III-7)}$$

$$E_v = \Omega_0 E_v \quad \text{(III-8)}$$

Donde:

E_{mh} = Carga de sismo horizontal amplificada

E_{mv} = Carga de sismo vertical amplificada

Ω_0 = Factor de amplificación sísmica ($\Omega_0 = 2.5$, para pórticos con arriostramiento excéntrico y $\Omega_0 = 3.0$, para pórticos especiales a momento)

a) Diseño de elementos a tracción

Las cargas de tracción actúan en los elementos como fuerzas axiales directas y tienden a alargar la longitud de este. El diseño de elementos a tracción es el más sencillo para los diseñadores estructurales porque solamente se debe conocer la carga actuante y hallar un área que pueda soportar dicha sollicitación.

El AISC 360-10 estipula que la resistencia de los elementos a tracción es el menor valor obtenido entre el estado límite de fluencia y estado límite de fractura:

Estado límite de fluencia se calcula utilizando el área gruesa del elemento:

$$\phi_t P_n = \phi_t F_y A_g \quad \text{(III-9)}$$

Donde:

ϕ_t = Factor de minoración ($\phi_t = 0.9$)

P_n = Resistencia nominal a tracción

F_y = Esfuerzo de fluencia del material

A_g = Área gruesa del elemento

Estado límite de fractura se calcula utilizando el área efectiva del elemento:

$$\phi_t P_n = \phi_t F_u A_e \quad \text{(III-10)}$$

Donde:

ϕ_t = Factor de minoración ($\phi_t = 0.75$)

P_n = Resistencia nominal a tracción

F_u = Esfuerzo de tensión último del material

A_e = Área neta efectiva del elemento

El área neta efectiva de los elementos a tracción para miembros emperrados está dado por la expresión $A_e = U A_n$ y para miembros soldados se obtiene por $A_e = U A_g$. Donde el A_n es el área neta (es el área gruesa del elemento menos el área de los agujeros pasantes) y U es el factor de corte diferido. El factor U es utilizado para controlar los efectos del desfasaje por cortante, dicho efecto de debe a la presencia de agujeros pasantes que reducen el área del elemento y producen concentración en la distribución interna de esfuerzo en el material. El valor de U esta dado en la tabla D 3.1 del AISC-360-10.

Otro criterio que debe ser considerado en el diseño de elementos a tracción es la estabilidad debida a la esbeltez para deflexiones excesivas ya sea por peso propio o por cargas de viento. Dicho esto se plantea un criterio de rigidez: $\frac{L}{r_{min}} \leq 300$.

Donde L es la longitud del elemento y r_{min} es el radio de giro menor entre r_x y r_y , tal que $(r_x = \sqrt{\frac{I_x}{Ag}})$, $(r_y = \sqrt{\frac{I_y}{Ag}})$.

b) Diseño de elementos a compresión

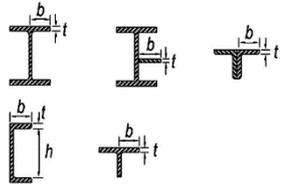
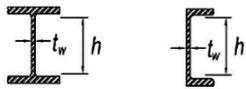
La resistencia de los elementos a compresión está dada por el menor valor de los estados límites de pandeo flexional, pandeo torsional y pandeo flexo-torsional (el pandeo es un tipo de falla frágil que debe ser evitada ya que reduce la resistencia de perfil).

Cuando la relación ancho-espesor de los elementos no excede el valor de λ_r se considera un elemento no esbelto, caso contrario sería un elemento esbelto (Tabla 3-1). En esta investigación se simulará las estructuras con elementos no esbeltos.

La tabla 3-1 otorga un valor límite de λ_r para elementos atiesados y un valor diferente para los elementos no atiesados.

Tabla 3-1 Razón ancho-espesor de elementos en compresión debido a compresión axial.

Fuente: Adaptación de la tabla B4.1a del AISC 360-10.

Razones Ancho-Espesor: Elementos en Compresión.				
Miembros Sujetos a Compresión Axial				
	Descripción del elemento	Razón Ancho-Espesor	Razón Límite Ancho-Espesor λ_r (Esbelto-No Esbelto)	Ejemplos
Elementos No Atiesados	Alas de perfiles laminados, planchas conectadas a perfiles laminados, alas de pares de ángulos conectados continuamente, alas de canales y alas de secciones T	b/t	$0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Elementos Atiesados	Almas de secciones I con doble simetría y secciones canal	h/t_w	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

Las cargas de compresión actúan en los elementos como fuerzas axiales y tienden a pandear el elemento si la relación de esbeltez (L/r) es alta reduciendo la capacidad de soportar cargas a compresión.

Uno de los elementos más conocidos que trabaja bajo cargas de compresión es la columna y su resistencia y modo de falla dependen de su longitud efectiva. La longitud efectiva es la longitud distancia entre los puntos donde el momento es nulo, es decir la distancia entre los puntos de inflexión. La longitud efectiva de una columna varía dependiendo de las condiciones de apoyo de la columna y su valor está dada por el producto entre el factor de longitud efectiva (K) y la longitud del elemento (L). En la figura 3-3 se muestran los diferentes valores de K propuestos por el AISC.

Las líneas punteadas muestran la forma pandeada de la columna	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)	
	Valor K teórico	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
	Valores recomendados de diseño cuando las condiciones reales son aproximadas	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
	Símbolos para las condiciones de extremo		<i>Rotación y traslación impedidas</i>				
			<i>Rotación libre y traslación impedida</i>				
		<i>Rotación impedida y traslación libre</i>					
		<i>Rotación y traslación libres</i>					

Figura 3-3 Valores del factor de longitud efectiva (K).

Fuente: Jack McCormac & Stephen Csernak.

Las columnas pueden clasificarse como largas, intermedias y cortas.

Las columnas largas son aquellas que la tensión crítica de pandeo es menor al del límite de proporcionalidad, este tipo de falla se denomina pandeo elástico.

Las columnas intermedias son aquellas que cierta parte alcanza fluencia pero otras no, dicho esto las columnas intermedias fallan por fluencia y pandeo, este tipo de falla se denomina pandeo inelástico.

Las columnas cortas fallan cuando alcanzan la fluencia y no por pandeo, pero en la práctica no se utilizan este tipo de columnas puesto que su longitud debe ser muy corta.

Para poder definir el comportamiento de las columnas es necesario hallar la carga crítica de pandeo (P_{cr}). Un elemento falla por pandeo cuando la carga actuante es mayor o igual a P_{cr} . Para obtener el valor de P_{cr} se utiliza la teoría de Euler, la cual solamente es aplicable para columnas que fallen por pandeo elástico, es decir solamente se puede aplicar en columnas largas y con la condición que ambos extremos de la columna estén articulados (figura 3-1, inciso d).

La carga crítica de pandeo de Euler está dada por la siguiente expresión:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \quad \text{(III-11)}$$

Donde E es el módulo de elasticidad del acero, I es la inercia del perfil y L es la longitud de la columna. Sin embargo se puede modificar esta ecuación para dejarla en términos de relación de esbeltez. El radio de giro $r = \sqrt{\frac{I}{A}}$, por lo tanto $I = r^2 A$. Reemplazando I en la fórmula de pandeo crítico se obtiene:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EA}{\left(\frac{L}{r}\right)^2} \quad \text{(III-12)}$$

Al dividir los dos miembros de la ecuación de carga crítica de pandeo por el área se obtiene la tensión crítica de pandeo:

$$F_{cr} = \frac{P_{cr}}{A} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L}{r}\right)^2} \quad \text{(III-13)}$$

En la práctica no solamente se utilizan columnas largas y no siempre se cumple la condición de apoyos de la teoría de Euler, para los otros casos se utilizan otras fórmulas, las cuales se basan en la teoría de Euler y se explican en la siguiente sección.

Pandeo flexional

La resistencia de compresión del estado límite de pandeo flexional está dado por la siguiente expresión:

$$\phi_c P_n = \phi_c A_g F_{cr} \quad \text{(III-14)}$$

Donde:

$$\phi_c = 0.9$$

F_{cr} = Tensión crítica

La tensión crítica de pandeo flexional está definido por las siguientes ecuaciones:

(I) Cuando $\frac{KL}{r_{min}} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$, el elemento fallará por pandeo elástico:

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y \quad \text{(III-15)}$$

(II) Cuando $\frac{KL}{r_{min}} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$, el elemento fallará por pandeo inelástico:

$$F_{cr} = 0.877 F_e \quad \text{(III-16)}$$

Donde:

F_e es la tensión de pandeo elástico y está dada por la siguiente expresión:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2} \quad \text{(III-17)}$$

El valor máximo de $\frac{KL}{r_{min}}$ es 200

De manera alternativa se puede definir la tensión crítica de pandeo utilizando el

parámetro de esbeltez $\left(\lambda_c = \frac{KL}{r} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \right)$ en las ecuaciones III-18 y III-19, la cuales

fueron tomadas del manual de construcción en acero AISC-LRFD volumen I, en lugar de utilizar las ecuaciones III-14 y III-15:

(I) Cuando $\lambda_c \leq 1.5$, el elemento fallará por pandeo inelástico:

$$F_{cr} = (0.658)^{\lambda_c^2} F_y \quad \text{(III-18)}$$

(II) Cuando $\lambda_c > 1.5$, el elemento fallará por pandeo elástico:

$$F_{cr} = \frac{0.877}{\lambda_c^2} F_y \quad \text{(III-19)}$$

En la figura 3-4 se resume la tensión crítica de pandeo flexional.

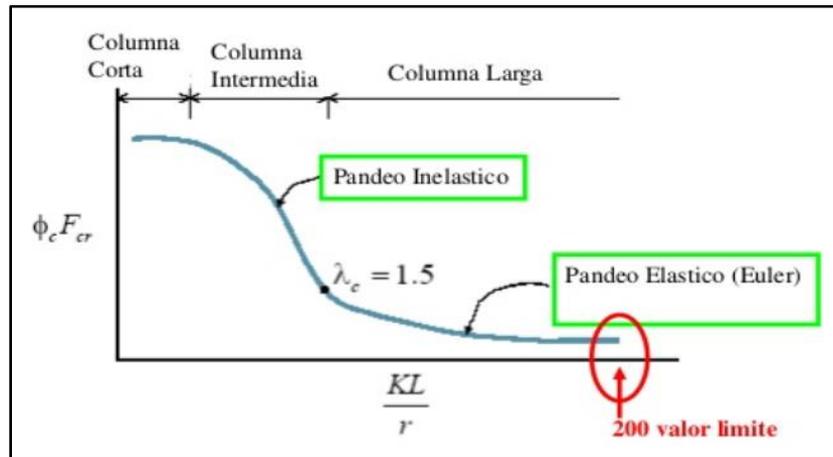


Figura 3-4 Tensión crítica de pandeo flexional en función de la esbeltez

Pandeo torsional y flexotorsional

La resistencia de compresión del estado límite de pandeo torsional y flexotorsional está dado por la siguiente expresión:

$$\phi_c P_n = \phi_c A_g F_{cr} \quad \text{(III-20)}$$

Donde $\phi_c = 0.9$

La tensión crítica de pandeo torsional y flexotorsional para elementos de doble simetría está definida por las mismas ecuaciones que el pandeo flexional (III-13, III-14 y III-15), con la diferencia que el valor F_e no está dado por la ecuación III-16 sino por:

$$F_e = \left(\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L)^2} + G J \right) \frac{1}{I_x + I_y} \quad \text{(III-21)}$$

Donde:

$$C_w = \text{Constante de alabeo} = \frac{I_y h_o^2}{4}$$

h_o = Distancia entre ejes centroidales de las alas del perfil

$G =$ Módulo elástico de corte del acero $= 790000 \text{ kgf/cm}^2$

$J =$ Constante Torsional (propiedad del perfil)

c) Diseño de elementos a flexión

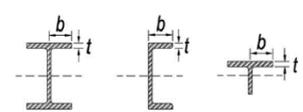
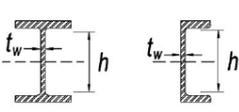
Las cargas a flexión que actúan en los elementos generan compresión en varias zonas de las alas y fuerzas de corte en el alma, por esta razón es necesario tener una adecuada relación ancho-espesor para así poder evitar el pandeo local que puede ser originado por dichas cargas.

Los elementos sometidos a cargas de flexión pueden clasificarse según el pandeo local como elementos compactos, no compactos o esbeltos, según los valores λ_r y λ_p indicados en la tabla 3-2. Cuando la relación ancho-espesor de los elementos no excede el valor de λ_r se considera un elemento compacto, cuando esta relación es mayor a λ_r pero menor a λ_p es un elemento no compacto, y si la relación es mayor λ_p es un elemento esbelto.

En esta investigación solamente se revisarán los elementos compactos.

Tabla 3-2 Razón ancho-espesor de elementos en compresión debido a flexión.

Fuente: Adaptación de la tabla B4.1b del AISC 360-10.

Razones Ancho-Espesor: Elementos en Compresión de Miembros en Flexión					
	Descripción del elemento	Razón Ancho-Espesor	Razón Límite Ancho-Espesor		Ejemplos
			λ_r (compacta -no compacta)	λ_p (esbelto-no esbelto)	
Elementos No Atiesados	Flexión en alas de perfiles I laminados, canales y tes	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Elementos Atiesados	Almas de doble T simétricas y canales	h/t_w	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

El diseño de elementos a flexión consiste en hallar la resistencia $\phi_b M_n$, el cual está condicionado por el pandeo lateral torsional y pandeo local de alma o alas. Los elementos

compactos no presentan pandeo local, por ende su resistencia a flexión está dada por el menor valor del estado límite de fluencia y estado límite de pandeo lateral torsional en torno al eje mayor (eje x). Solamente se analiza en torno al eje mayor puesto que los resultados de resistencia alrededor de este eje son menores a los del eje menor (eje y).

Fluencia

El estado límite de fluencia está en función del momento plástico y corresponde a la siguiente ecuación:

$$\phi_b M_n = \phi_b M_p = \phi_b F_y Z_x \quad (\text{III-22})$$

Donde:

$$\phi_b = 0.9$$

M_n = Resistencia nominal a la flexión

M_p = Momento plástico

F_y = Esfuerzo de fluencia del material

Z_x = Módulo de sección plástico en torno al eje x (propiedad del perfil)

Se denomina momento plástico al estado en el que un perfil, ante la presencia de momentos, pueda tener una distribución de esfuerzos que permita a toda la sección alcanzar el límite de fluencia, es decir que el perfil se plastifica.

Pandeo lateral torsional

Se origina cuando existe un pandeo global en las zonas comprimidas. Como el nombre lo indica en este tipo de falla desarrolla torsión de manera lateral, pero esta puede ser contralada si se colocan soportes laterales (figura 3-5).

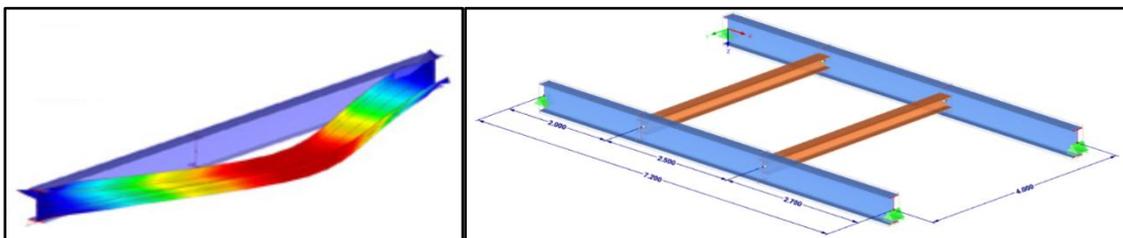


Figura 3-5 Pandeo lateral torsional: en la figura izquierda la viga falla por pandeo torsional y en la derecha el pandeo lateral torsional está restringido debido a la presencia de soportes

Fuente: Dlubal.

La presencia del pandeo lateral torsional depende de la longitud entre los puntos de arriostramiento (L_b) y dependiendo de las longitudes límite L_p y L_r su resistencia varía de acuerdo a las siguientes ecuaciones, las cuales son aplicables para elementos compactos:

- (I) Cuando $L_b \leq L_p$ no existe la presencia de pandeo lateral torsional por ende su resistencia está dada por la fluencia

Donde:

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{(III-23)}$$

- (II) Cuando $L_p < L_b < L_r$ el perfil desarrolla pandeo lateral inelástico:

$$\phi_b M_n = \phi_b C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq \phi_b M_p \quad \text{(III-24)}$$

Donde:

C_b = Factor de modificación de pandeo lateral torsional

$$C_b = \frac{12.5 M_{max}}{2.5 M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \quad \text{(III-25)}$$

M_{max} = Valor absoluto del momento máximo en el segmento no arriostrado

M_A = Valor absoluto del momento en el primer cuarto del segmento no arriostrado

M_B = Valor absoluto del momento en la mitad del segmento no arriostrado

M_C = Valor absoluto del momento en el último cuarto del segmento no arriostrado

F_y = Esfuerzo de fluencia del material

S_x = Módulo de sección elástico entorno al eje x (propiedad del perfil)

- (III) Cuando $L_b < L_r$, el perfil desarrolla pandeo lateral elástico

$$\phi_b M_n = \phi_b F_{cr} S_x \leq \phi_b M_p \quad \text{(III-26)}$$

Donde:

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J c}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \quad \text{(III-27)}$$

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{I_y h_o}{2 S_x}} \quad \text{(III-28)}$$

h_o = Distancia entre ejes centroidales de las alas del perfil

J = Constante Torsional (propiedad del perfil)

c = 1.0, para perfiles I con doble simetría

Como se puede notar la figura 3-6 cuando existe pandeo lateral torsional se disminuye la resistencia de un perfil y este no alcanza a desarrollar el momento plástico.

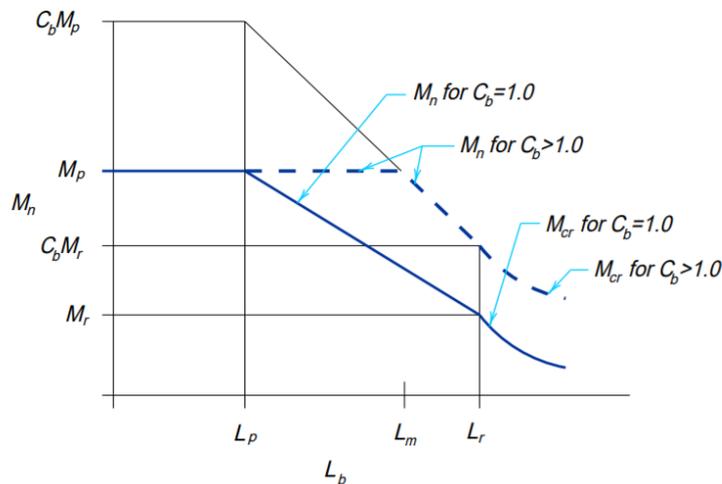


Figura 3-6 Capacidad a flexión en función de la longitud no arriostrada.

Fuente: AISC-LRFD.

d) Diseño de elementos a corte

La presencia de cargas a flexión genera fuerzas de corte en el alma de la viga. La resistencia por corte de un perfil está dada netamente por el alma de la viga, puesto que en presencia una carga de flexión con la suficiente magnitud para que un perfil I alcance la fluencia, las alas son las primeras en plastificarse y no tendrán la capacidad de poder resistir esfuerzos de corte.

La resistencia por corte está dado por la siguiente expresión:

$$\phi_v V_n = \phi_v 0.6 F_y A_w C_v \quad (\text{III-29})$$

Donde:

$$\phi_v = 1.00$$

$$A_w = \text{Área del alama} = h t_w$$

C_v = Coeficiente de corte en el alma y su valor depende del valor de esbeltez del alma:

- (I) cuando $\frac{h}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$ el valor de $C_v = 1.0$
- (II) cuando $1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1.37 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$ el valor de $C_v = \frac{1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}}{h/t_w}$
- (III) cuando $\frac{h}{t_w} > 1.37 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$ el valor de $C_v = \frac{1.51 E k_v}{(h/t_w)^2 F_y}$
- $k_v = 5.0$ para perfiles I

e) Diseño de elementos a flexo compresión

Los elementos sometidos a flexo compresión son aquellos donde estos deben soportar carga axial de compresión y cargas de flexión simultáneamente o también carga axial de compresión y momentos flectores en los extremos. La resistencia a flexo compresión está dada por las siguientes desigualdades donde la relación demanda/capacidad debe ser menor o igual a 1:

(I) cuando $\frac{P_u}{\phi_c P_n} \geq 0.2$:

$$\frac{P_r}{\phi_c P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{\phi_b M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{\phi_b M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad \text{(III-30)}$$

(II) cuando $\frac{P_u}{\phi_c P_n} < 0.2$:

$$\frac{P_r}{2\phi_c P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{\phi_b M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{\phi_b M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad \text{(III-31)}$$

Donde:

$P_r = P_u$ = Carga axial de compresión última proveniente del análisis y usando las combinaciones de carga (Resistencia de compresión axial requerida)

$P_c = \phi_c P_n$ = Resistencia de compresión axial disponible

$M_r = M_u$ = Momento flector último proveniente del análisis y usando las combinaciones de carga (Resistencia de flexión requerida)

$M_c = \phi_b M_n$ = Resistencia de flexión disponible

x = Subíndice que indica flexión alrededor del eje más fuerte (eje x)

y = Subíndice que indica flexión alrededor del eje menos fuerte (eje y)

En la figura 3-7 se muestra la curva de resistencia por flexo compresión en función del momento flector último y la fuerza axial de compresión última.

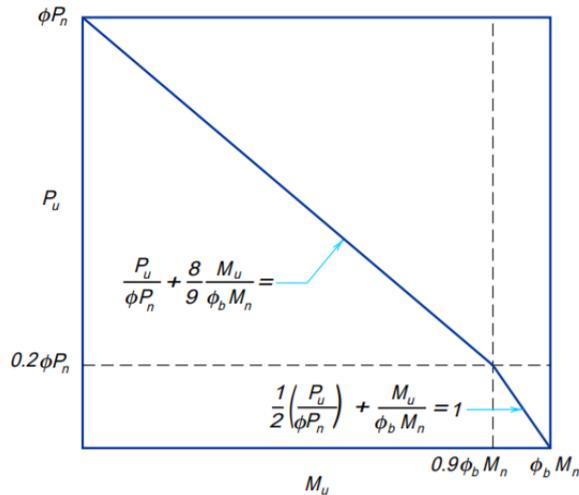


Figura 3-7 Interacción entre momento y carga axial para la resistencia por flexo compresión.

Fuente: AISC-LRFD.

3.4.2. Estado límite de servicio

Está relacionado con las condiciones máximas permisibles que se pueden presentar en la edificación sin afectar el confort de los habitantes, como por ejemplo, grandes flechas en las vigas y exceso de vibraciones en los entrepisos.

Para controlar las flechas en las vigas el AISC recomienda los valores límites en la tabla 3-3:

Tabla 3-3 Flechas máximas recomendadas.

Fuente: AISC 360-10.

CARGA	DESCRIPCIÓN	Flecha Recomendada
CV	Tramos de miembros en pisos y techos que soportan acabados susceptibles de agrietarse	L/360
	Tramos de miembros en pisos y techos que soportan acabados no susceptibles de agrietarse	L/300

3.5. Fundamento teórico para el diseño de pórticos especiales a momentos

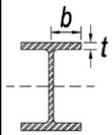
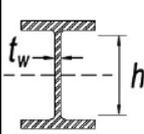
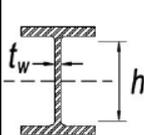
Para garantizar un buen comportamiento en el diseño de pórticos especiales a momentos la normativa AISC 341-10 permite que la estructura desarrolle deformaciones inelásticas en las vigas (formación de rótulas plásticas en sus extremos), y las columnas deben ser diseñadas

incluyendo carga sísmica amplificada para que permanezcan en el rango elástico, y la zona de panel pueda alcanzar la fluencia por fuerzas de corte.

Además se debe controlar la existencia del pandeo local en las alas y el alma de las columnas y vigas, por esta razón los perfiles a utilizarse en estos elementos estructurales deben estar dentro de la clasificación de elementos de alta ductilidad (compactos sísmicos) según la tabla 3-4.

Tabla 3-4 Limitaciones de razón ancho-espesor de elementos en compresión.

Fuente: Adaptación de la tabla D1.1 del AISC 341-10.

Limitaciones de Razón Ancho-Espesor de Elementos en Compresión de Moderada Ductilidad y Alta Ductilidad					
	Descripción del elemento	Razón Ancho-Espesor	Razón Límite Ancho-Espesor		Ejemplo
			λ_{hd} Elementos de alta ductilidad	λ_{md} Elementos de moderada ductilidad	
Elementos No Atiesados	Alas de perfiles I laminados	b/t	$0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Elementos Atiesados	Almas de perfiles I laminados usados como vigas o columnas	h/t_w	Para $C_a \leq 0.125$ $2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (1 - 0.93 C_a)$ Para $C_a > 0.125$ $0.77 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2.93 - C_a) \geq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ Donde: $C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y}$	Para $C_a \leq 0.125$ $3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (1 - 2.75 C_a)$ Para $C_a > 0.125$ $1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2.33 - C_a) \geq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ Donde: $C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y}$	
	Almas de perfiles I laminados usados como diagonales rigidizares	h/t_w	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

Las columnas deben ser lo suficientemente resistente para poder soportar (de manera elástica) los esfuerzos que se produzcan cuando las vigas incurrieren en el rango inelástico, es decir cuando se formen rótulas plásticas en sus extremos, para esto debe prevalecer la relación columna fuerte-viga débil:

$$\frac{\sum M^*_{pc}}{\sum M^*_{pb}} > 1.0 \quad \text{(III-32)}$$

Donde:

$\sum M^*_{pc}$ = Sumatoria de las proyecciones de las resistencias nominales a flexión de las columnas arriba y debajo de la unión a la línea central de la viga con una reducción a la fuerza axial de la columna (figura 3-8):

$$\sum M^*_{pc} = \sum M_{pc} = \sum Z_c \left(Fy_c - \frac{P_{uc}}{Ag} \right) \quad \text{(III-33)}$$

Z_c = Módulo plástico de la columna

Fy_c = Esfuerzo de fluencia de la columna

P_{uc} = Resistencia axial de compresión, incluyendo carga sísmica amplificada (E_m)

Ag = Área gruesa de la sección transversal de la columna

$\sum M^*_{pb}$ = Sumatoria de las proyecciones de las resistencias nominales a flexión de las vigas desde la rótula plástica hasta el eje centroidal de la columna (figura 3-9):

$$\sum M^*_{pb} = \sum (M_{pr} + M_{uv}) \quad \text{(III-34)}$$

M_{pr} = Momento máximo probable:

$$M_{pr} = 1.1 Ry Fy_b Z_b \quad \text{(III-35)}$$

Ry = Factor de fluencia probable ($Ry = 1.1$ para acero A572 Gr 50)

Fy_b = Esfuerzo de fluencia de la viga

Z_b = Módulo plástico de la viga

M_{uv} = Momento adicional en la viga debido a la amplificación de la fuerza de corte desde la rótula plástica hasta el eje centroidal de la columna:

$$M_{uv} = V_u \left(S_h + \frac{d_c}{2} \right) \quad \text{(III-36)}$$

$$V_u = \left(\frac{2M_{pr}}{L_h} \right) + V_g \quad \text{(III-37)}$$

$$V_g = Q \frac{L_h}{2} \quad \text{(III-38)}$$

V_u = Resistencia a corte requerida de la viga

S_h = Distancia de la cara de la columna a la rótula plástica (depende del tipo de conexión)

d_c = Peralte de la sección transversal de la columna

L_h = Luz libre entre rótulas plásticas de la viga

V_g = Fuerza de corte gravitacional en la viga correspondiente a la carga Q

Q = Carga uniformemente distribuida Q , correspondiente a la combinación 5

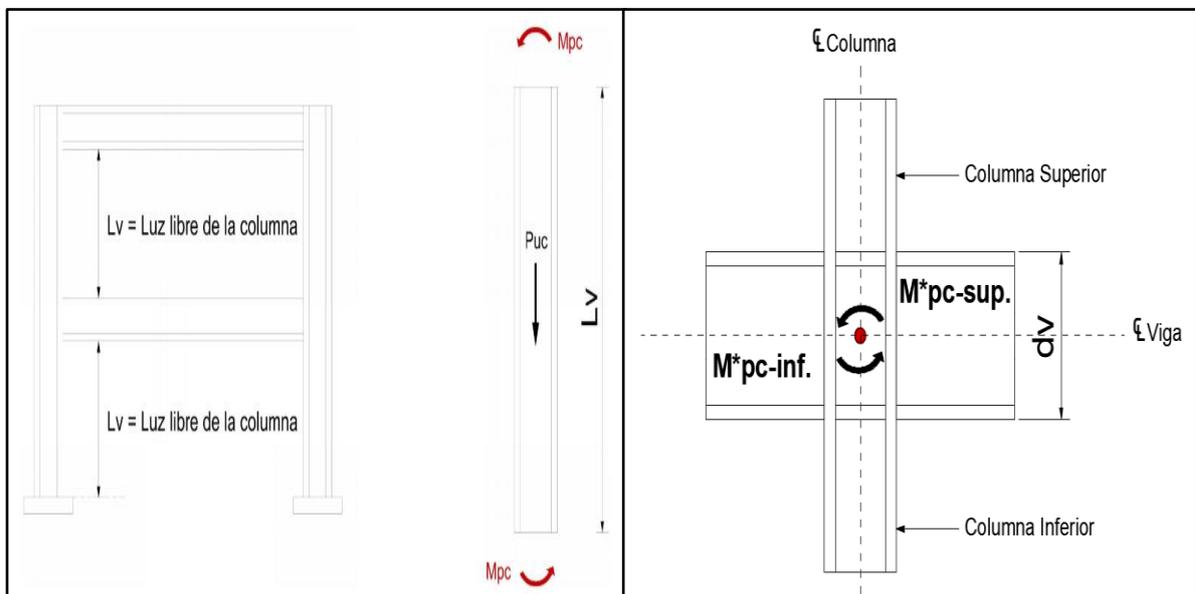


Figura 3-8 Sumatoria de las proyecciones de las resistencias nominales a flexión de las columnas arriba y debajo de la unión a la línea central de la viga con una reducción a la fuerza axial de la columna.

Fuente: Elaboración propia.

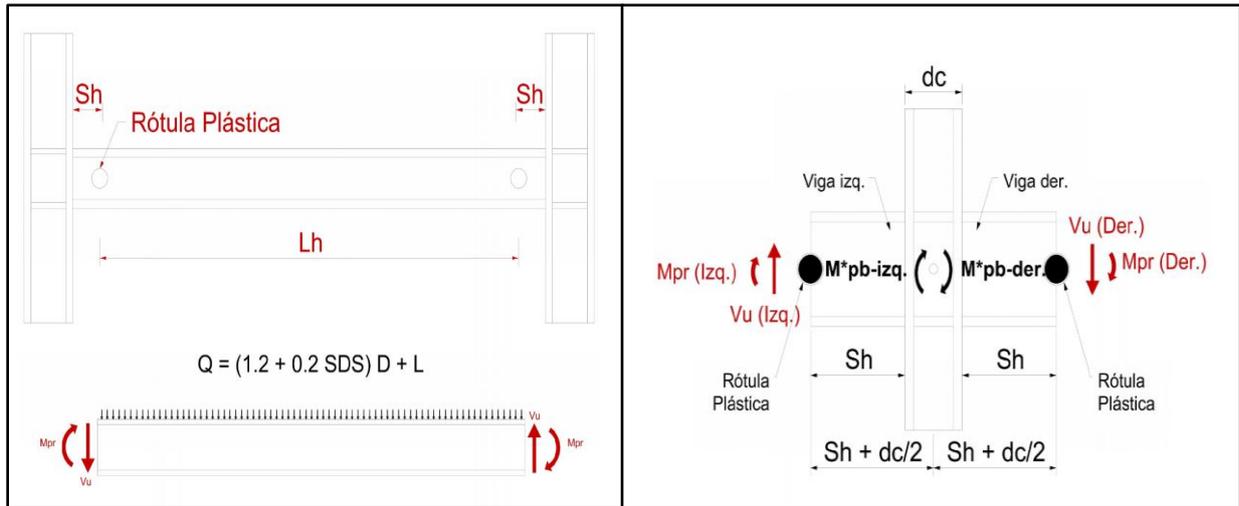


Figura 3-9 Sumatoria de las proyecciones de las resistencias nominales a flexión de las vigas desde la rótula plástica hasta el eje centroidal de la columna.

Fuente: Elaboración propia.

La zona de panel es la región comprendida entre las alas de la columna y las placas de continuidad, estas placas actúan como rigidizadores entre las alas de la columna y son colocadas al mismo nivel que las alas de la viga (figura 3-10). El objetivo de las placas de continuidad es permitir una adecuada transferencia de cargas de compresión y tracción a las columnas. Se debe colocar placas de continuidad en todos los nodos de viga-columna excepto cuando se cumplan estas dos disposiciones:

$$t_{cf} \geq 0.4 \sqrt{1.8 b_{bf} t_{bf} \frac{R_{yb} F_{yb}}{R_{yc} F_{yc}}} \quad \text{(III-39)}$$

$$t_{cf} \geq \frac{b_{bf}}{6} \quad \text{(III-40)}$$

Donde:

t_{cf} = espesor del ala de la columna

b_{bf} = ancho del ala de la columna

t_{cf} = espesor del ala de la viga

R_{yb} = Factor de fluencia probable de la viga

R_{yc} = Factor de fluencia probable de la columna

F_{yb} = Esfuerzo de fluencia de la viga

F_{yc} = Esfuerzo de fluencia de la columna

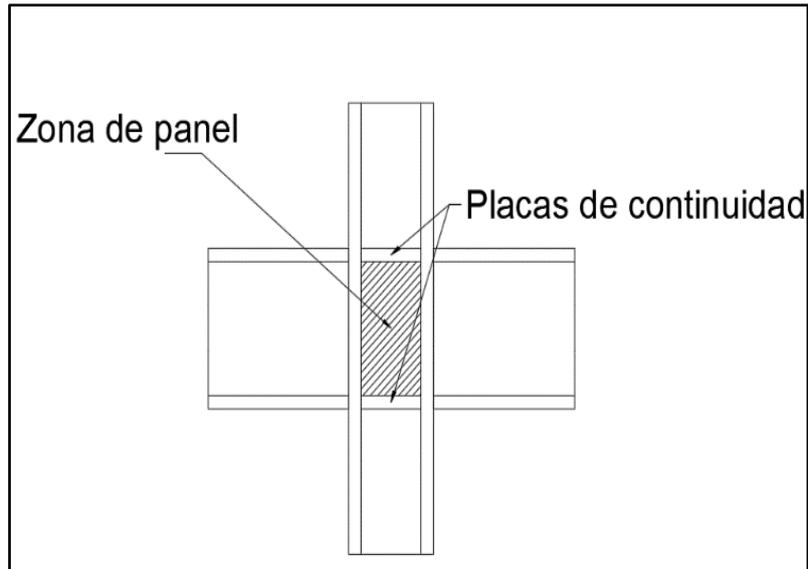


Figura 3-10 Esquema de la zona de panel y placas de continuidad.

Fuente: Elaboración propia.

El espesor de las placas de continuidad (t_{cp}) varía dependiendo si la conexión se da un ala de la columna o en ambas alas, ver figura 3-11.

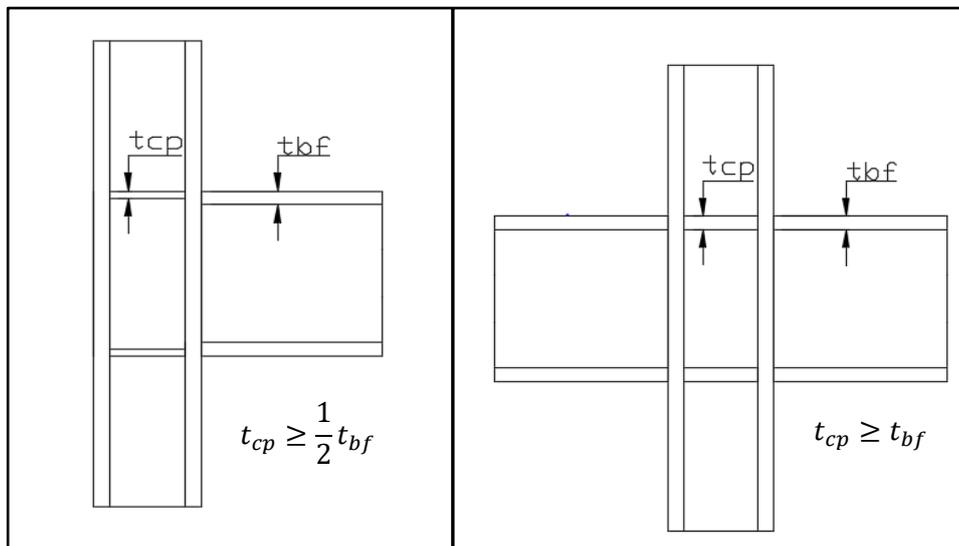


Figura 3-11 Espesor de placas de continuidad a) conexión de columna a una viga y b) conexión de columna a dos vigas.

Fuente: Elaboración propia.

La zona de panel está sujeta a grandes solicitaciones debido a los esfuerzos que le transmiten las vigas y la columna. Softwares computacionales como el ETABS no toman en cuenta las solicitaciones a las que se encuentra la zona panel ni la resistencia requerida para evitar su

deformación, por esta razón en este estudio no se tomará en cuenta para los resultados pero si se expresará las ecuaciones para su demanda y capacidad, la cual debe satisfacer la condición $R_u \leq \phi_v R_n$.

La resistencia a corte de la zona panel ($\phi_v R_n$) está dada por la siguiente ecuación:

Si $P_r \leq 0.75 P_c$:

$$\phi_v R_n = \phi_v 0.60 F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right) \quad \text{(III-41)}$$

Si $P_r > 0.75 P_c$:

$$\phi_v R_n = \phi_v 0.60 F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right) \left(1.9 - \frac{1.2 P_r}{P_c} \right) \quad \text{(III-42)}$$

Donde:

$$\phi_v = 1.0$$

F_y = Esfuerzo a fluencia de la columna

d_c = Peralte de la sección transversal de la columna

d_b = Peralte de la sección transversal de la viga

t_w = Espesor del alma de la columna en la zona panel, incluyendo placas adosadas si hubiesen

b_{cf} = Ancho del ala de la columna

t_{cf} = Espesor del alma de la columna

$P_r = P_u$ = Carga axial de compresión última proveniente del análisis y usando las combinaciones de carga (Resistencia de compresión axial requerida)

$P_c = P_n$ = Resistencia de compresión axial disponible

Para aumentar la resistencia de la zona panel se puede adosar placas en el alma de la columna para así aumentar su espesor (t_w) y por ende su resistencia (figura 3-12). El espesor individual de cada placa soldada al alma de la columna en la zona panel debe satisfacer la siguiente ecuación:

$$t \geq (d_z + w_z)/90 \quad \text{(III-43)}$$

Donde:

$$d_z = d_b - 2t_{fb}$$

w_z = ancho de la zona de panel entre las alas de la columna

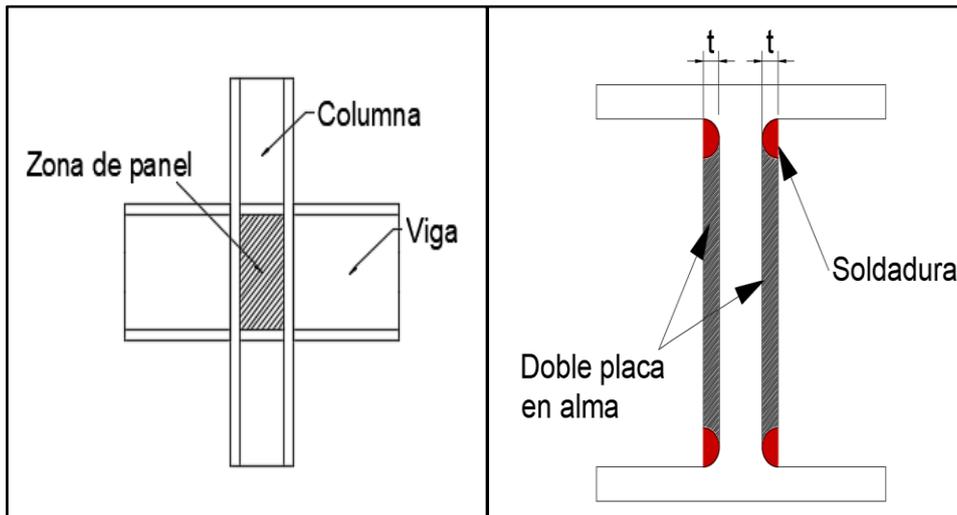


Figura 3-12 Zona panel.

Fuente: Elaboración propia.

La resistencia requerida (R_u) de la zona panel está dada por la condición de equilibrio de las fuerzas de corte y momentos flectores que actúan en las caras de la columna, teniendo en consideración los momentos producidos por las rótulas plásticas en las vigas (figura 3-13):

$$R_u = \frac{\sum M_f}{(d_b - t_f)} - V_{uc} \quad \text{(III-44)}$$

Donde:

V_{uc} = Resistencia a corte esperada en la columna:

$$V_{uc} = \frac{2Mp_c}{L_c} \quad \text{(III-45)}$$

$\sum M_f$ = Sumatoria de las proyecciones de las resistencias nominales a flexión en las caras de las columnas (lugar donde se da la conexión viga-columna) medidas desde la rótula plástica de la viga (figura 3-9):

$$M_f = M_{pr} + V_{ub} S_h \quad \text{(III-46)}$$

M_{pr} = Momento máximo probable en la rótula plástica de la viga:

$$M_{pr} = 1.1 R_y F_y Z_b \quad \text{(III-47)}$$

S_h = Distancia de la cara de la columna a la rótula plástica (depende del tipo de conexión)

V_{ub} = Fuerza de corte en la rótula plástica de la viga:

$$V_{ub} = \left(\frac{2M_{pr}}{L_h} \right) + V_g \quad \text{(III-48)}$$

$$V_g = Q \frac{L_h}{2} \quad \text{(III-49)}$$

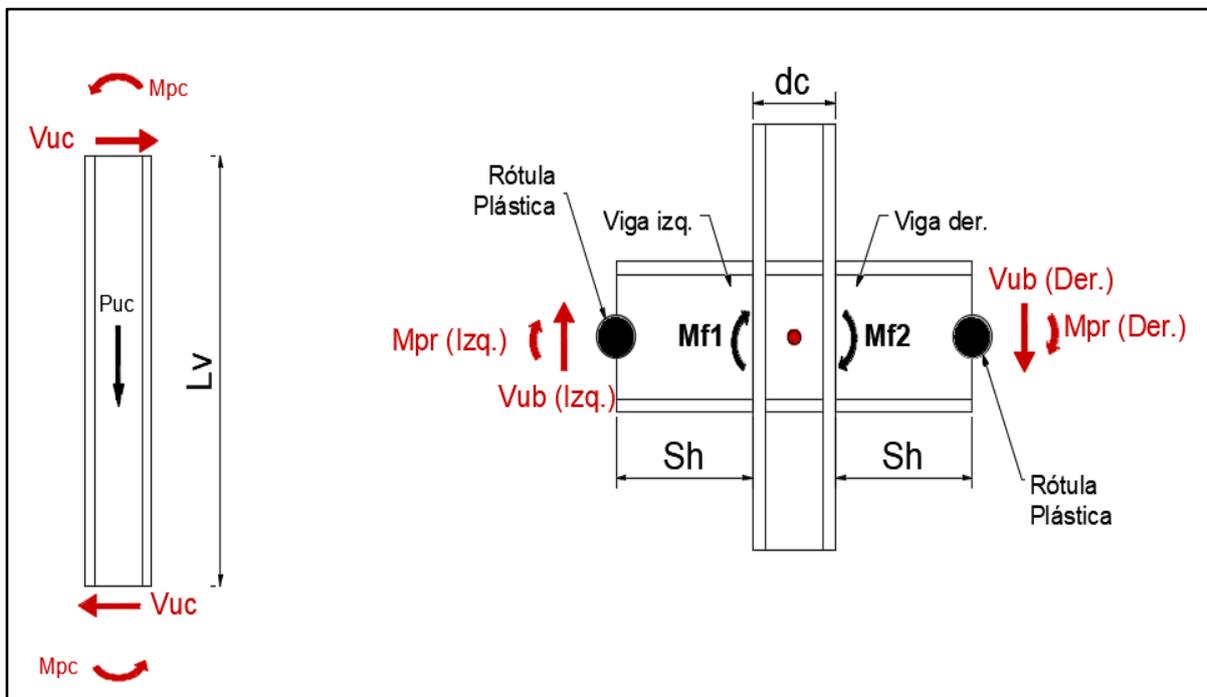


Figura 3-13 Sumatoria de las proyecciones de las resistencias nominales a flexión de las vigas desde la rótula plástica hasta la cara de la columna.

Fuente: Elaboración propia.

Las vigas no pueden desarrollar pandeo lateral torsional, para esto ambas alas deben ser arriostradas y el valor máximo para la longitud no arriostrada (L_b) es:

$$L_b \leq 0.086 r_y \frac{E}{F_y} \quad \text{(III-50)}$$

3.6. Fundamento teórico para el diseño de pórticos con arriostramiento excéntrico

El diseño de pórticos con arriostramiento excéntrico (PAE) acorde a la normativa AISC 341-10 permite la formación de rótulas en los enlaces (puede ser rótulas plásticas cuando la cedencia se da por esfuerzos de flexión o rótulas de corte y fluencia en el alama cuando la cedencia es por esfuerzos de corte), mientras los arriostramientos diagonales, las vigas fuera del enlace y las columnas deben ser diseñados incluyendo la carga sísmica amplificada en las combinaciones de carga de manera que sean lo suficientemente resistentes y puedan permanecer en el rango elástico.

Las limitaciones de razón ancho-espesor para controlar la existencia del pandeo local las columnas y enlaces deben estar dentro de la clasificación de elementos de alta ductilidad (compactos sísmicos), las vigas fuera del enlace y los arriostramientos diagonales serán elementos de moderada ductilidad según la tabla 3-4.

La resistencia de los enlaces se determina de acuerdo a la longitud crítica (e_{crit}). El valor de e_{crit} está dado por la condición de equilibrio de la figura 3-14 donde se determina $e_{crit} = 2M_p/V_p$. Cuando $e_{crit} = e$ el enlace desarrollará una fluencia balanceada, esto significa que se produce de manera simultánea la plastificación de fluencia y la rótula de corte. Para longitudes de enlace menor a la longitud crítica ($e < e_{crit}$) se denominan enlaces cortos y desarrollarán rótulas por corte, mientras que para longitudes mayor a la longitud crítica ($e > e_{crit}$) se denominan enlaces largos y desarrollarán rótulas plásticas (figura 3-15).

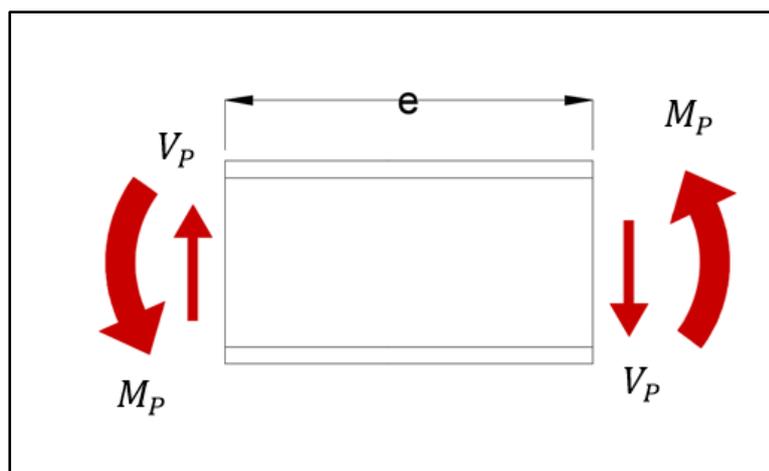


Figura 3-14 Fuerzas actuantes en los extremos del enlace.

Fuente: Elaboración propia.

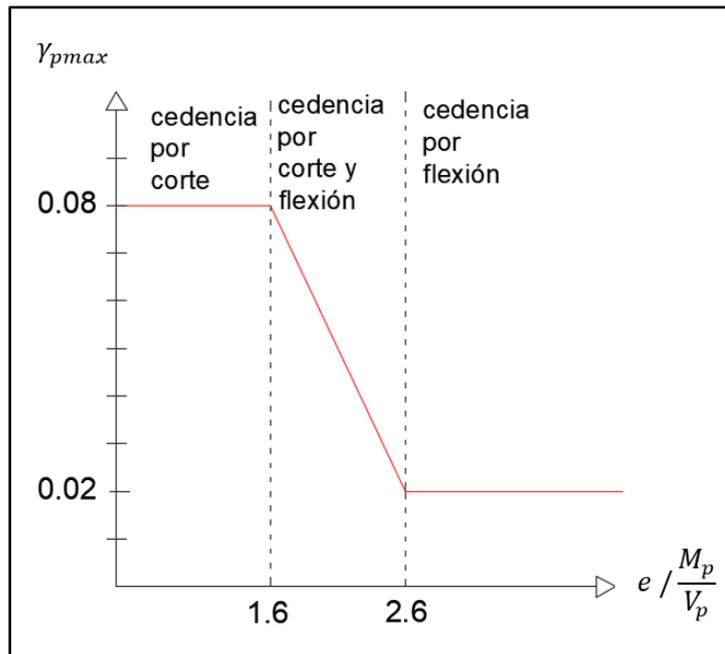


Figura 3-15 Rotación inelástica máxima de los enlaces.

Fuente: Elaboración propia.

Dependiendo de la clasificación del enlace su resistencia a corte ($\phi_v V_n$) está dada por los siguientes estados límites:

- Enlaces cortos desarrollan fluencia por corte: la resistencia $\phi_v V_n = \phi_v V_p$

Donde:

$$\phi_v = 0.90$$

V_p = Corte plástico

$$V_p = 0.6 F_y A_{tw} \text{ cuando } P_r/P_c \leq 0.15$$

$$V_p = 0.6 F_y A_{tw} \sqrt{1 - (P_r/P_c)^2} \text{ cuando } P_r/P_c > 0.15$$

$$A_{tw} = \text{Área del alma} = (d - 2t_f)t_w$$

$P_r = P_u$ = Resistencia axial requerida del enlace

$P_c = P_y =$ Resistencia axial nominal = $F_y A_g$

- Enlaces largos desarrollan fluencia por flexión: la resistencia $\phi_v V_n = \phi_v \frac{2M_p}{e}$

Donde:

M_p = Momento plástico

$$M_p = F_y Z \text{ cuando } P_r/P_c \leq 0.15$$

$$M_p = F_y Z \left(\frac{1 - P_r/P_c}{0.85} \right) \text{ cuando } P_r/P_c > 0.15$$

Z = Módulo plástico del enlace

$P_r = P_u$ = Resistencia axial requerida del enlace

$P_c = P_y = F_y A_g$ = Resistencia axial nominal = $F_y A_g$

El comportamiento de los PAE se caracteriza por una rotación en los enlaces (γ_p) ante cargas horizontales como se muestra en la figura 3-15.

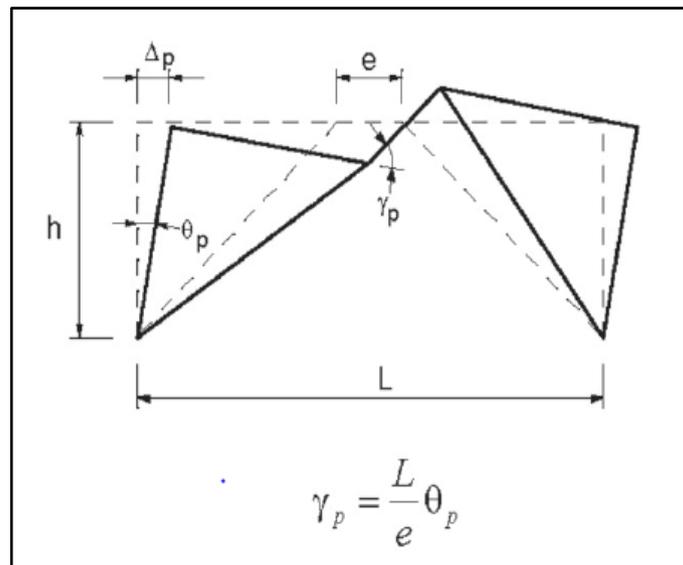


Figura 3-16 Rotación inelástica del enlace.

Fuente: AISC 341-10.

Donde:

γ_p = Rotación inelástica del enlace

θ_p = Deriva inelástica = $\frac{\Delta_p}{h}$

Δ_p = Desplazamiento inelástico

h = Altura de entrepiso

L = Longitud de la luz del pórtico

e = Longitud del enlace

La longitud del enlace también define el valor de su máxima rotación inelástica (γ_{pmax}), para este criterio no se utiliza la longitud e_{crit} porque cuando se incluyen rigidizadores en los enlaces la resistencia a corte aumenta a $1.5 V_p$ y además el momento no debe exceder $1.2 M_p$ para evitar la fatiga por bajo ciclaje, de esta forma se modifica la longitud crítica para enlaces

cortos: $e \leq \frac{2(1.2M_p)}{1.5V_p} = \frac{1.6M_p}{V_p}$. Con el mismo criterio la longitud para enlaces largos está definida por: $e \geq \frac{2.6M_p}{V_p}$.

- Enlaces de longitud corta $\left(e \leq \frac{1.6M_p}{V_p}\right)$ el γ_{pmax} es 0.008 rad y tendrán una cedencia por corte
- Enlace de longitud larga $\left(e \geq \frac{2.6M_p}{V_p}\right)$ el γ_{pmax} es 0.002 rad y la cedencia será por flexión
- Enlaces de longitud intermedia $\left(\frac{1.6M_p}{V_p} < e < \frac{2.6M_p}{V_p}\right)$ el γ_{pmax} está definido por una interpolación lineal de los valores de rotación inelástica para enlaces cortos y enlaces largos y la cedencia será por corte y flexión

La longitud del enlace está limitada si se cumple $P_r/P_c > 0.15$:

- $e \leq \frac{1.6M_p}{V_p}$ Cuando $\rho' \leq 0.5$
- $e > \frac{1.6M_p}{V_p} (1.15 - 0.3\rho')$ Cuando $\rho' \leq 0.5$

Donde:

$$\rho' = \frac{P_r/P_c}{V_r/V_c}$$

$P_r = P_u$ = Resistencia axial requerida del enlace

$P_c = P_y$ = Resistencia axial nominal del enlace

$V_r = V_u$ = Resistencia a corte requerida del enlace

$V_c = V_y$ = Resistencia nominal a corte del enlace = $0.6 F_y A_{tw}$

Los enlaces son los elementos que disiparán energía ante la ocurrencia de un sismo por ende se debe controlar la ocurrencia de pandeo local y para ello se debe limitar la relación ancho-espesor (utilizando la clasificación de alta ductilidad en la tabla 3-5), los extremos del enlace deben estar arriostrados y se debe colocar rigidizadores extremos e intermedios con altura completa en ambos lados del alma del enlace (altura del rigidizador, d_s , debe ser igual a la altura del alma de enlace), en el caso que la altura del alma del enlace sea menor a 635mm se permite colocar rigidizadores intermedios en un solo lado del alma.(figura 3-17).

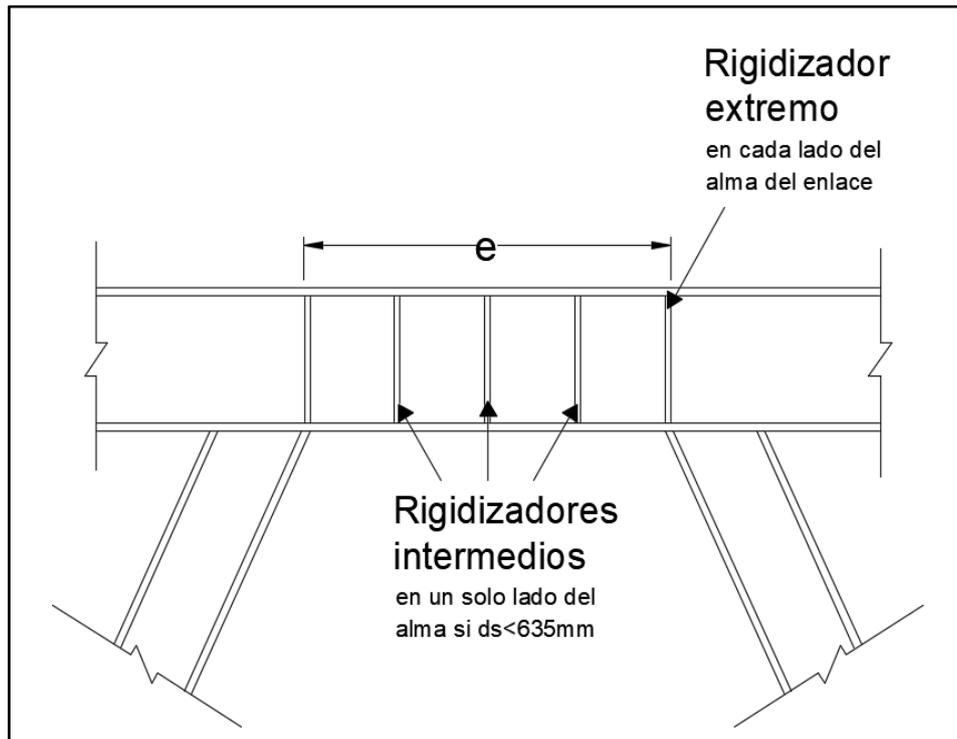


Figura 3-17 Detalle de enlace con rigidizadores extremos e intermedios.

Fuente: Elaboración propia.

La separación de los rigidizadores intermedios (S) varía dependiendo si son enlaces cortos, intermedios, largos o muy largos (figura 3-18):

- Para enlaces cortos ($e \leq 1.6M_p/V_p$) la separación máxima (S_{max}) depende del γ_p :
 - Cuando $\gamma_p = 0.008 \text{ rad}$ el valor de $S_{max} = 30t_w - d/5$
 - Cuando $\gamma_p = 0.002 \text{ rad}$ el valor de $S_{max} = 52t_w - d/5$
 - Cuando $0.002 \text{ rad} < \gamma_p < 0.008 \text{ rad}$ el valor de S_{max} es una interpolación
- Para enlaces intermedios ($1.6M_p/V_p < e < 2.6M_p/V_p$) la condición de S_{max} es la misma que para enlaces cortos con la diferencia que los primeros rigidizares de cada lado está a una distancia de $1.5b_f$ de cada rigidizador extremo.
- Para enlaces largos ($2.6M_p/V_p \leq e < 5M_p/V_p$) solo se requiere un enlace intermedio en cada lado a una distancia de $1.5b_f$ de cada rigidizador extremo.
- Para enlaces muy largos ($e \geq 5M_p/V_p$) no se requiere enlaces intermedios.

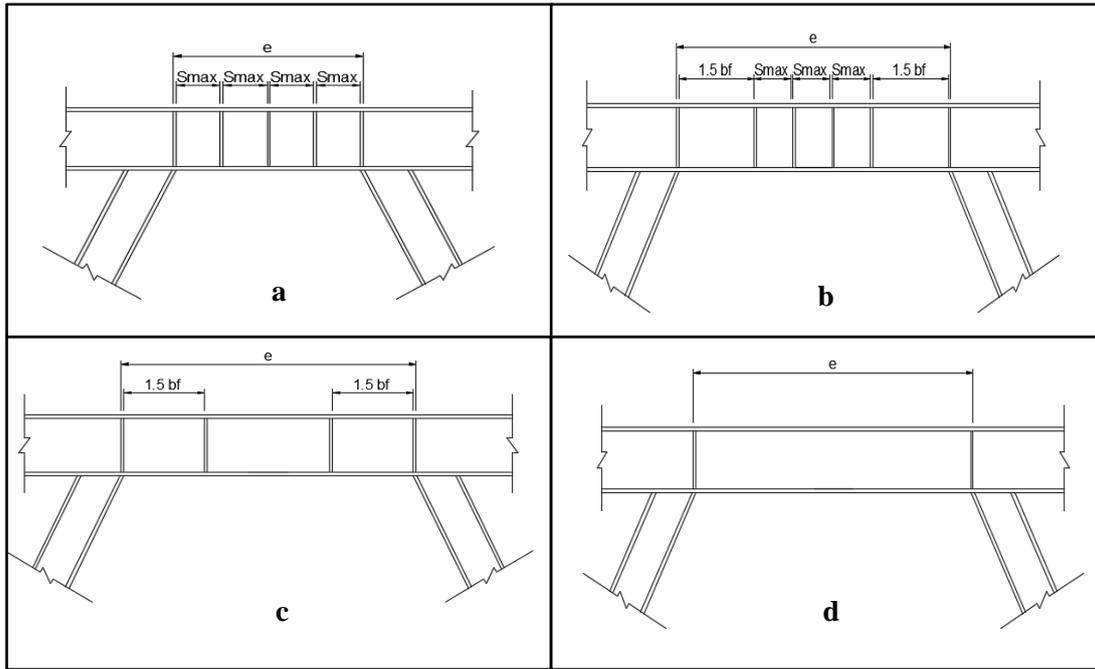


Figura 3-18 Separación de rigidizadores intermedios para: a) enlaces cortos, b) enlaces intermedios, c) enlaces largos y d) enlaces muy largos.

Fuente: Elaboración propia.

Otros requisitos para los rigidizadores son los siguientes:

- El ancho mínimo de cada rigidizador (w_{st}) es la mitad del ancho del ala menos el espesor del alma del enlace $\left(\frac{b_f}{2} - t_w\right)$.
- El espesor (t_s) deberá ser el mayor valor entre 10mm o t_w .
- La resistencia requerida debe ser $M_r = M_u = R_y F_y Z$

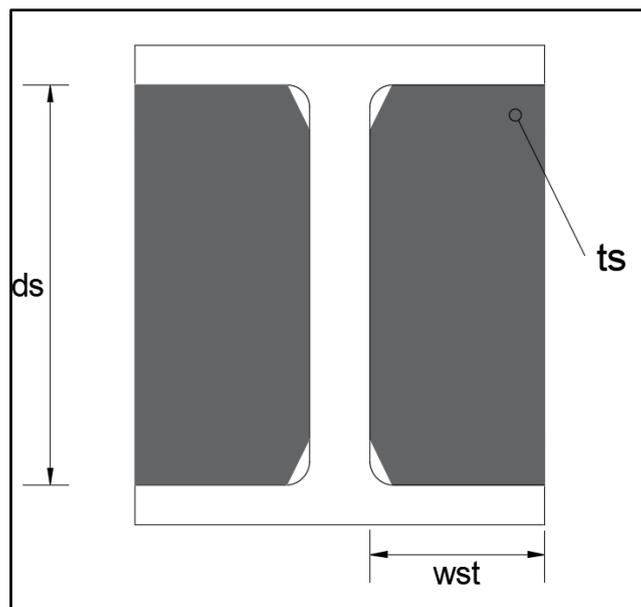


Figura 3-19 Rigidizadores del enlace.

Fuente: Elaboración propia.

Los arriostramientos laterales utilizados en los extremos del enlace (figura 3-20) deben tener una resistencia axial $P_b = \frac{0.06 R_y F_y Z}{h_o}$.

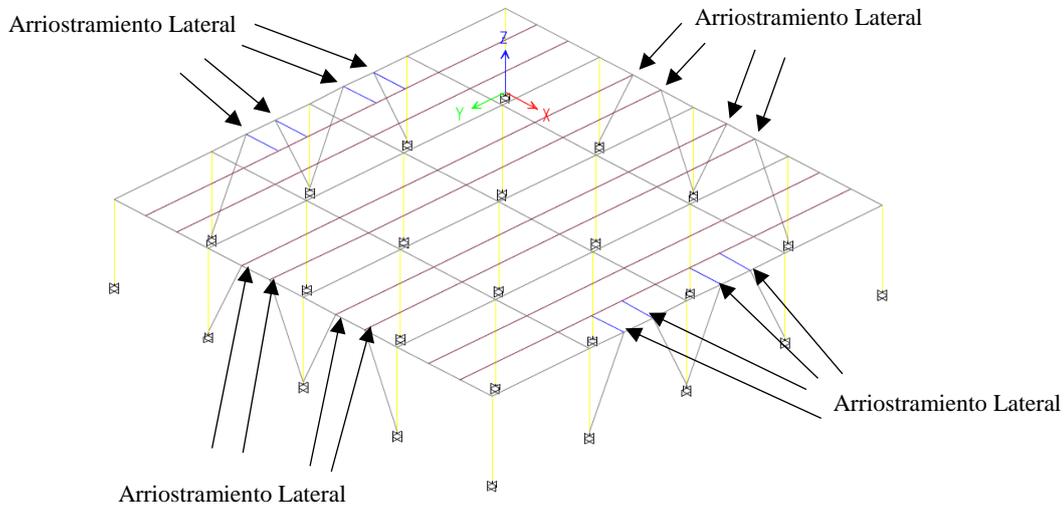


Figura 3-20 Arriostramiento lateral de enlaces

Fuente: Elaboración propia.

Las columnas deben ser diseñados asumiendo que actúa una cedencia total en los enlaces conocida como corte máximo probable (V_{MP}). El V_{MP} es la resistencia nominal a corte del enlace multiplicado por dos factores: R_y , puesto que la formación de rótulas en los enlaces propicia un esfuerzo de fluencia mayor a F_y y el otro factor es 1.25 debido a que la resistencia del enlace aumenta por el endurecimiento por deformación, es decir $V_{MP} = 1.25 R_y V_n$. Cuando la estructura cuenta con 3 niveles o más las columnas deben diseñarse con el 88% del V_{MP} , es decir $V_{MP} = 0.88(1.25 R_y V_n) = 1.1 R_y V_n$.

Las vigas fuera del enlace y los diagonales rigidizadores se diseñan con el 88% del corte máximo probable ($V_{MP} = 1.1 R_y V_n$).

Capítulo IV: Análisis y resultados del diseño de un pórtico a momento y un pórtico con arriostramiento excéntrico

En este capítulo explica se la metodología empleada para diseñar dos estructuras, la primera un pórtico especial a momentos y la segunda un pórtico con arriostramiento excéntrico, utilizando el software ETABS, de acuerdo a lo explicado en el capítulo II y III.

4.1. Características de las estructuras

Ambas estructuras serán regulares tanto en planta como en elevación. Tendrán 4 luces y 4 plantas altas, la distancia de cada luz, tanto en la dirección X como en Y, serán de 5m y la altura de entrepiso será de 3.4m (figuras 4-1 y 4-2).

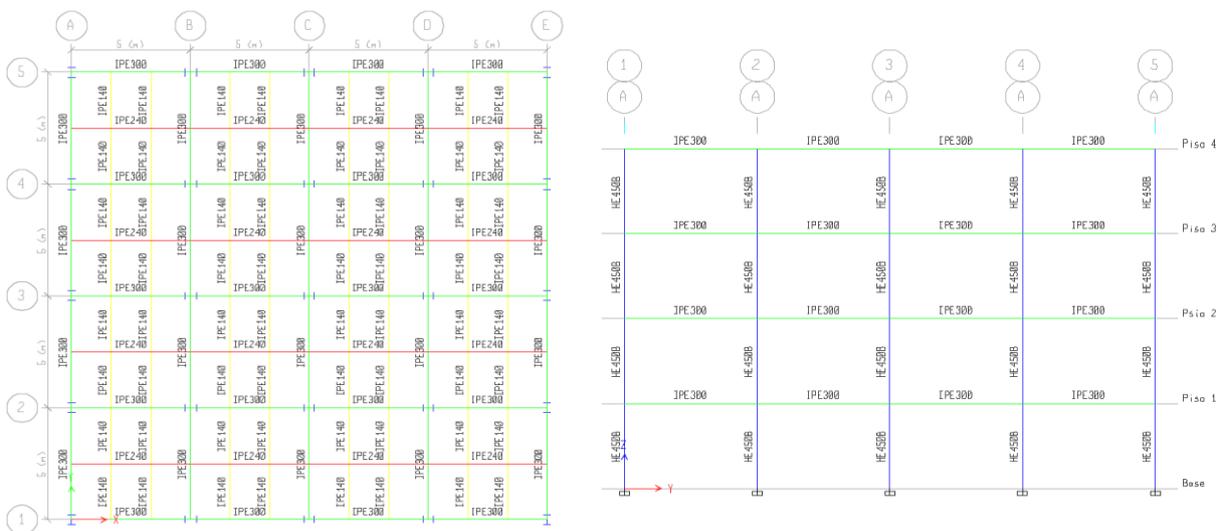


Figura 4-1 Vista en planta y elevación del pórtico a momentos.
Fuente: Elaboración propia.

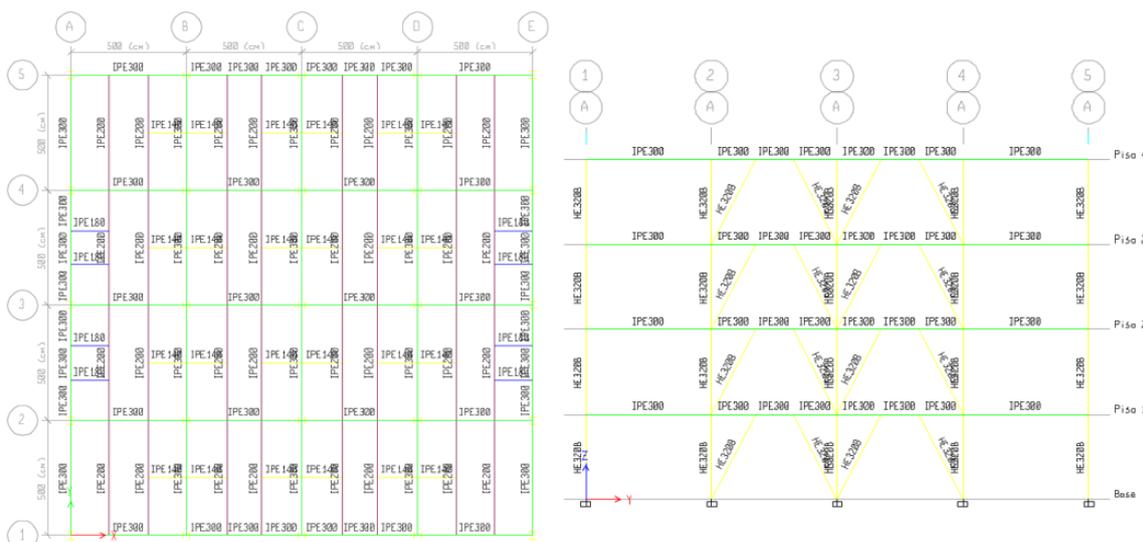


Figura 4-2 Vista en planta y elevación del pórtico arriostrado excéntricamente.
Fuente: Elaboración propia.

4.2. Cargas de diseño

(I) Carga muerta (CM):

En este tipo de carga se incluye la sobrecarga muerta (SCM), el valor correspondiente a esta carga se muestra en la tabla 4-1, y el peso propio de la estructura (PP), el cual será calculado por el software en función de las dimensiones del perfil y propiedades del material.

Tabla 4-1 Valores correspondientes a sobrecarga muerta.

Fuente: Elaboración propia

SCM	Valor (kgf/m²)
Paredes	120
Revestimiento de pisos	70
Tumbados	10
Instalaciones	20

(II) Carga viva (CV):

Ambas estructuras tendrán uso residencial y la NEC-SE-CG 2015 le atribuye el siguiente valor para carga viva:

- Piso 1 a piso 3 200kgf/m²

(III) Carga viva de techo (CVt):

Piso 4..... 100kgf/m²

(IV) Carga de sismos (E):

El lugar de emplazamiento para la simulación de las dos estructuras será Samborondón, el tipo de suelo predominante en este sector es suelo arcilloso, razón por la cual se ha optado por escoger el suelo tipo E de la NEC-SE-DS 2015. El cantón se encuentra en el mapa de zonificación sísmica V (Factor $z=0.4$). Utilizando la tabla 2-1 y la figura 2-2 se define el espectro elástico de diseño y el espectro de respuesta ($R=8$), como se muestra en la figura 4-3, este gráfico es una información esencial para el cálculo del cortante basal.

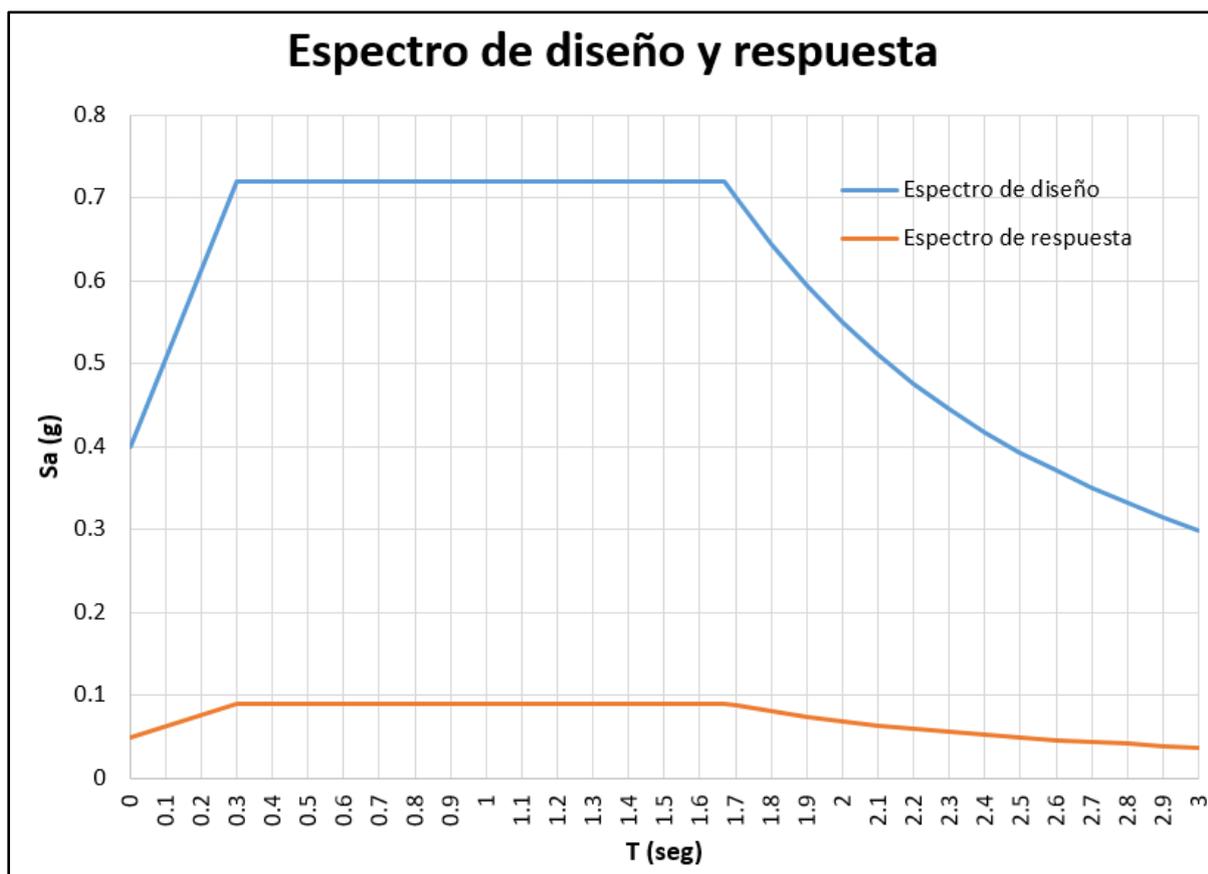


Figura 4-3 Espectro de diseño y espectro de respuesta.

Fuente: Elaboración propia.

4.3. Combinaciones de cargas

Las combinaciones de carga que se utilizarán en ambas estructuras serán las propuestas por el ASCE 7-10, la única diferencia será en las combinaciones que incluyen sobre resistencia ya que dicho factor para el pórtico especial a momentos ($\Omega_0= 3.0$) es mayor al del pórtico con arriostramiento excéntrico ($\Omega_0= 2.5$):

Tabla 4-2 Combinaciones de cargas.

Fuente: Elaboración propia.

COMBINACIÓN 1	1.4 CM
COMBINACIÓN 2	1.2 CM + 1.6 CV + 0.5 CVt
COMBINACIÓN 3	1.2 CM + 1.6 CVt + 1.0 CV
COMBINACIÓN 4	1.2 CM + 1.0 CV + 0.5 CVt
COMBINACIÓN 5	1.344 CM + 1.0 Q_E + 1.0 CV
COMBINACIÓN 6	0.756 CM + 1.0 Q_E
COMBINACIÓN 7	1.344 CM + $\Omega_0 Q_E$ + 1.0 CV
COMBINACIÓN 8	0.756 CM + $\Omega_0 Q_E$

4.4. Diseño de pórtico especial a momentos

4.4.1. Materiales

Los materiales para las columnas será acero ASTM A572 Gr. 50:

- $F_y = 3515.00 \text{ kgf/cm}^2$
- $F_u = 4570.0 \text{ kgf/cm}^2$
- $F_{ye} = 3866.50 \text{ kgf/cm}^2$
- $F_{ue} = 5027.00 \text{ kgf/cm}^2$

Los materiales para las vigas principales y correas será ASTM A36:

- $F_y = 2531.05 \text{ kgf/cm}^2$
- $F_u = 4077.80 \text{ kgf/cm}^2$
- $F_{ye} = 3796.58 \text{ kgf/cm}^2$
- $F_{ue} = 4893.36 \text{ kgf/cm}^2$

Se ha optado por este material en las vigas porque su esfuerzo mínimo de fluencia (F_y) es menor al del ASTM A52 Gr. 50 y esto aumenta la longitud de arriostamiento lateral (L_b) y por ende disminuye la cantidad de vigas de transferencia y correas necesarias para evitar el pandeo lateral torsional.

La losa colaborante a utilizar tiene las características señaladas en la figura 4-4.

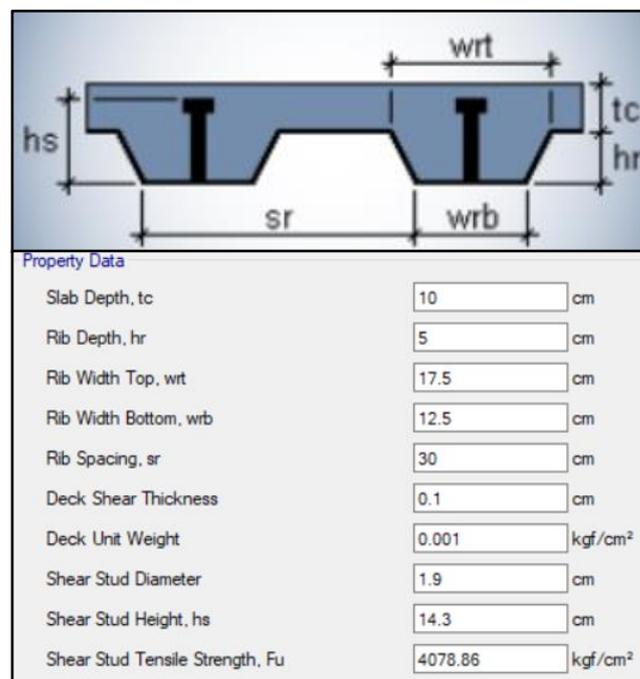


Figura 4-4 Características de la losa colaborante.

Fuente: Elaboración propia.

4.4.2. Secciones de los perfiles

Como se puede observar en la figura 4-1 se utilizaron los siguientes perfiles:

Columnas: HE 450B.

Vigas principales: IPE 300.

Vigas de transferencia: IPE 240.

Correas: IPE 140.

El número de correas y vigas de transferencia está condicionado por la longitud de arriostramiento (L_b). Para pórticos especiales a momentos el AISC 341-10 define $L_b \leq 0.086 r_y \frac{E}{F_y}$ para garantizar que las vigas desarrollen momento plástico. Al utilizar acero ASTM A36 y un perfil IPE 300 la longitud de arriostramiento lateral es:

$$L_b \leq 0.086(3.35cm) \left(\frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{2531.05 \text{ kg/cm}^2} \right)$$

$$L_b \leq 2.39 \text{ m}$$

La luz libre de las vigas es 4.55m y se debe colocar mínimo 1 viga de transferencia para que la longitud entre arriostramiento laterales sea 2.275m.

4.4.3. Cálculo del cortante basal

La NEC-SE-DS 2015 permite utilizar un cortante basal proveniente de un análisis dinámico siempre y cuando este no sea mayor al 80% cortante basal proveniente de un análisis estático.

El cortante basal estático corresponde a la ecuación $V = \frac{I S_a}{R \phi_P \phi_E} W$. Al ser una estructura de uso residencial el factor de importancia $I = 1.0$, el factor de respuesta sísmica de los pórticos especiales a momentos es $R = 8$, los coeficientes de regularidad tanto en planta (ϕ_P) como en elevación (ϕ_E) son 1 porque no presentan ninguna de las irregularidades mencionadas en la sección 2.3.3, la carga sísmica reactiva (W) fue obtenida del software ETABS y es 929930.12 kgf, como se muestra en la figura 4-5.

Base Reactions				
⏪ ⏩ 6 de 23 ⏪ ⏩ Reload Apply				
	Load Case/Combo	FX kgf	FY kgf	FZ kgf
	CM	0	0	929930.12

Figura 4-5 Carga sísmica reactiva del pórtico a momentos.

Fuente: Elaboración propia.

La aceleración (S_a) está en función del periodo fundamental de la estructura y su valor está dado por la ecuación II-4, por ende:

$$T = C_T h_n^\alpha$$

$$T = 0.072 (13.6)^{0.8}$$

$$T = 0.58 \text{ seg}$$

Una vez conocido el periodo fundamental de la estructura y utilizando el espectro elástico de diseño de la figura 4-3 obtenemos que el valor de $S_a = 0.72g$.

Por consiguiente el cortante basal estático es:

$$V = \frac{I S_a}{R \phi_P \phi_E} W$$

$$V = \frac{1 (0.72)}{8 (1)(1)} (929\ 930.12)$$

$$V = 83\ 693.71 \text{ kgf}$$

En el software ETABS se utiliza un análisis dinámico y el cortante basal, tanto en la dirección X como en Y es 67 141.18 kgf (figura 4-6).

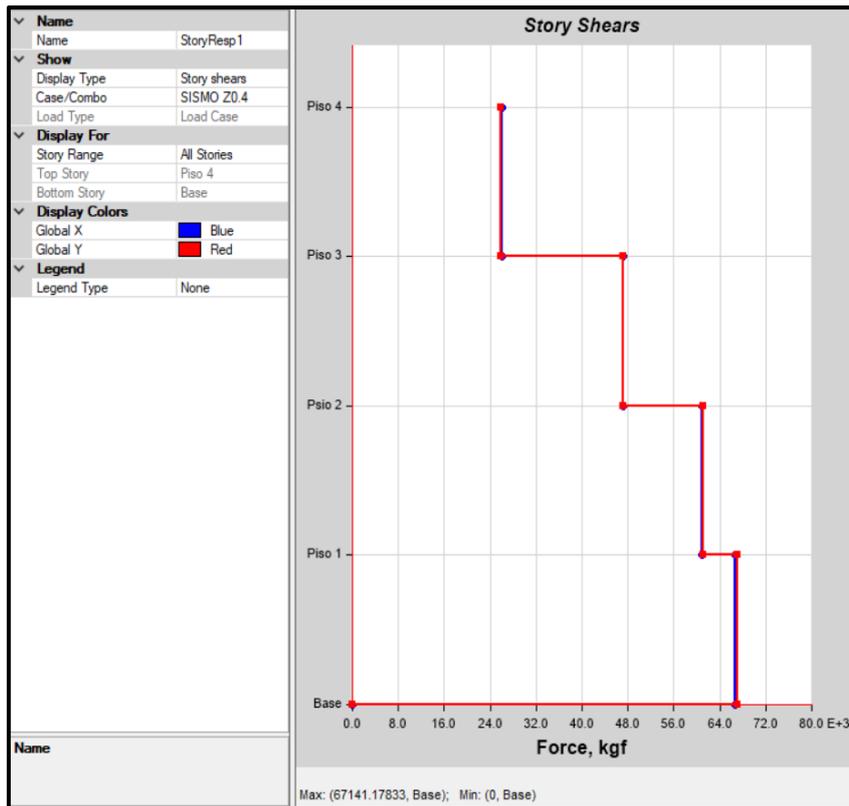


Figura 4-6 Cortante basal dinámico del pórtico a momentos.

Fuente: Elaboración propia.

Según lo estipulado en la NEC-SE-DS 2015 se debe verificar que el corte basal dinámico sea mayor o igual al 80% del corte basal estático:

$$V_{DINÁMICO} \geq 80\% V$$

$$67\,141.18 \text{ kgf} \geq 0.8 (83\,693.71) \text{ kgf}$$

$$67\,141.18 \text{ kgf} \geq 66\,954.97 \text{ kgf}$$

4.4.4. Masa participativa

Otro requerimiento de esta normativa es que la masa participativa proveniente del análisis modal de la estructura alcance el 90%, lo cual es alcanzado en el modo 5 como se puede observar en la figura 4-7.

	Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
▶	Modal	1	1.003	0	0.7942	0	0	0.7942
	Modal	2	0.922	0.7875	0	0	0.7875	0.7942
	Modal	3	0.76	0	0	0	0.7875	0.7942
	Modal	4	0.285	0	0.1333	0	0.7875	0.9275
	Modal	5	0.255	0.1382	0	0	0.9257	0.9275
	Modal	6	0.208	0	0	0	0.9257	0.9275
	Modal	7	0.138	0	0.0548	0	0.9257	0.9823
	Modal	8	0.121	0.0563	0	0	0.982	0.9823
	Modal	9	0.097	0	0	0	0.982	0.9823
	Modal	10	0.089	0	0.0177	0	0.982	1
	Modal	11	0.077	0.018	0	0	1	1
	Modal	12	0.061	0	0	0	1	1

Figura 4-7 Masa participativa del pórtico a momentos.

Fuente: Elaboración Propia.

4.4.5. Desplazamientos y derivas inelásticas de entrepisos

La última exigencia del diseño sismo resistente de esta normativa es que la deriva de pisos sea menor o igual al 2%. En la figura 4-8 y tabla 4-3 se observan los desplazamientos de cada piso tanto en la dirección X como en Y y en la figura 4-9 y tabla 4-4 las derivas inelásticas considerando el factor de reducción sísmica $R=8$, como se explica en la sección 2.3.6.

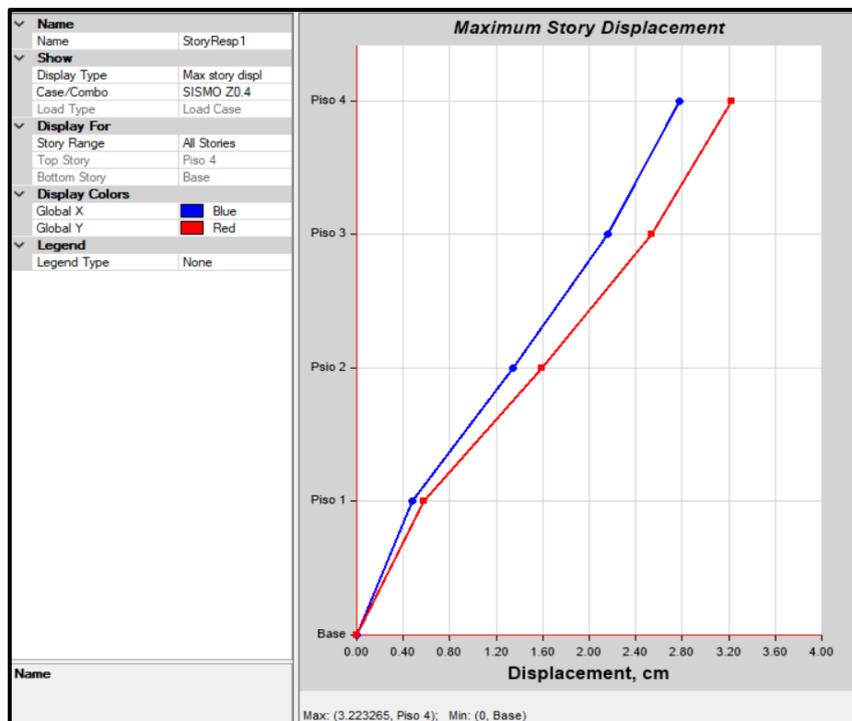


Figura 4-8 Desplazamiento del pórtico especial a momentos debido a la carga sísmica.

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4-3 Desplazamiento del pórtico especial a momentos debido a la carga sísmica.
Fuente: Elaboración propia.

Piso	Elevación cm	Localización	Dir-X cm	Dir-Y cm
Piso 4	1360	Tope	2.77	3.22
Piso 3	1020	Tope	2.16	2.54
Piso 2	680	Tope	1.34	1.59
Piso 1	340	Tope	0.48	0.58
Base	0	Tope	0.00	0.00

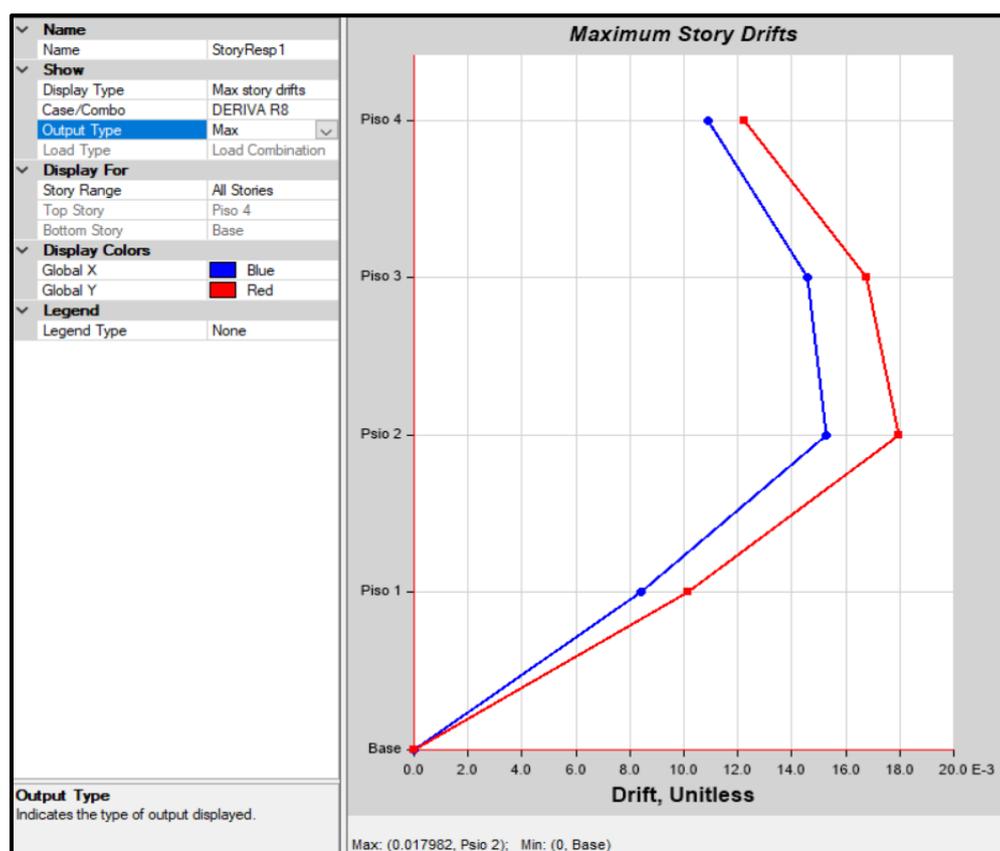


Figura 4-9 Deriva inelástica del pórtico a momentos debido a la carga sísmica.

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4-4 Deriva inelástica del pórtico especial a momentos debido a la carga sísmica.
Fuente: Elaboración propia.

Piso	Elevación cm	Localización	Dir-X %	Dir-Y %
Piso 4	1360	Tope	1.09	1.22
Piso 3	1020	Tope	1.46	1.68
Piso 2	680	Tope	1.53	1.80
Piso 1	340	Tope	0.84	1.02
Base	0	Tope	0.00	0.00

4.4.6. Relación demanda/capacidad de los elementos estructurales

El diseño sismo de los elementos estructurales para pórticos especiales a momentos debe cumplir con lo especificado en las secciones 3.4 y 3.5, esto es evitar el pandeo local de cada elemento, determinar la resistencia a flexión y corte en las vigas, la resistencia a flexo compresión de las columnas y que se cumpla el criterio columna fuerte - viga débil.

En las figuras 4-10 a 4-13 se muestra la relación demanda capacidad de las vigas del piso 1 al piso 4 respectivamente, utilizando las combinaciones de carga 1, 2, 3, 4, 5 y 6. Se evidencia que la resistencia de estos elementos es competente ya que su valor es menor a 1.

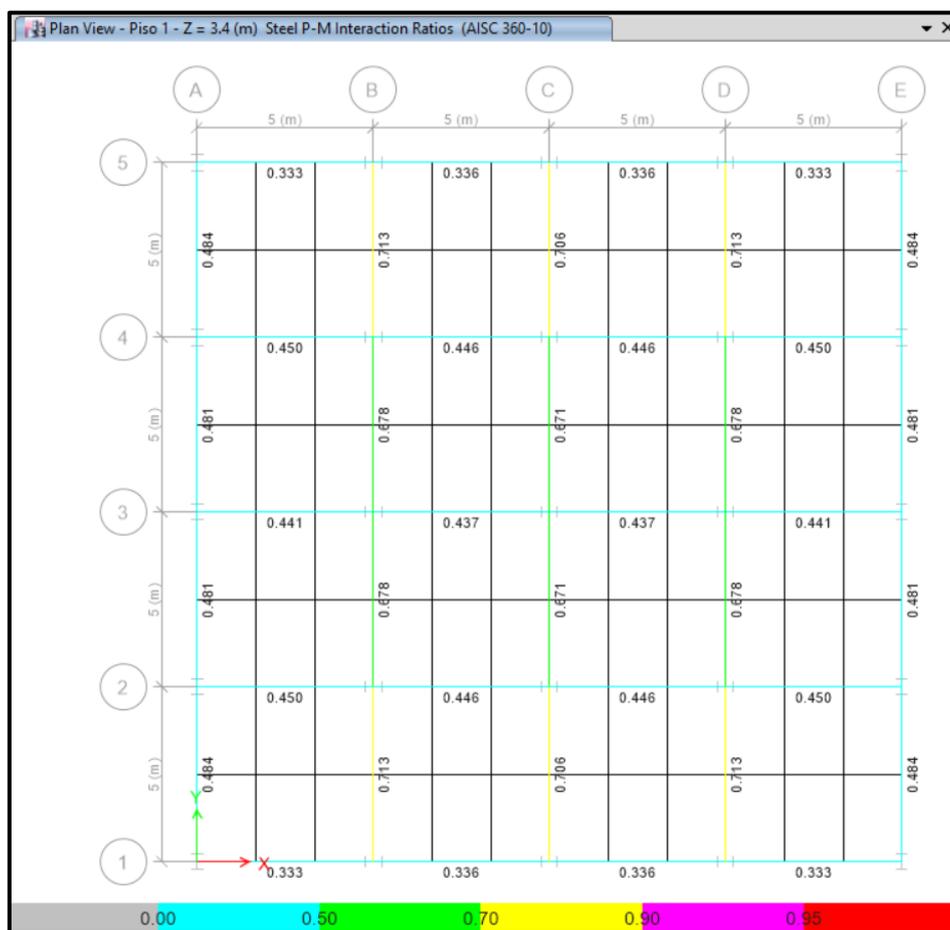


Figura 4-10 Relación demanda capacidad de las vigas en el piso 1.

Fuente: Elaboración propia.

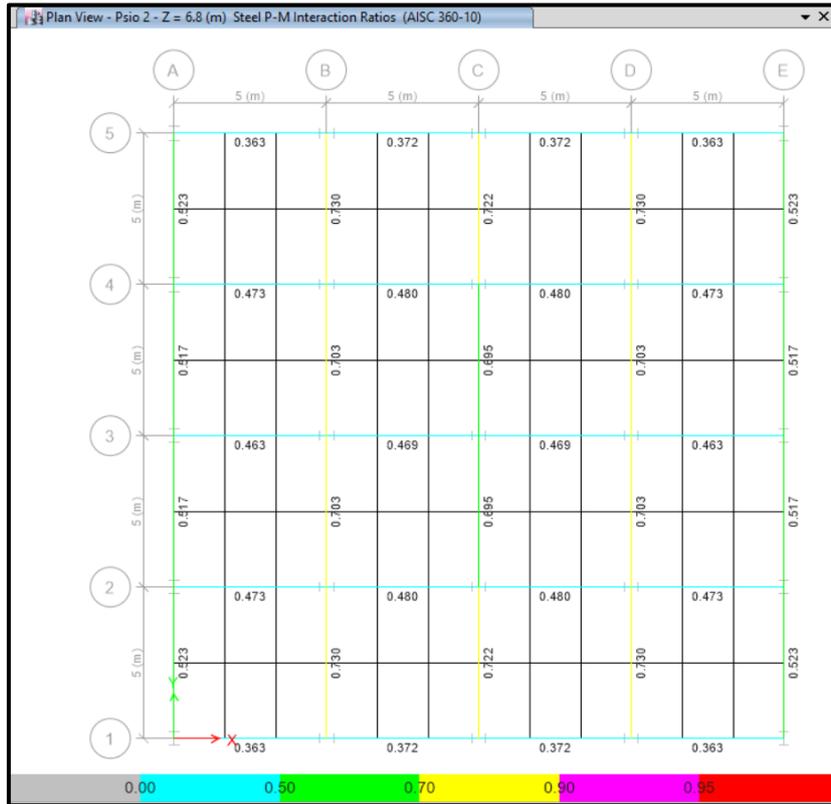


Figura 4-11 Relación demanda – capacidad de las vigas en el piso 2.

Fuente: Elaboración propia.

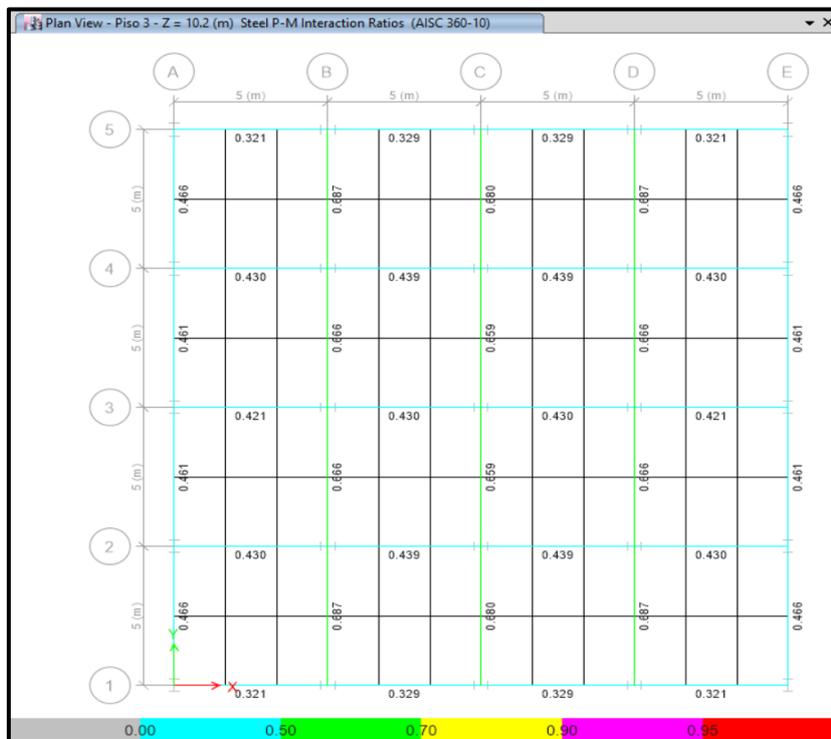


Figura 4-12 Relación demanda – capacidad de las vigas en el piso 3.

Fuente: Elaboración propia.

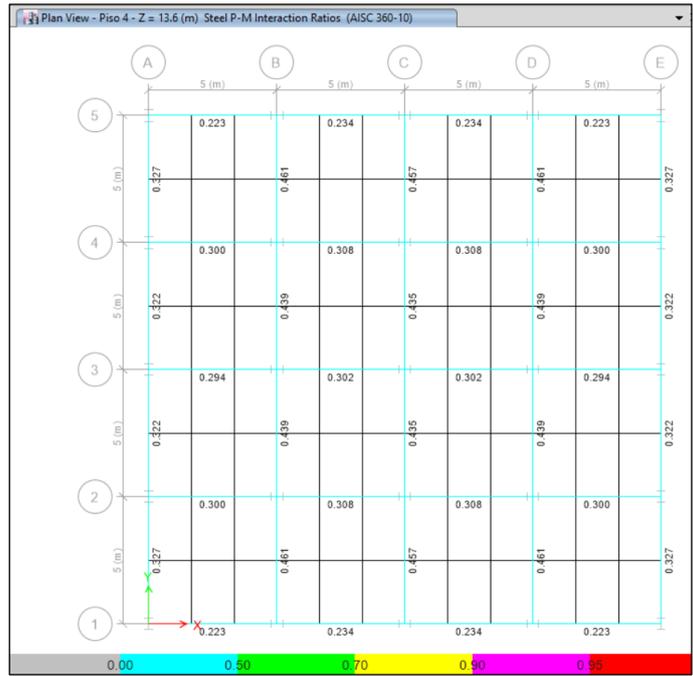


Figura 4-13 Relación demanda – capacidad de las vigas en el piso 4.

Fuente: Elaboración propia.

Se verifica que la relación demanda - capacidad de las columnas sea menor a 1, utilizando las combinaciones de carga 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7 y 8, como se muestra en las figuras 4-14 a 4-18. Se incluye las combinaciones 7 y 8 porque las columnas deben diseñarse con sobre resistencia para garantizar que permanezcan en el rango.



Figura 4-14 Relación demanda – capacidad de las columnas en el eje 1

Fuente: Elaboración propia.



Figura 4-15 Relación demanda – capacidad de las columnas en el eje 2.

Fuente: Elaboración propia.



Figura 4-16 Relación demanda – capacidad de las columnas en el eje 3.

Fuente: Elaboración propia.



Figura 4-17 Relación demanda – capacidad de las columnas en el eje 4.

Fuente: Elaboración propia.



Figura 4-18 Relación demanda – capacidad de las columnas en el eje 5.

Fuente: Elaboración propia.

Seguendo los lineamientos del AISC 341-10 se procede a verificar que se cumpla el principio columna fuerte – viga débil $\left(\frac{\sum M^*_{pb}}{\sum M^*_{pc}} < 1.0\right)$, como se explica en la sección 3.4. Los resultados deben ser menor a 1 porque la columna debe ser más fuerte que la viga para garantizar que las columnas soporten de manera elástica los esfuerzos producidos por las vigas cuando estas incurrieren en el rango inelástico.

En las figuras 4-19 a 4-23 en el lado izquierdo de cada columna muestra la relación de capacidad viga-columna en el eje menor y en el lado derecho la del eje mayor.

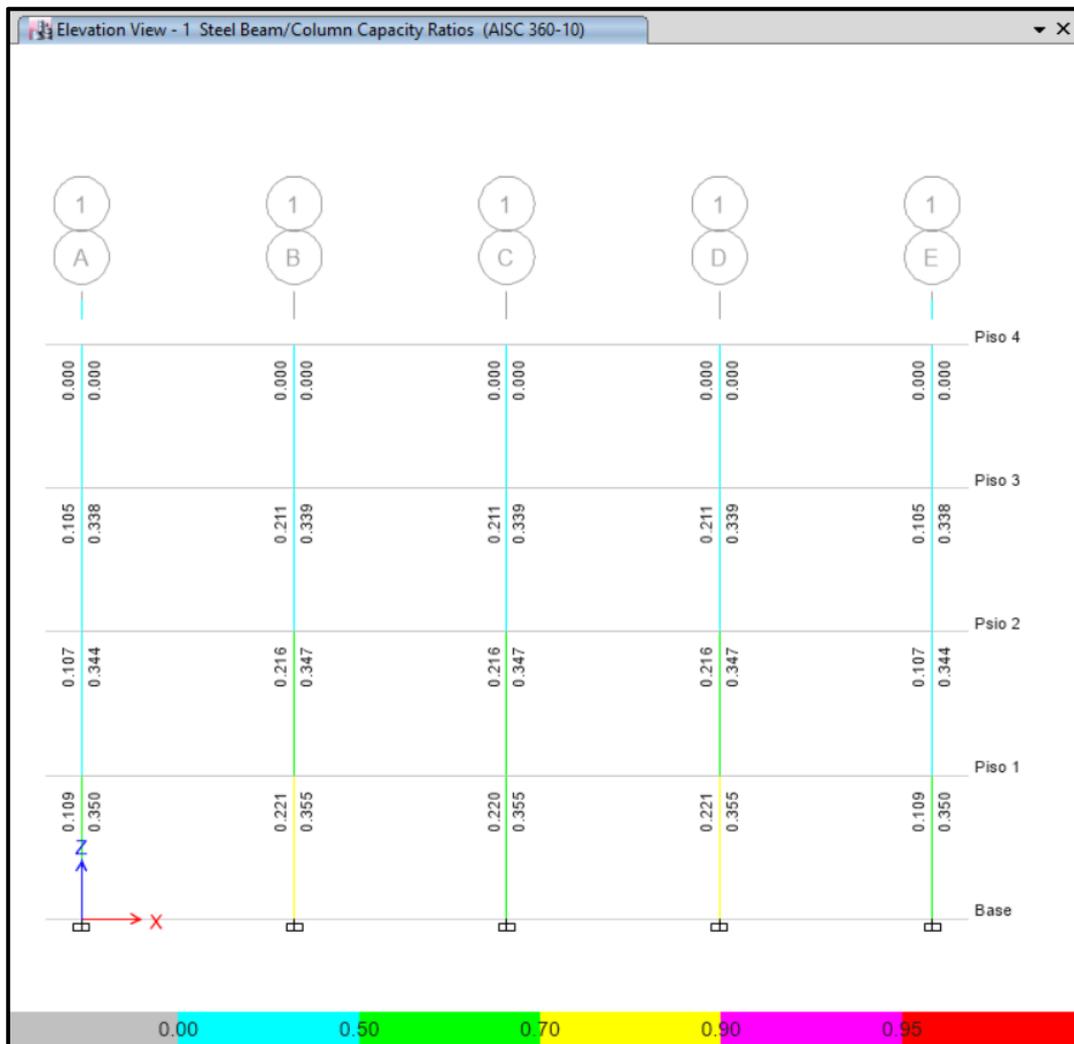


Figura 4-19 Relación de capacidad viga – columna en el eje 1.

Fuente: Elaboración Propia.

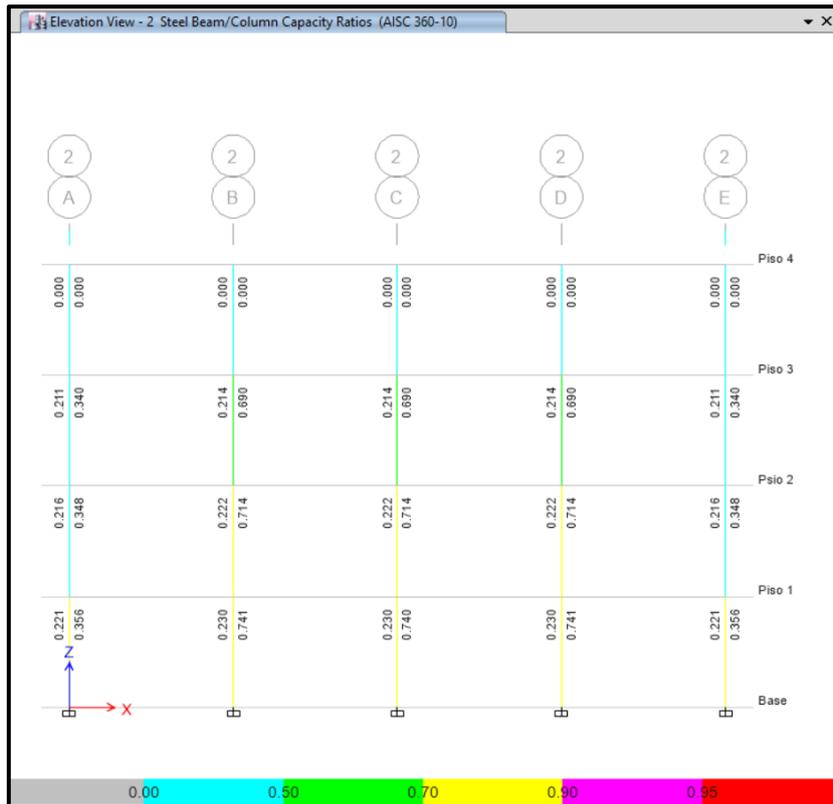


Figura 4-20 Relación de capacidad viga – columna en el eje 2.
Fuente: Elaboración Propia.

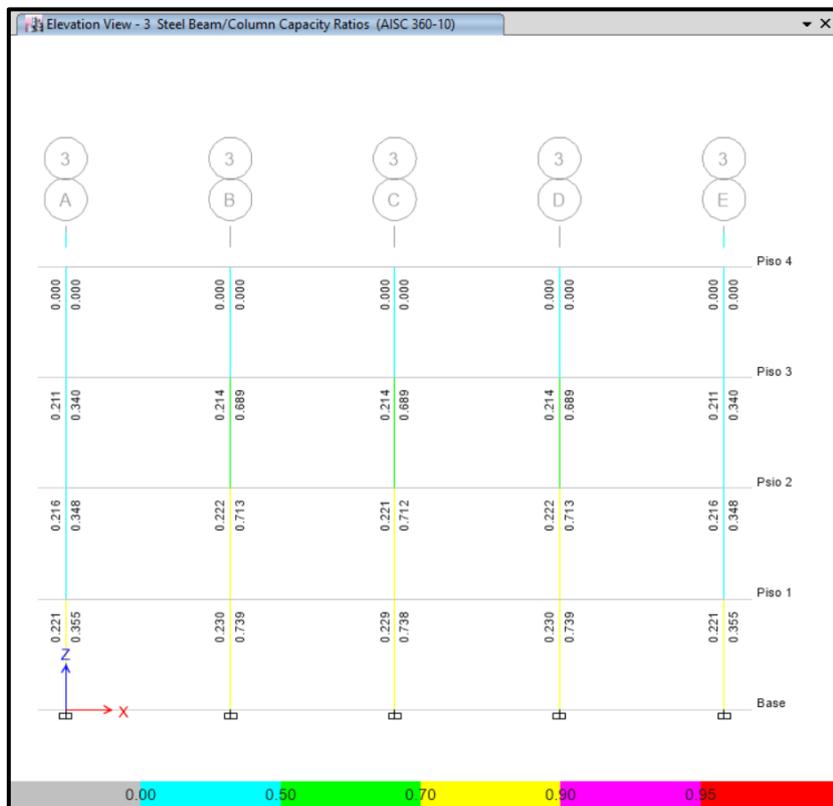


Figura 4-21 Relación de capacidad viga – columna en el eje 3.
Fuente: Elaboración Propia.

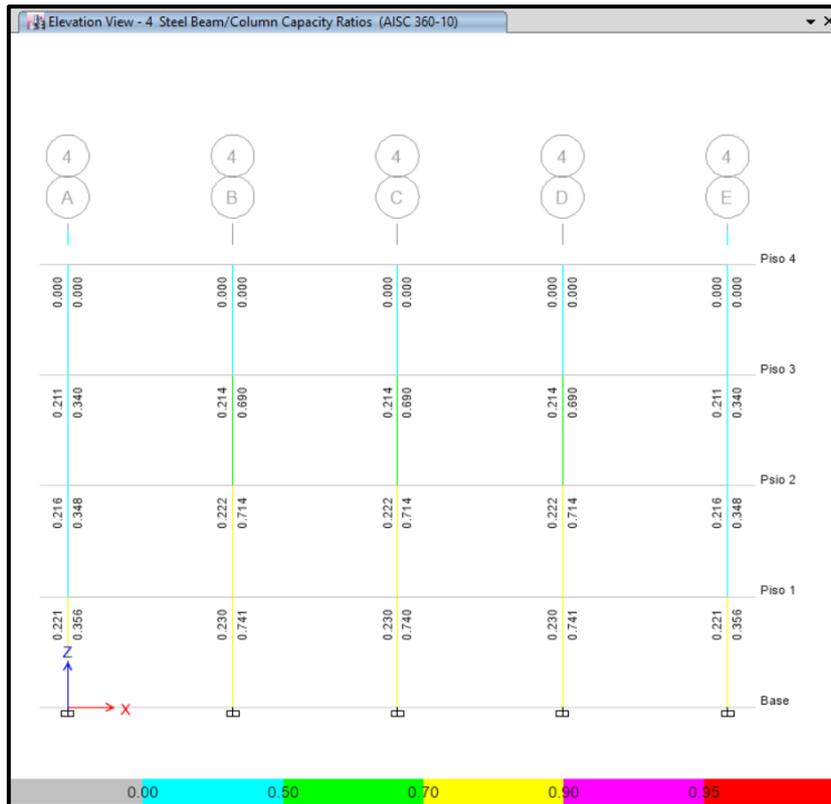


Figura 4-22 Relación de capacidad viga – columna en el eje 4.

Fuente: Elaboración Propia.

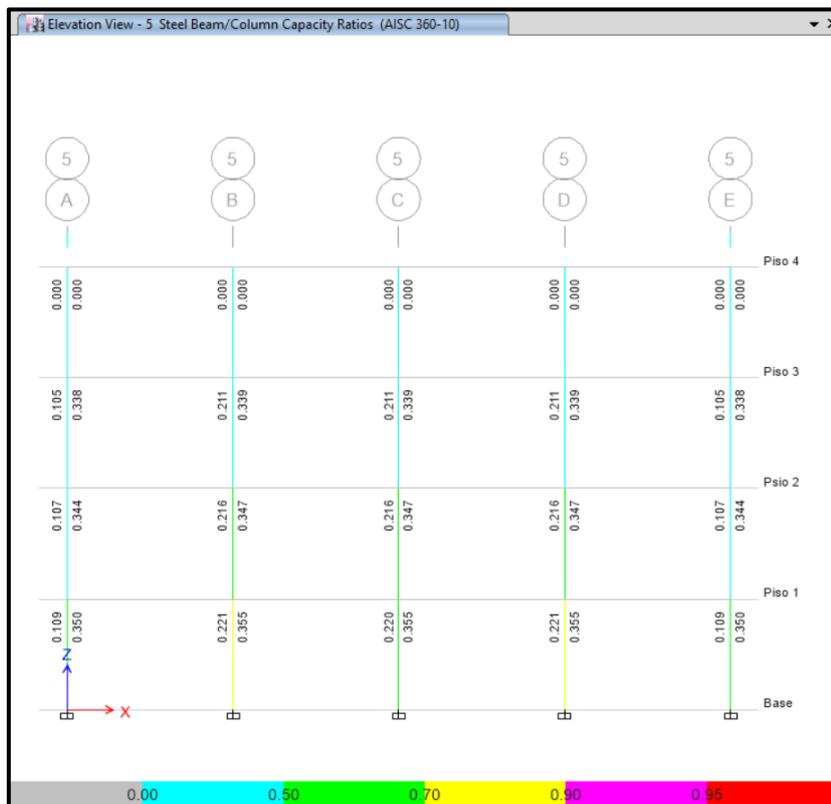


Figura 4-23 Relación de capacidad viga – columna en el eje 5.

Fuente: Elaboración Propia.

4.5. Diseño de pórtico con arriostramiento excéntrico

4.5.1. Materiales

Los materiales para las columnas y arriostramientos diagonales será acero ASTM A52 Gr. 50:

- $F_y = 3515.00 \text{ kgf/cm}^2$
- $F_u = 4570.0 \text{ kgf/cm}^2$
- $F_{ye} = 3866.50 \text{ kgf/cm}^2$
- $F_{ue} = 5027.00 \text{ kgf/cm}^2$

Los materiales para las vigas principales, vigas de transferencia y correas será ASTM A36:

- $F_y = 2531.05 \text{ kgf/cm}^2$
- $F_u = 4077.80 \text{ kgf/cm}^2$
- $F_{ye} = 3796.58 \text{ kgf/cm}^2$
- $F_{ue} = 4893.36 \text{ kgf/cm}^2$

La losa colaborante a utilizar tiene las mismas características que la del pórtico especial a momentos (figura 4-4).

4.5.2. Secciones de los perfiles

Como se puede observar en la figura 4-2 se utilizaron los siguientes perfiles:

Columnas: HE 320B.

Arriostres diagonales: HE 320B.

Vigas principales y enlace: IPE 300.

Vigas de transferencia: IPE 140.

Correas: IPE 200.

Arriostres laterales de enlace: IPE 180.

El número de correas y vigas de transferencia está condicionado por la longitud de arriostramiento (L_b). Para pórticos con arriostramiento excéntrico el AISC 341-10 define $L_b \leq 0.17 r_y \frac{E}{F_y}$. Al utilizar acero ASTM A36 y un perfil IPE 300 la longitud de arriostramiento lateral es:

$$L_b \leq 0.17(3.35\text{cm}) \left(\frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{2531.05 \text{ kg/cm}^2} \right)$$

$$L_b \leq 4.72 \text{ m}$$

La luz libre de las vigas en los pórticos de los ejes A y E es 4.68m por lo tanto no es necesario colocar vigas de transferencia pero para las vigas de los pórticos B, C y D la luz libre es 4.68m, por ende se debe colocar mínimo 1 viga de transferencia para que la longitud entre arriostramiento laterales cumpla con el L_b especificado en la normativa. Para todos los pisos se colocan 2 correas con la finalidad de soportar las cargas gravitacionales de la losa.

4.5.3. Cálculo del cortante basal

El cortante basal estático para esta estructura es similar al del pórtico especial a momentos, la única diferencia es la carga sísmica reactiva (W), la cual fue obtenida del software ETABS y su valor es 945 536.72 kgf, como se muestra en la figura 4-24.

Base Reactions				
<< < 1 de 23 > >> Reload Apply				
	Load Case/Combo	FX kgf	FY kgf	FZ kgf
>	CM	0	0	945536.72

Figura 4-24 Carga sísmica reactiva del pórtico con arriostramiento excéntrico.
Fuente: Elaboración propia.

El periodo fundamental de la estructura es:

$$T = C_T h_n^\alpha$$

$$T = 0.073 (13.6)^{0.75}$$

$$T = 0.52 \text{ seg}$$

Al utilizar el espectro elástico de diseño de la figura 4-3 y el periodo $T = 0.52$ seg obtenemos que el valor de $S_a = 0.72g$.

Por consiguiente el cortante basal estático es:

$$V = \frac{I S_a}{R \phi_P \phi_E} W$$

$$V = \frac{1 (0.72)}{8 (1)(1)} (945\ 536.72)$$

$$V = 85\ 098.30\ kgf$$

En el software ETABS se utiliza un análisis dinámico y el cortante basal, tanto en la dirección X como en Y es 71 666.59 kgf (figura 4-25).

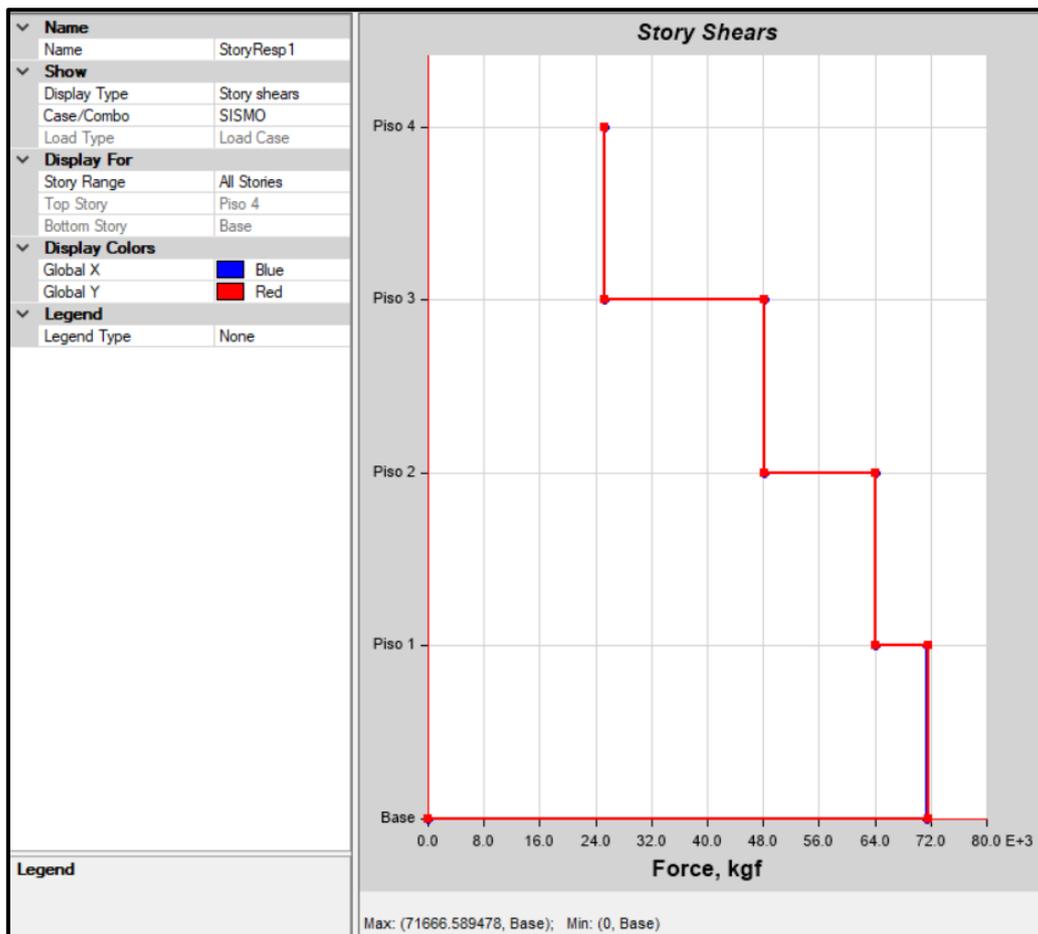


Figura 4-25 Cortante basal dinámico del pórtico con arriostramiento excéntrico.

Fuente: Elaboración propia.

Se revisa que el corte basal dinámica sea mayor o igual al 80% del corte basal estático:

$$V_{DINÁMICO} \geq 80\% V$$

$$71\ 666.59\ kgf \geq 0.8 (85\ 098.30)kgf$$

$$71\ 666.59\ kgf \geq 68078.64\ kgf$$

4.5.4. Masa participativa

La masa participativa de la estructura alcanza el 90% en el modo 5 como se puede observar en la figura 4-26.

Modal Participating Mass Ratios								
Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	
Modal	1	0.565	0	0.8412	0	0	0.8412	
Modal	2	0.555	0.8386	0	0	0.8386	0.8412	
Modal	3	0.359	0	0	0	0.8386	0.8412	
Modal	4	0.188	0	0.1088	0	0.8386	0.95	
Modal	5	0.184	0.11	0	0	0.9486	0.95	
Modal	6	0.121	0	0	0	0.9486	0.95	
Modal	7	0.11	0	0.0384	0	0.9486	0.9885	
Modal	8	0.106	0.0395	0	0	0.9881	0.9885	
Modal	9	0.081	0	0.0115	0	0.9881	1	
Modal	10	0.078	0.0119	0	0	1	1	
Modal	11	0.071	0	0	0	1	1	
Modal	12	0.053	0	0	0	1	1	

Figura 4-26 Masa participativa del pórtico con arriostramiento excéntrico.

Fuente: Elaboración propia.

4.5.5. Desplazamientos y derivas inelásticas de entrepisos

En la figura 4-27 y tabla 4-28 se observan los desplazamientos de cada piso tanto en la dirección X como en Y.

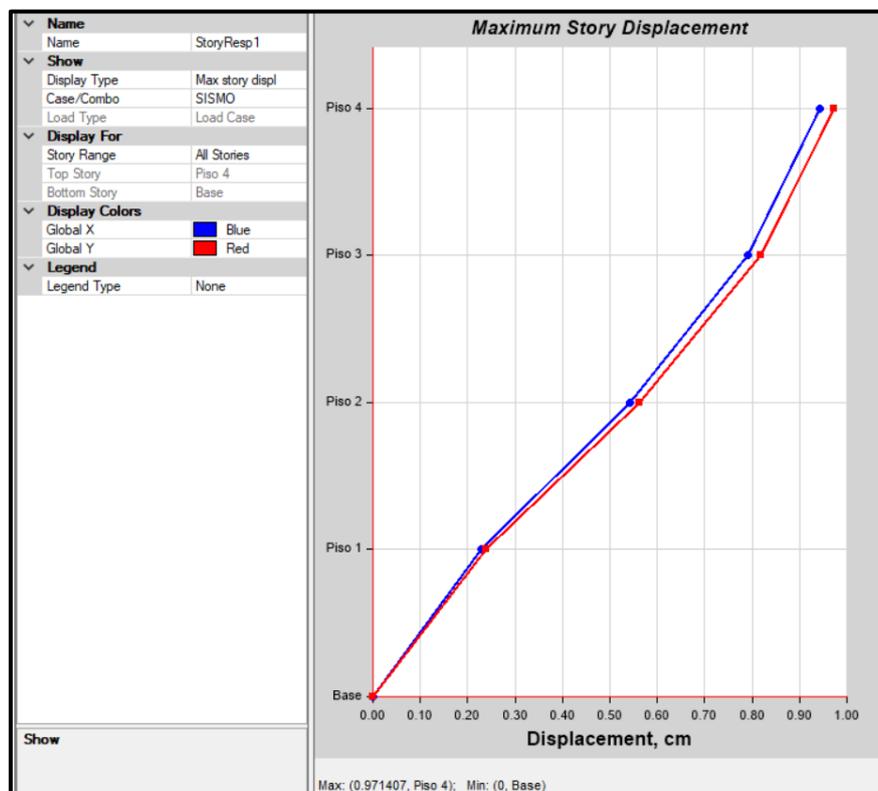


Figura 4-27 Desplazamiento del pórtico con arriostramiento excéntrico debido a la carga sísmica.

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4-5 Desplazamiento del pórtico con arriostramiento excéntrico debido a la carga sísmica.
Fuente: *Elaboración propia.*

Piso	Elevación cm	Localización	Dir-X cm	Dir-Y cm
Piso 4	1360	Tope	0.94	0.97
Piso 3	1020	Tope	0.79	0.82
Piso 2	680	Tope	0.54	0.56
Piso 1	340	Tope	0.23	0.24
Base	0	Tope	0.00	0.00

En la figura 4-14 y tabla 4-6 se muestran las derivas inelásticas, las cuales son menores al 2%, valor máximo que estipula la NEC-SE-DS 2015.

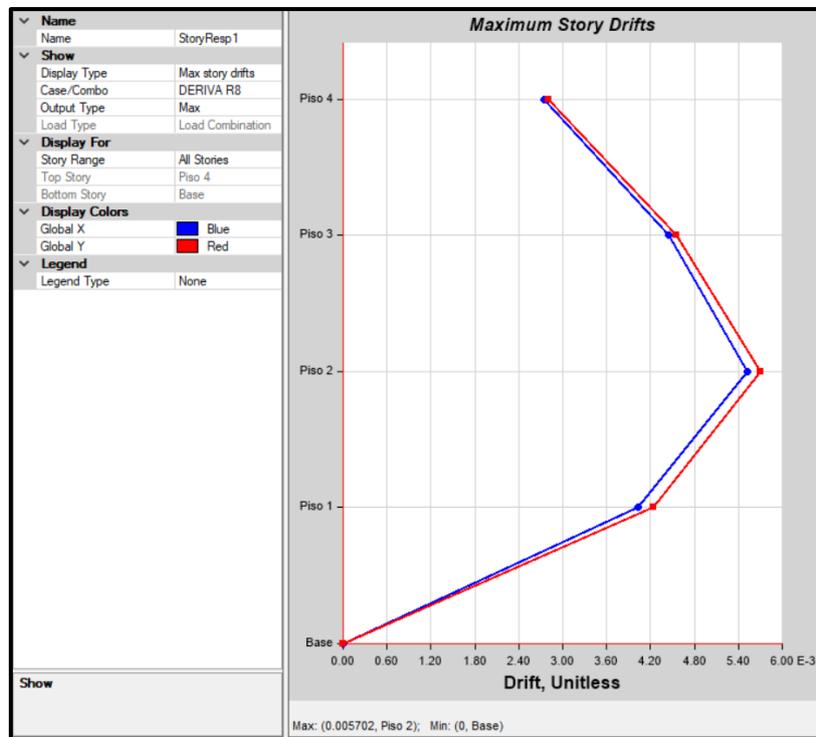


Figura 4-28 Deriva inelástica del pórtico con arriostramiento excéntrico debido a la carga sísmica.
Fuente: *Elaboración propia.*

Tabla 4-6 Deriva inelástica del pórtico con arriostramiento excéntrico debido a la carga sísmica.
Fuente: *Elaboración propia.*

Piso	Elevación cm	Localización	Dir-X %	Dir-Y %
Piso 4	1360	Tope	0.28	0.28
Piso 3	1020	Tope	0.44	0.46
Piso 2	680	Tope	0.55	0.57
Piso 1	340	Tope	0.40	0.42
Base	0	Tope	0.00	0.00

4.5.6. Relación demanda/capacidad de los elementos estructurales

Los elementos estructurales de los pórticos con arriostramiento excéntrico deben ser diseñados teniendo varias consideraciones especiales:

Diseño del enlace

En primer lugar se debe determinar si el enlace es corto (falla por corte) o largo (falla por flexión) y para ello se debe determinar la longitud crítica (e_{crit}). Si la longitud del enlace es mayor a e_{crit} el enlace desarrollará fluencia por flexión, caso contrario fluencia por corte.

A continuación se muestran los datos del material y las propiedades del perfil:

Viga			Material	
Perfil IPE 300			Acero ASTM A36	
d	= 30	cm	Altura del perfil	Fy = 2530 kg/cm ²
b_f	= 15	cm	Ancho de las alas	Fu = 4077.8 kg/cm ²
t_w	= 0.71	cm	Espesor del alma	Ry = 1.5
t_f	= 1.07	cm	Espesor de las alas	Ru = 1.2
A	= 53.8	cm ²	Área del perfil	E = 2100000 kg/cm ²
Z_x	= 628	cm ³	Módulo plástico del perfil	

Siendo la longitud del enlace de esta estructura $e = 1.50 \text{ m}$ se procede a establecer el e_{crit} y para ello es necesario determinar el área del alma del perfil (A_{tw}), el corte plástico (V_p) y el momento plástico (M_p):

$$\begin{aligned}
 A_{tw} &= (d - 2t_f)(t_w) = 19.78 \text{ cm}^2 \\
 V_p &= 0.6 Fy A_{tw} = 30\,027 \text{ kg} \\
 M_p &= Fy Z_x = 15\,888 \text{ kg-m} \\
 e_{crit} &= 2M_p/V_p = 1.06 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Al ser $e < e_{crit}$ la resistencia a corte del perfil es:

$$\begin{aligned}
 V_n &= 2M_p/e = 21\,184.53 \text{ kg} \\
 \phi_v V_n &= 0.9 V_n = 19\,066.08 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Se verifica que la rotación inelástica del enlace (γ_p) no exceda la máxima rotación permisible (γ_{pmax}).

Siendo la luz del pórtico $L = 5.0 \text{ m}$ y la máxima deriva inelástica obtenida de la tabla 4-6 $\theta_p = 0.0057$. La rotación inelástica del enlace es:

$$\gamma_p = \theta_p \frac{L}{e}$$

$$\gamma_p = 0.0190 \text{ rad}$$

El γ_{pmax} depende si el enlace es corto, intermedio o largo:

Se considera enlace corto cuando:	$e \leq 1.6 M_p/V_p$ $e \leq 0.85 \text{ m}$	Para ello su	$\gamma_{pmax} = 0.080 \text{ rad}$
Se considera enlace largo cuando:	$e \geq 2.6 M_p/V_p$ $e \geq 1.38 \text{ m}$	Para ello su	$\gamma_{pmax} = 0.020 \text{ rad}$
Se considera enlace intermedio cuando:	$1.6 M_p/V_p < e < 2.6 M_p/V_p$ $0.85 \text{ m} < e < 1.38 \text{ m}$	Para ello su	$\gamma_{pmax} =$ interpolación lineal

Al ser $e = 1.50 \text{ m}$ se considera un enlace largo y por ende $\gamma_{pmax} = 0.020 \text{ rad}$. Se verifica que:

$$\gamma_p \leq \gamma_{pmax}$$

$$0.0190 \text{ rad} \leq 0.0200 \text{ rad}$$

Por último se deben colocar rigidizadores extremos e intermedios en ambos lados del alma del enlace y estos deben tener la misma altura que el alma. Como se explica en la sección 3.6 los enlaces largos deben tener un rigidizador en cada extremo y dos rigidizadores intermedios separados a una distancia $S_{max} = 1.5 b_f = 22.5 \text{ cm}$ como se muestra en la figura (4-29).

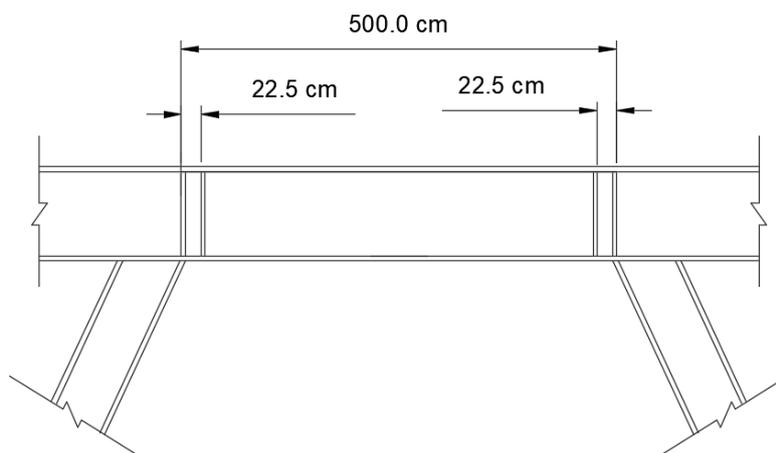


Figura 4-29 Separación de rigidizadores.

Fuente: Elaboración propia.

La dimensión de cada rigidizadores es:

$$\begin{aligned} \text{Ancho M\u00ednimo } w_s &= b_f/2 - t_w = 6.80 \text{ cm} \\ \text{Espesor M\u00ednimo } t_s &= 0.75 t_w \geq 1 \text{ cm} = 1 \text{ cm} \end{aligned}$$

Diseño de los arriostramientos laterales del enlace

Como se puede observar en la figura 4-2 los arriostres laterales de los enlaces en los pórticos A y E es un perfil IPE 180 de longitud $L = 1.67 \text{ m}$ y para los pórticos 1 y 5 es un IPE 200 de $L = 5.0 \text{ m}$.

La resistencia axial requerida de los arriostres laterales (P_b) depende de la resistencia flexión del enlace (M_r) y la distancia entre los centroides de las alas del enlace (h_o):

$$\begin{aligned} M_r &= R_y F_y Z_x &&= 23\,832.60 \text{ kg-m} \\ h_o &= d - t_f &&= 28.93 \text{ cm} \\ P_b &= 0.06 M_r / h_o &&= 4\,942.81 \text{ kg} \end{aligned}$$

Se revisa que la resistencia axial minorada de los arriostres sea mayor o igual a la resistencia axial requerida ($\phi P_n \geq P_b$), para ello se debe aplicar lo explicado en la sección 3.4.1:

Perfil IPE 180 ($L=1.67 \text{ m}$, $A_g = 23.9 \text{ cm}^2$ y $r_y=2.06 \text{ cm}$)

$$\text{Parámetro de esbeltez} \quad \lambda_c = \left(\frac{KL}{r_y} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \right) \quad 0.8958$$

$$\text{Al ser } \lambda_c < 1.5 \quad F_{cr} = (0.658)^{\lambda_c^2} F_y \quad 1\,808.30 \text{ kg}$$

$$\text{La resistencia nominal a compresión} \quad \phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g \quad 38\,896.50 \text{ kg}$$

Perfil IPE 200 ($L=5.0 \text{ m}$, $A_g = 28.5 \text{ cm}^2$ y $r_y=2.23 \text{ cm}$)

$$\text{Parámetro de esbeltez} \quad \lambda_c = \left(\frac{KL}{r_y} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \right) \quad 2.4749$$

$$\text{Al ser } \lambda_c > 1.5 \quad F_{cr} = \frac{0.877}{\lambda_c^2} F_y \quad 362.26 \text{ kg}$$

$$\text{La resistencia nominal a compresión} \quad \phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g \quad 9\,292.01 \text{ kg}$$

Ambos perfiles, tanto los IPE 180 como los IPE 200, cumplen con la resistencia requerida para ser utilizados como arriostres laterales, ya que se cumple la desigualdad $\phi P_n \geq P_b$.

Diseño de los arriostramientos diagonales

A continuación se muestran los datos del material y las propiedades del perfil:

Arriostre diagonal

HE 320B

d	= 32	cm	Altura del perfil
b_f	= 32	cm	Ancho de las alas
t_w	= 1.15	cm	Espesor del alma
t_f	= 2.05	cm	Espesor de las alas
A	= 161.3	cm ²	Área del perfil
Z_x	= 2149	cm ³	Módulo plástico del perfil

Material

Acero ASTM A572 Gr. 50

F_y	= 3515.35	kg/cm ²
F_u	= 4569.95	kg/cm ²
R_y	= 1.1	
R_u	= 1.1	
E	= 2100000	kg/cm ²

Siguiendo los lineamientos del AISC 341-10 se debe asumir que actúa un corte máximo probable (V_{MP}) en el centro del enlase, posteriormente mediante equilibrio de fuerzas se determina la fuerza axial máxima probable (P_{MP}), como se muestra en la figura 4-30.

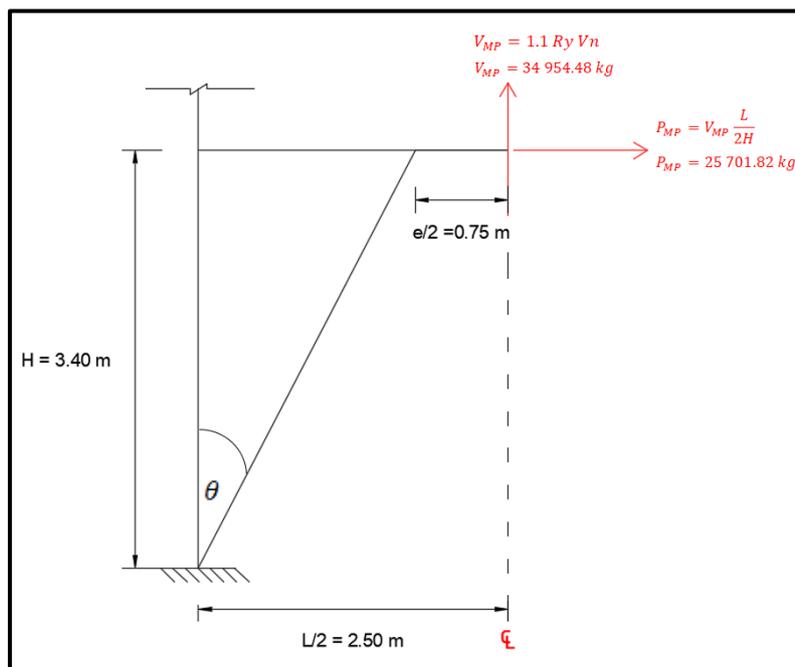


Figura 4-30 Diagrama de cuerpo libre de fuerzas actuantes en el enlase.

Fuente: Elaboración propia.

De igual manera se puede calcular el momento que ocurre en el extremo del enlase:

$$M_{enlace} = V_{MP} \frac{e}{2}$$

$$M_{enlace} = 1.1 R_y V_n \frac{e}{2}$$

$$M_{enlace} = 34\,954.48 \left(\frac{1.5 \text{ m}}{2} \right)$$

$$M_{enlace} = 26\,215.86 \text{ kg} - \text{m}$$

Se calcula el módulo de rigidez (S) de la viga fuera del enlace y del arriostamiento diagonal para poder determinar el factor de distribución (F_d) de ambos elementos, y así conocer qué porcentaje del momento en el extremo del enlace es transmitido a la viga fuera del enlace y al arriostamiento diagonal:

Viga fuera del enlace

Perfil IPE 300 ($L = 1.75m$ e $I_x = 8\,356cm^4$)

$$S = \left(\frac{E I_x}{L}\right) = 1\,002\,720.00 \text{ kg-m}$$

Arriostre diagonal

Perfil HE 320B ($L=0.85(\sqrt{3.4^2 + 1.75^2}) = 3.25$ m e $I_x = 30\,820\,cm^4$)

$$S = \left(\frac{E I_x}{L}\right) = 1\,991\,233.49 \text{ kg-m}$$

Factor de distribución

Factor de distribución del arriostamiento diagonal

$$F_d = \left(\frac{S_{arriostre}}{S_{arriostre} + S_{viga}}\right) = 0.67$$

Factor de distribución de la viga fuera del enlace

$$F_d = \left(\frac{S_{viga}}{S_{viga} + S_{arriostre}}\right) = 0.37$$

Una vez determinado el F_d del arriostamiento diagonal se puede conocer qué porcentaje del momento en el extremo del enlace se transmite a este elemento, así como también la fuerza axial:

Fuerza a flexión
Momento último en el arriostre

$$M_u = M_{enlace} F_d = 14\,435.77 \text{ kg-m}$$

Fuerza axial
Ángulo entre la columna y el arriostre diagonal

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{H}{\frac{L}{2} - \frac{e}{2}}\right) = 62.76^\circ$$

Fuerza axial última en el arriostre

$$P_u = P_{MP} \cos \theta + V_{MP} \sen \theta = 42\,841.55 \text{ kg}$$

Posteriormente se debe determinar la capacidad resistente a flexión (ϕM_n) y a compresión (ϕP_n) del perfil:

Capacidad resistente a flexión

Luz libre del arriostramiento diagonal $L_b = L = 3.25 \text{ m}$

Longitud límite $L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.26 \text{ m}$

Al ser $L_b < L_p$:

Resistencia nominal a flexión $M_n = M_p = F_y Z_x = 75\,544.87 \text{ kg-m}$

Resistencia minorada a flexión $\phi_b M_n = \phi_b M_n = 67\,990.38 \text{ kg-m}$

Capacidad resistente a compresión ($L=3.25 \text{ m}$, $K=1.00$, $r_y=7.57 \text{ cm}$)

Parámetro de esbeltez $\lambda_c = \left(\frac{KL}{r_y} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \right) = 0.5593$

Al ser $\lambda_c < 1.5$ $F_{cr} = (0.658)^{\lambda_c^2} F_y = 3\,083.92 \text{ kg}$

La resistencia nominal a compresión $\phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g = 447\,692.42 \text{ kg}$

Por último se revisa que la capacidad del perfil por flexo compresión sea menor a 1:

Capacidad resistente a flexo compresión

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} = \frac{42\,841.55}{447\,692.42} = 0.10$$

Al ser $\frac{P_u}{P_n} < 0.20$:

Resistencia minorada a flexo compresión $\frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \frac{M_u}{\phi_b M_n} = 0.30$

Diseño de las vigas fuera del enlace

A continuación se muestran los datos del material y las propiedades del perfil:

Viga		Material	
Perfil IPE 300		Acero ASTM A36	
d = 30 cm	Altura del perfil	F_y = 2530	kg/cm ²
b_f = 15 cm	Ancho de las alas	F_u = 4077.8	kg/cm ²
t_w = 0.71 cm	Espesor del alma	R_y = 1.5	
t_f = 1.07 cm	Espesor de las alas	R_u = 1.2	

$$\begin{aligned}
 A &= 53.8 \text{ cm}^2 && \text{Área del perfil} && E &= 2100000 \text{ kg/cm}^2 \\
 Z_x &= 628 \text{ cm}^3 && \text{Módulo plástico del perfil}
 \end{aligned}$$

De manera similar que en el arriostamiento diagonal se puede determinar el momento último y la fuerza axial última que actúa en la viga fuera del enlace:

$$\begin{aligned}
 &\text{Fuerza a flexión} \\
 &\text{Momento último} \\
 &\text{en la viga fuera del} \quad \mathbf{M_u} = M_{enlace} F_d = 8\,780.09 \text{ kg-m} \\
 &\text{enlace}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &\text{Fuerza axial} \\
 &\text{Fuerza axial} \\
 &\text{última en la viga} \quad \mathbf{P_u} = P_{MP} = 25\,701.82 \text{ kg} \\
 &\text{fuera del enlace}
 \end{aligned}$$

Posteriormente se debe determinar la capacidad resistente a flexión (ϕM_n) y a compresión (ϕP_n) del perfil:

$$\begin{aligned}
 &\text{Capacidad resistente a flexión} \\
 &\text{Luz libre de la} \\
 &\text{viga fuera del} \quad \mathbf{L_b} = L = 1.75 \text{ m} \\
 &\text{enlace} \\
 &\text{Longitud límite} \quad \mathbf{L_p} = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.70 \text{ m} \\
 &\quad \mathbf{r_{ts}} = \sqrt{\frac{I_y h_o}{2 S_x}} = 0.04 \text{ m} \\
 &\text{Longitud límite} \\
 &\quad \mathbf{L_r} = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o} + \left(\frac{J_c}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E}\right)^2} = 4.29 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Al ser $L_p < L_b < L_r$:

$$\begin{aligned}
 &\text{Resistencia} \\
 &\text{nominal a flexión} \quad \mathbf{M_n} = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p = 15\,888.40 \text{ kg-m} \\
 &\text{Resistencia} \\
 &\text{minorada a flexión} \quad \phi_b \mathbf{M_n} = \phi_b M_n = 14\,299.56 \text{ kg-m}
 \end{aligned}$$

Capacidad resistente a compresión ($L=1.75$ m, $K=1.98$, $r_y=3.35$ cm)

$$\text{Parámetro de esbeltez} \quad \lambda_c = \left(\frac{KL}{r_y \pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \right) = 1.14$$

$$\text{Al ser } \lambda_c < 1.5 \quad \mathbf{F_{cr}} = (0.658)^{\lambda_c^2} F_y = 1\,464.97 \text{ kg}$$

$$\text{La resistencia nominal a compresión} \quad \phi_c \mathbf{P_n} = \phi_c F_{cr} A_g = 70\,933.62 \text{ kg}$$

Por último se revisa que la capacidad del perfil por flexo compresión sea menor a 1:

Capacidad resistente a flexo compresión

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} = \frac{25\,701.82}{70\,933.62} = 0.36$$

Al ser $\frac{P_u}{\phi_c P_n} > 0.20$:

Resistencia
minorada a flexo
compresión

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8 M_u}{9 \phi_b M_n} = 0.91$$

Diseño de las columnas

Como se muestra en la figura 4-32 la columna con mayor relación demanda – capacidad es la 2-A.

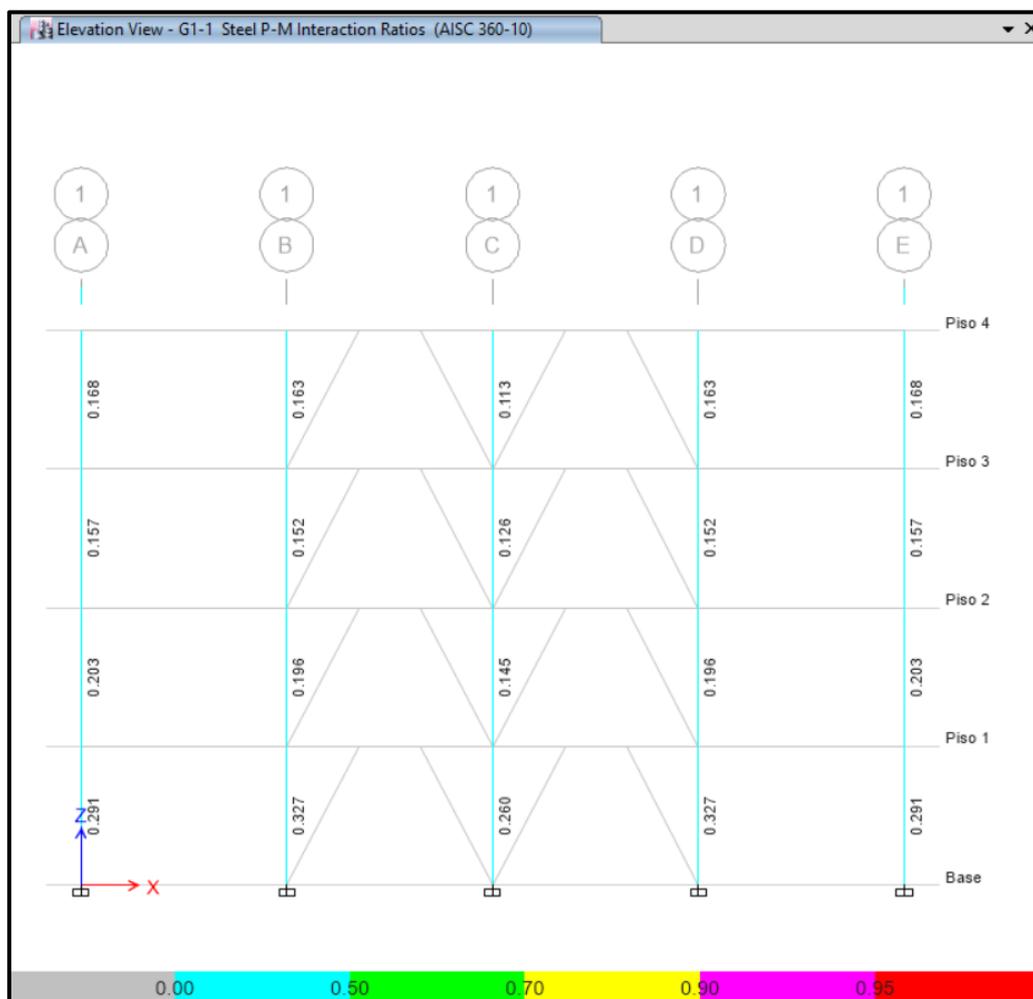


Figura 4-31 Relación demanda – capacidad de las columnas del pórtico 1

Fuente: Elaboración propia.

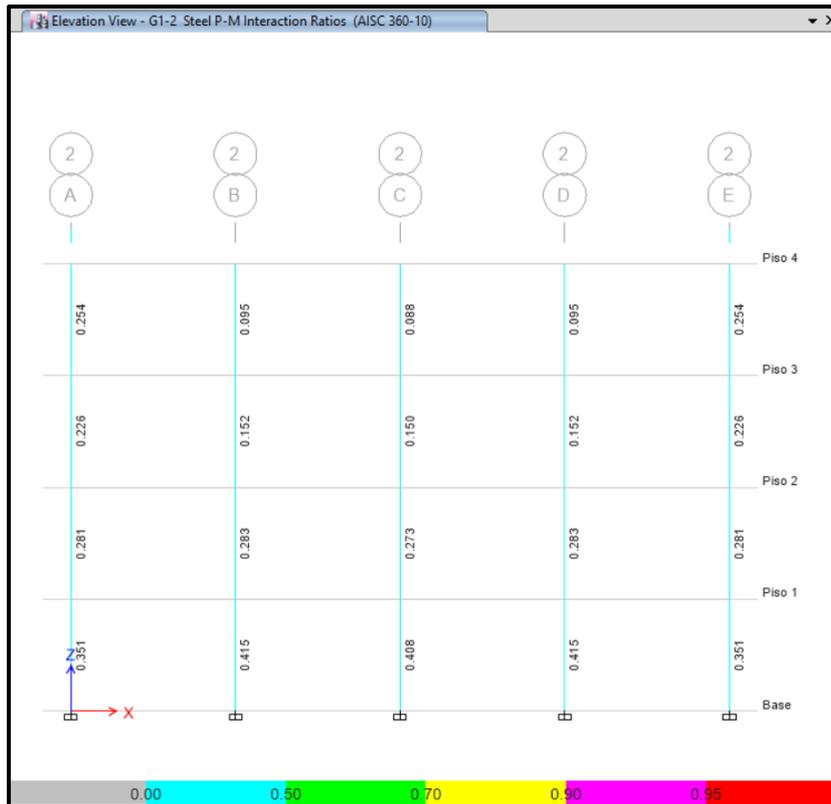


Figura 4-32 Relación demanda – capacidad de las columnas del p3rtico 2.

Fuente: Elaboraci3n propia.

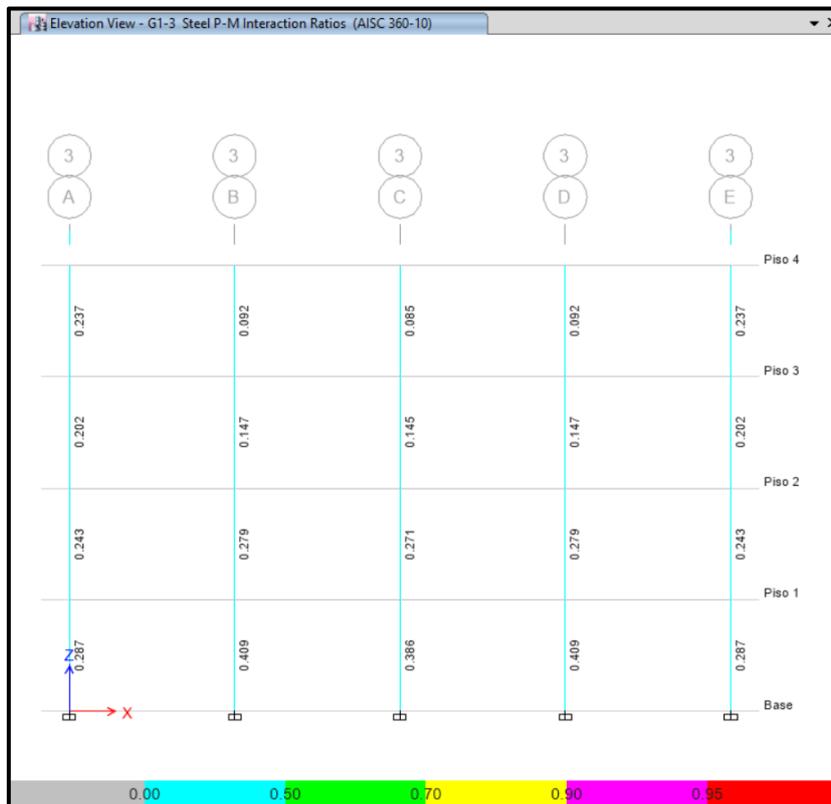


Figura 4-33 Relaci3n demanda – capacidad de las columnas del p3rtico 3.

Fuente: Elaboraci3n propia.

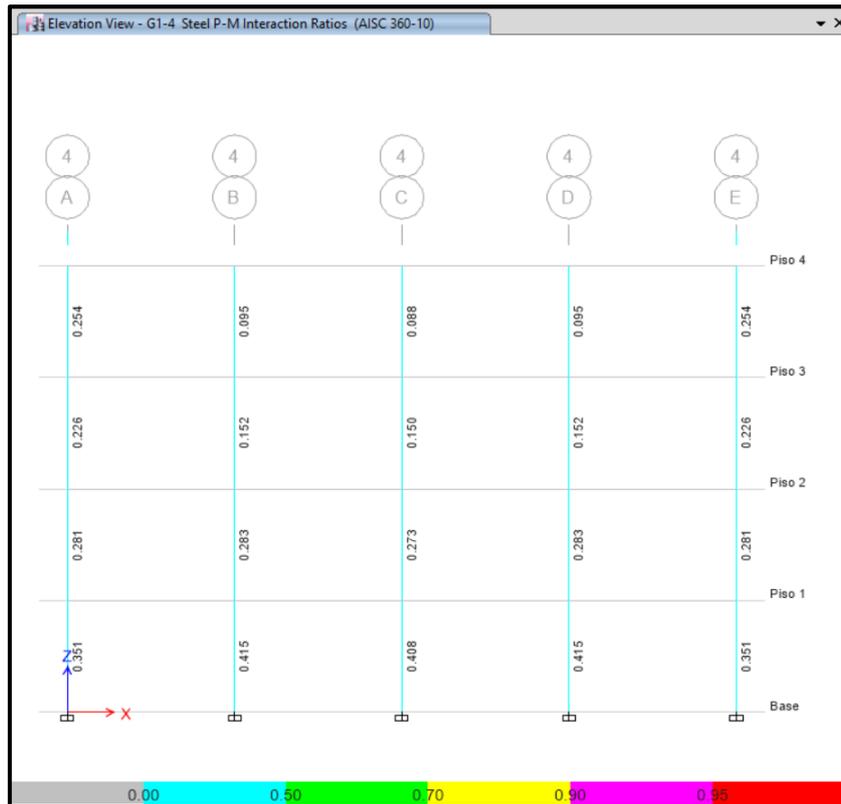


Figura 4-34 Relación demanda – capacidad de las columnas del pórtico 4.

Fuente: Elaboración propia.

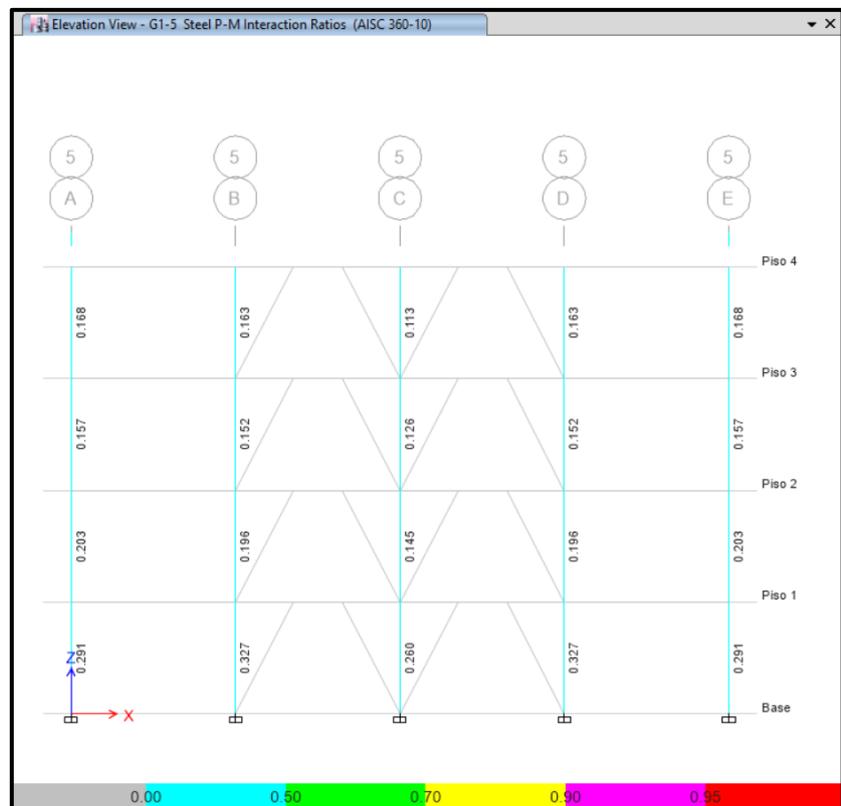


Figura 4-35 Relación demanda – capacidad de las columnas del pórtico 5.

Fuente: Elaboración propia.

Del resultado del análisis se tiene las siguientes cargas axiales que actúan en este elemento:

CARGAS	P (kg)
CM	28 357.46
CV	6 873.44

Las columnas deben ser diseñadas utilizando las combinaciones 7 y 8 y reemplazando la carga de sismo (Q_E) por una carga axial equivalente al producto entre el número de niveles de la estructura y el corte máximo probable del enlace ($N V_{MP} = 139\ 817.92\ kg$):

COMBINACIÓN 7	$1.344\ CM + \Omega_0 (N V_{MP}) + 1.0\ CV$	= 391 093.95 kg
COMBINACIÓN 8	$0.756\ CM + \Omega_0 (N V_{MP})$	= 370 983.04 kg

La combinación 7 es la mayor por ende $P_u = 391\ 093.95\ kg$.

Se determina la capacidad resistente a compresión de la columna y se verifica que la relación demanda – capacidad sea menor a 1:

Capacidad resistente a compresión ($L = 3.40\ m, K=1.0, r_y = 7.57\ cm$)

Parámetro de esbeltez

$$\lambda_c = \left(\frac{KL}{r_y} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \right) = 0.5851$$

Al ser $\lambda_c < 1.5$

$$F_{cr} = (0.658)^{\lambda_c^2} F_y = 3\ 046.11\ kg$$

La resistencia nominal a compresión

$$\phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g = 442\ 204.09\ kg$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} = \frac{391\ 093.95}{442\ 204.09} = 0.88$$

4.6. Diseño por desempeño

Según lo explicado en el capítulo 1 y sección 2.4 se debe establecer 4 niveles de amenaza sísmica y la curva de capacidad de la estructura, para poder determinar el desplazamiento objetivo (para cada nivel de amenaza sísmica) y que estos cumplan con los lineamientos de la matriz de relación entre el nivel de desempeño y nivel de amenaza sísmica (figura 1-5).

El software ETABS permite evaluar la estructura con el procedimiento estático no lineal del ASCE 41-13, por lo tanto se determinará el desplazamiento objetivo siguiendo los lineamientos de esta normativa, pero los resultados serán evaluados de acuerdo a la matriz de relación propuesta por VISION 2000.

Los niveles de amenaza sísmica son los que se muestran en la tabla 4-7:

Tabla 4-7 Niveles de amenaza sísmica propuestos por VISION 2000.
Fuente: Elaboración propia.

Nivel de amenaza sísmica	Periodo de retorno (T_R)	Tasa anual de excedencia ($1/T_R$)
Sismo frecuente	43 años	0.02326
Sismo ocasional	72 años	0.01389
Sismo raro	475 años	0.00211
Sismo muy raro	950 años	0.00105

Para poder determinar el factor z de los diferentes niveles de amenaza sísmica la NEC-SE-DS 2015 permite utilizar la curva de peligro sísmico correspondiente a la ciudad de emplazamiento de la estructura. En el caso que no haya dicha curva para la ciudad donde se situará la estructura se debe utilizar la curva de la ciudad más cercana, por lo tanto se utiliza la curva para la ciudad de Guayaquil, como se muestra en la figura (4-36).

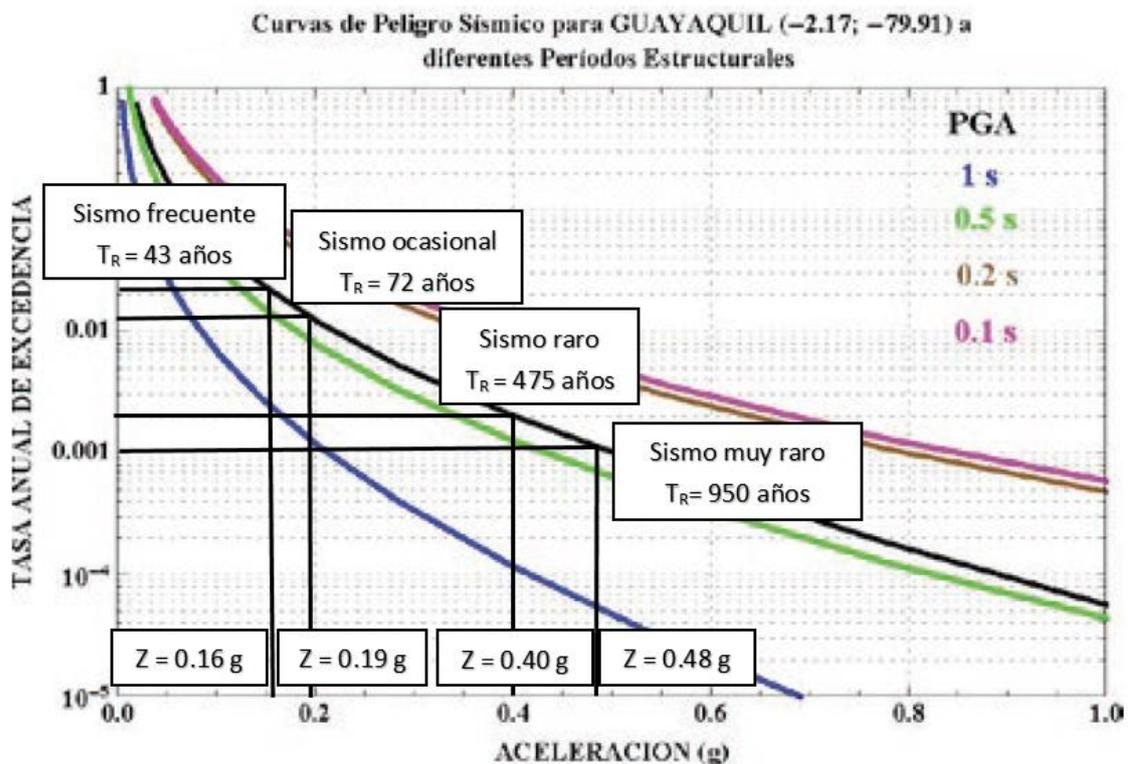


Figura 4-36 Curva de peligro sísmico para Guayaquil.

Fuente: Elaboración propia.

Una vez hallado los factores z , estos se utilizan para la construcción del espectro elástico de diseño, es decir se tiene un tiene espectro para cada sismo y estos sirven de base para poder determinar el desplazamiento objetivo.

4.6.1. Diseño por desempeño del pórtico especial a momentos

Después de hallar la demanda sísmica se debe determinar la capacidad de la estructura y para esto se debe aplicar las cargas de push-over, como se explica en la sección 2.4.

En la figura 4-37 y 4-38 se muestran las cargas debido al cortante basal, distribución de fuerza sísmica lateral por piso y fuerza lateral de push-over del pórtico especial a momentos en dirección Y y X respectivamente.

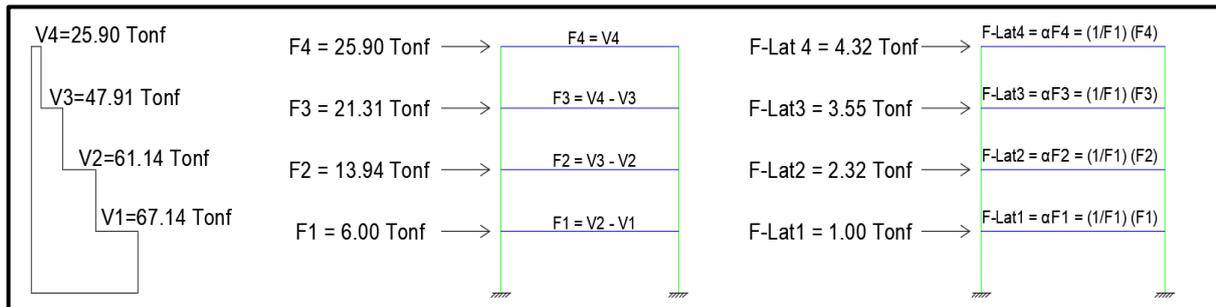


Figura 4-37 Cortante basal, fuerza de distribución y fuerza lateral de push-over en cada piso del pórtico especial a momentos en dirección Y.

Fuente: Elaboración propia.

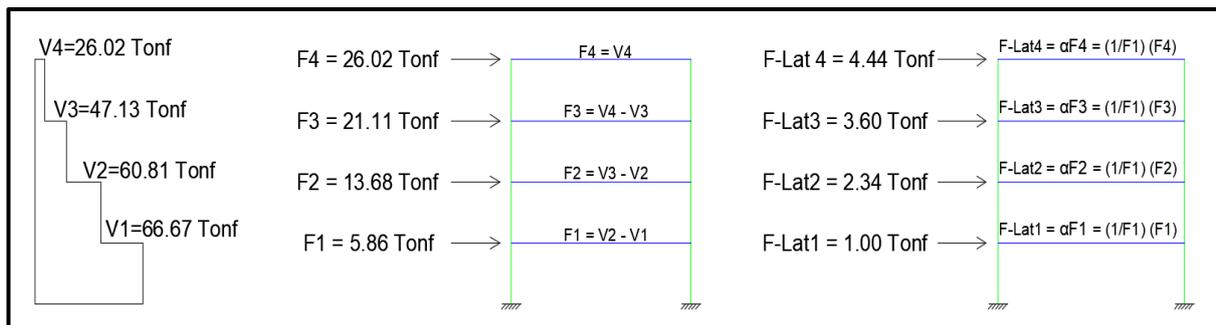


Figura 4-38 Cortante basal, fuerza de distribución y fuerza lateral de push-over en cada piso del pórtico especial a momentos en dirección X.

Fuente: Elaboración propia.

Las cargas de push-over se aplican en el centro de masa de cada nivel y estas actúan en conjunto con la carga viva y carga muerta que debe soportar la estructura, produciendo que esta desarrolle su máximo desplazamiento lateral.

A continuación en las figuras 4-39 a 4-43 el paso a paso de la deformación de la estructura hasta llegar al colapso, debido a la carga de push-over en el sentido Y, en cada una de ellas se muestra los desplazamientos en el tope de la estructura y las rótulas plásticas que se forman en los elementos estructurales.

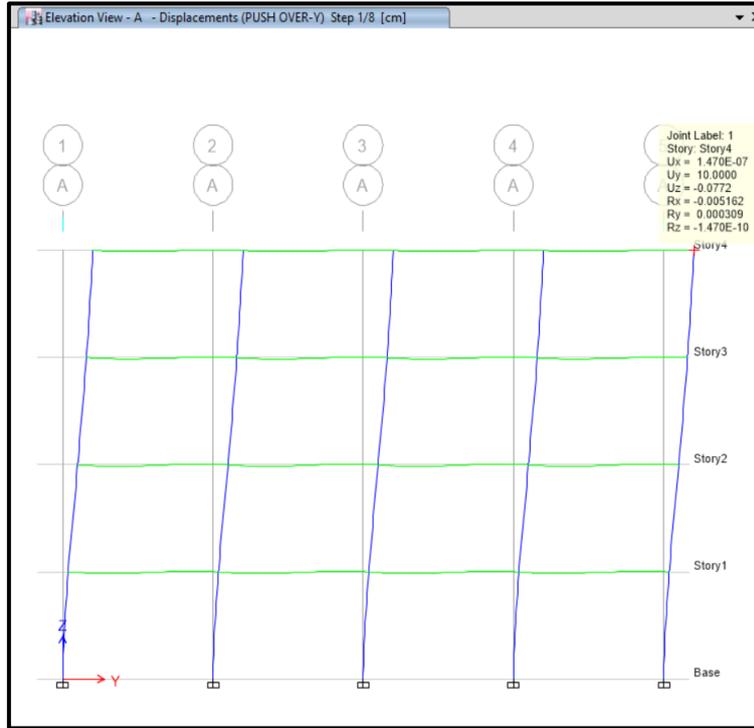


Figura 4-39 Paso 1 de la deformación de la estructura debido a cargas de push-over en el sentido Y.
Fuente: Elaboración propia.

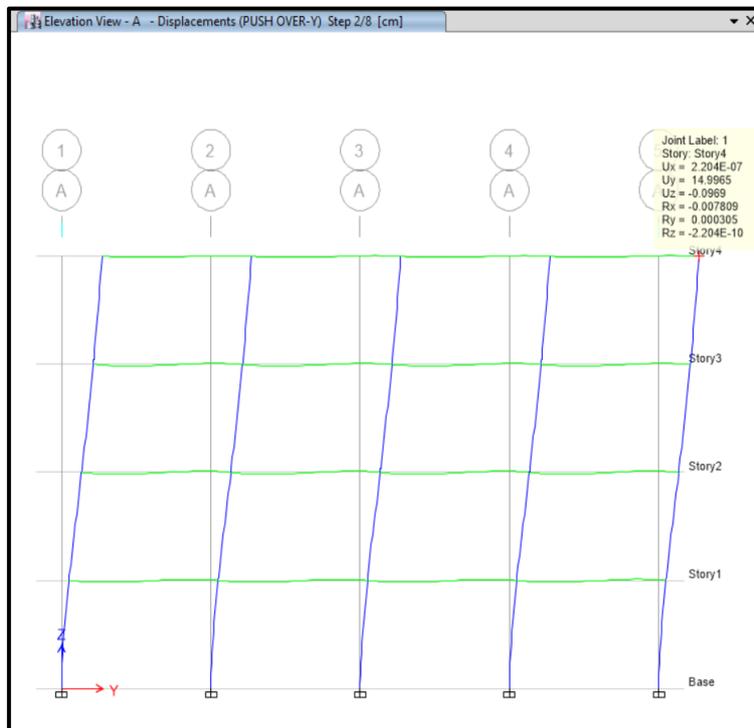


Figura 4-40 Paso 2 de la deformación de la estructura debido a cargas de push-over en el sentido Y.
Fuente: Elaboración propia.

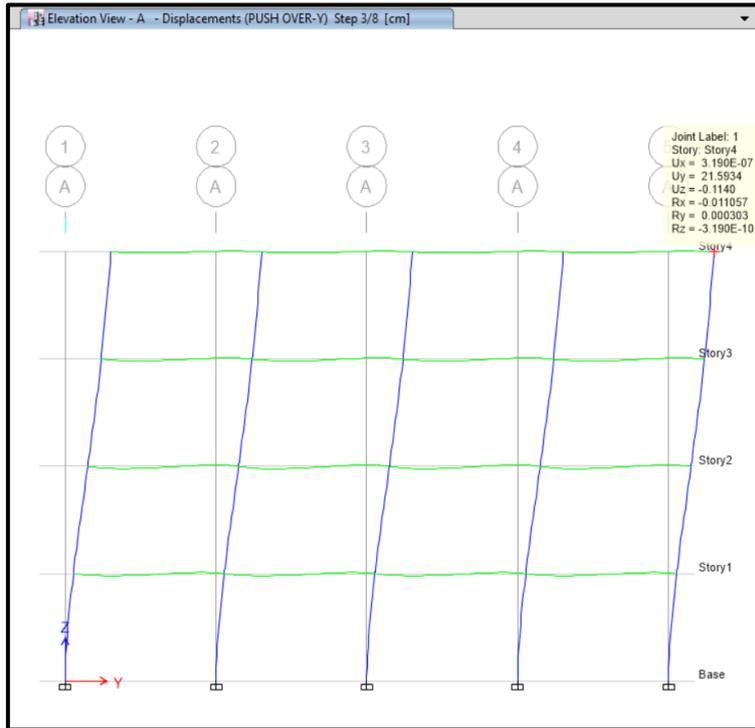


Figura 4-41 Paso 3 de la deformación de la estructura debido a cargas de push-over en el sentido Y.
Fuente: Elaboración propia.

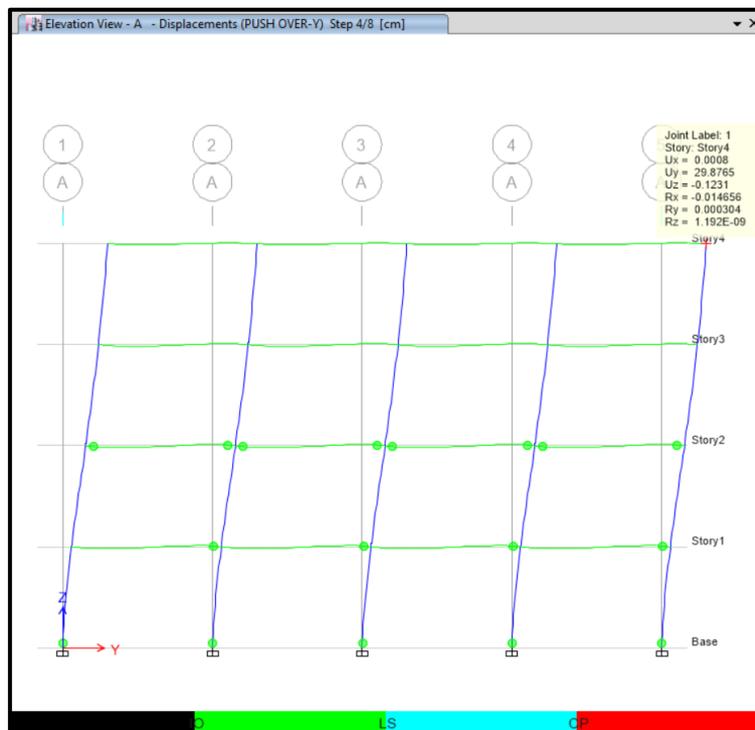


Figura 4-42 Paso 4 de la deformación de la estructura debido a cargas de push-over en el sentido Y.
Fuente: Elaboración propia.

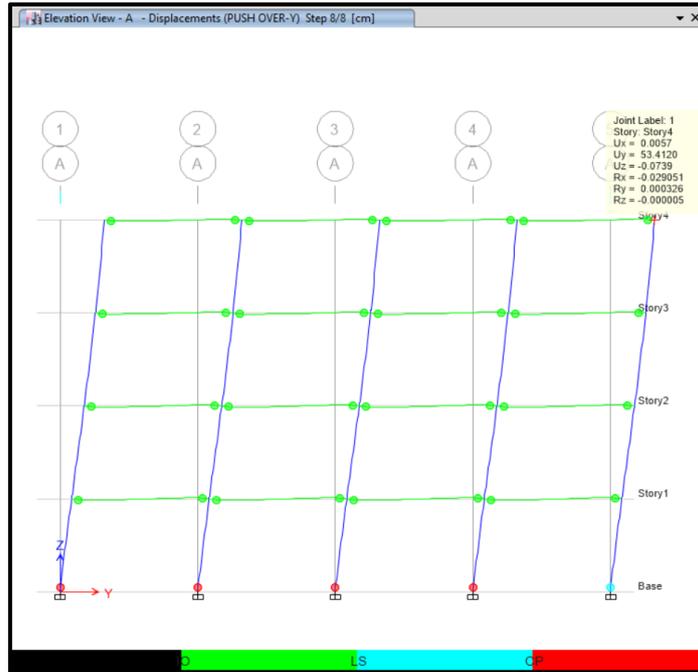


Figura 4-43 Paso 8 de la deformación de la estructura debido a cargas de push-over en el sentido Y.
Fuente: Elaboración propia.

En la figura 4-44 se muestra la curva de capacidad de la estructura en el sentido Y, donde el F_y es alcanzado cuando esta se desplaza 15 cm y su máximo desplazamiento es 53.41 cm.

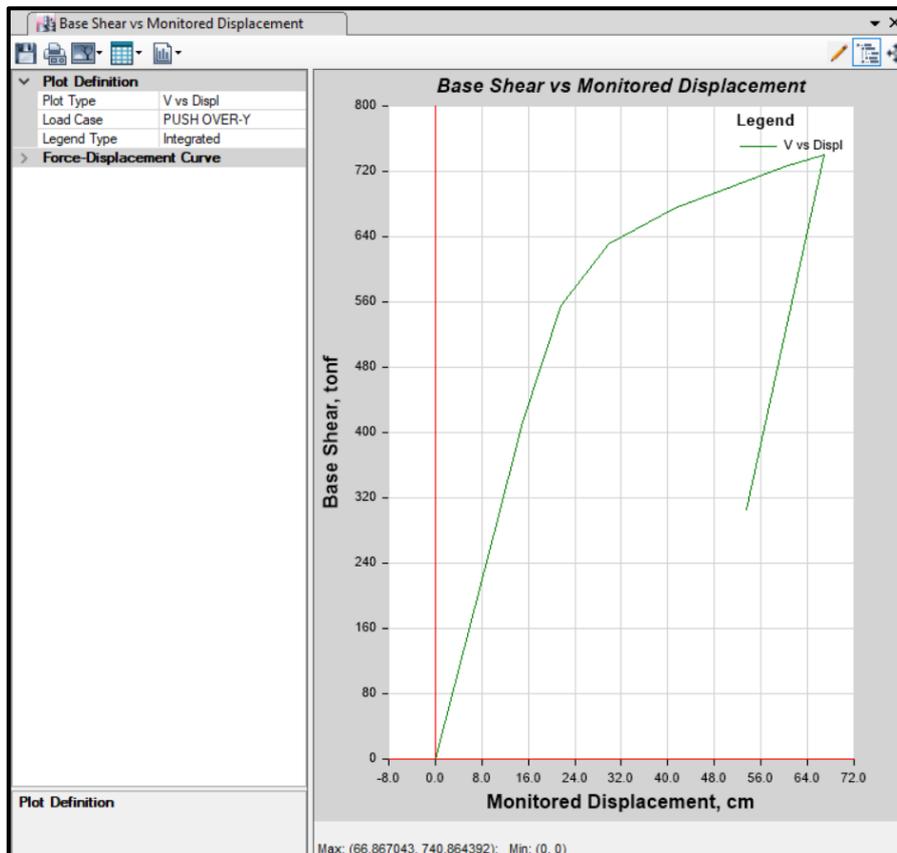


Figura 4-44 Curva de capacidad (V vs Desplazamiento) de la estructura en el sentido Y.
Fuente: Elaboración propia.

Al seguir los lineamientos de la sección 2.4 se obtiene el desplazamiento objetivo, el cual no fue calculado manualmente sino por el software. En las figuras 4-45 a 4-48 se muestran los resultados del análisis estático no lineal utilizando la normativa ASCE 41-13 como base.

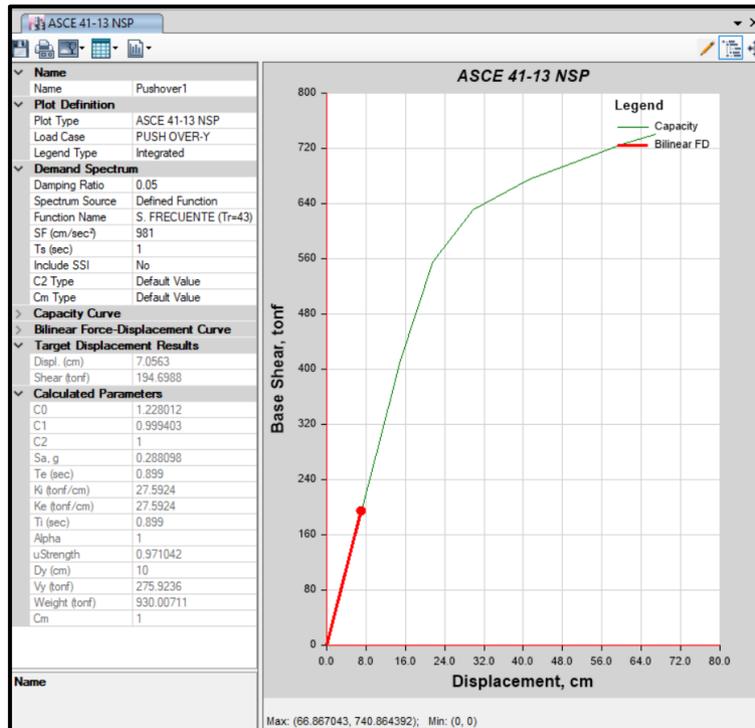


Figura 4-45 Análisis estático no lineal de la estructura (PEM) en el sentido Y para sismo frecuente.
Fuente: Elaboración propia.

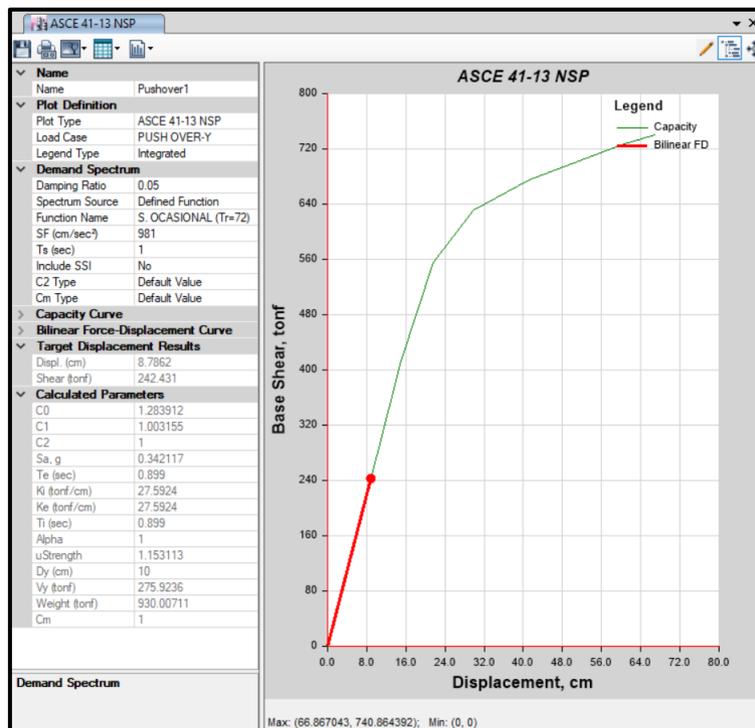


Figura 4-46 Análisis estático no lineal de la estructura (PEM) en el sentido Y para sismo ocasional.
Fuente: Elaboración propia.

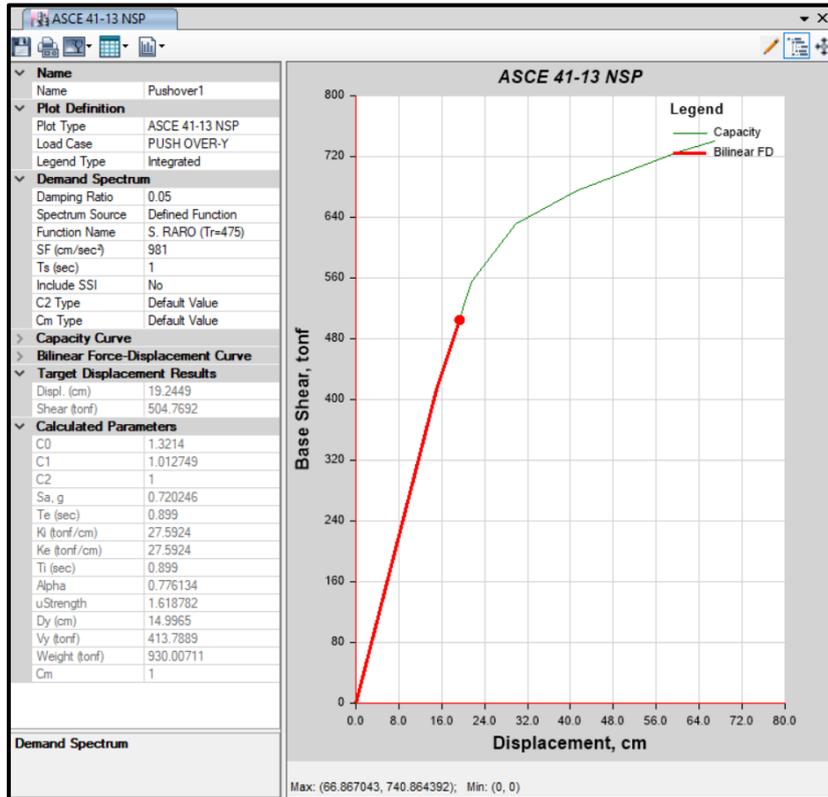


Figura 4-47 Análisis estático no lineal de la estructura (PEM) en el sentido Y para sismo raro.
Fuente: Elaboración propia.

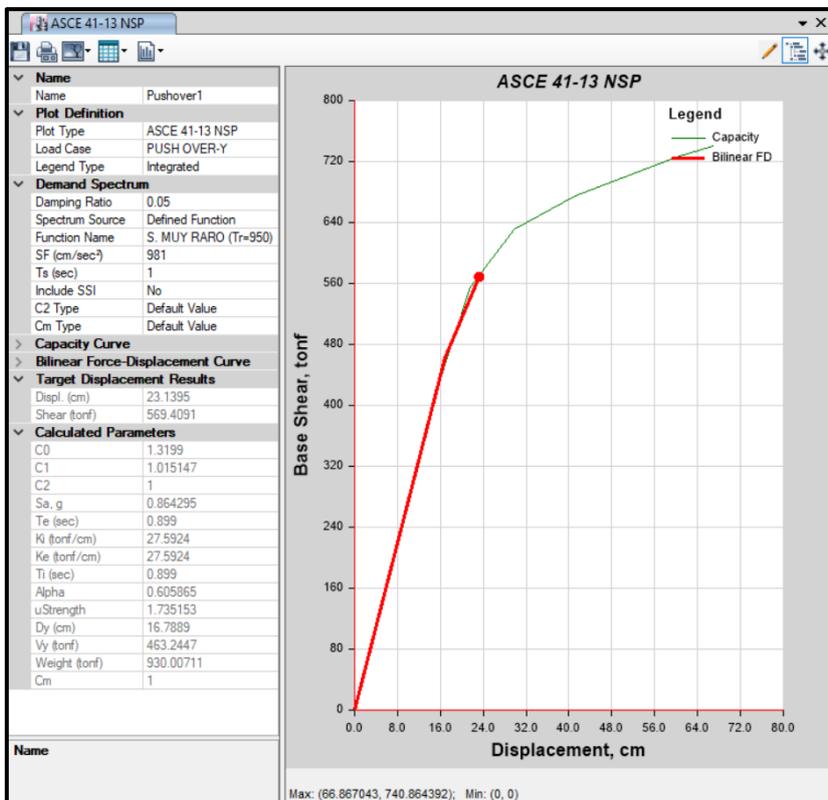


Figura 4-48 Análisis estático no lineal de la estructura (PEM) en el sentido Y para sismo muy raro.
Fuente: Elaboración propia.

Interpretando la figura 4-39 a 4-48 se puede concluir que para el sismo frecuente (desplazamiento lateral de 7.06 cm), para el sismo ocasional (desplazamiento lateral de 8.79 cm) y para el sismo raro (desplazamiento lateral de 19.24 cm) no desarrollarán rotulas plásticas ya que estas aparecen después que la estructura desarrolle un desplazamiento de 21.59 cm. Para el sismo muy raro la estructura desarrollará rotulas plásticas pero no colapsará ya que su desplazamiento (23.14 cm) es menor al desplazamiento máximo (53.41 cm)

Una vez obtenido los desplazamientos para cada nivel de amenaza sísmica se puede obtener su deriva de pisos y verificar si esta cumple o no con la deriva máxima admisible. Como se muestra en la tabla 4-8 la estructura no es competente para un sismo frecuente y sismo ocasional pero sí lo es para un sismo raro y sismo muy raro.

Tabla 4-8 Desplazamiento y deriva de pisos de pórtico especial a momentos en el sentido Y.
Fuente: Elaboración propia.

PUSH OVER Y			
NIVEL DE AMENAZA SÍSMICA	DESPLAZAMIENTO (CM)	DERIVA (%)	DERIVA ADMISIBLE (%)
SISMO FRECUENTE (Tr=43 AÑOS)	7.06	0.52	< 0.20
SISMO OCASIONAL (Tr=72 AÑOS)	8.79	0.65	0.2 - 0.5
SISMO RARO (Tr=475 AÑOS)	19.24	1.41	0.5 - 1.5
SISMO MUY RARO (Tr=950 AÑOS)	23.14	1.70	1.5 - 2.5

Por último se determinará el factor de reducción sísmica R de la estructura ($R = R_{\mu} R_{\Omega}$). El R_{μ} es la capacidad de disipación de energía del sistema estructural y su valor corresponde a la relación entre el desplazamiento cedente de la estructura (D_y) y el desplazamiento máximo. En la figura 4-46 se observa que el D_y para el sismo raro es 15.00 cm y en la figura 4-44 el desplazamiento máximo es 66.87 cm, por ende el $R_{\mu} = 66.87\text{cm}/15.00\text{cm} = 4.46$. R_{Ω} es la sobre resistencia inherente del material que constituye a la estructura, los perfiles estructurales que de esta estructura son acero ASTM A36 ($R_y=1.5$) y ASTM A572 Gr.50 ($R_y=1.1$) por ende se adopta un valor intermedio, es decir $R_{\Omega}=1.3$. Por lo tanto el producto entre R_{Ω} y R_{μ} da como resultado $R=5.80$.

De la misma forma se analiza la estructura utilizando las cargas laterales de push-over en el sentido X:

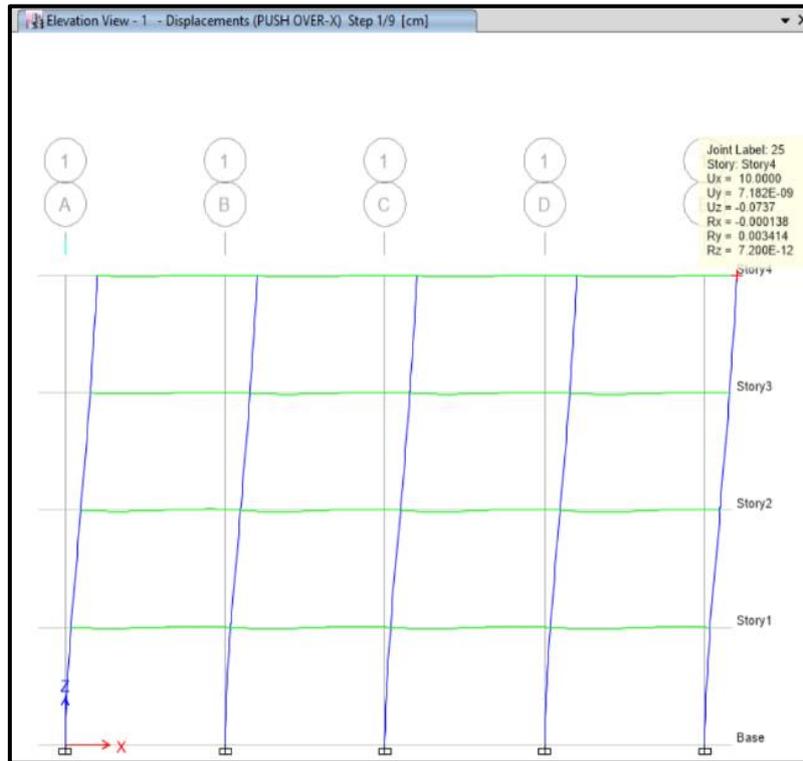


Figura 4-49 Paso 1 de la deformación de la estructura debido a cargas de push-over en el sentido X.
Fuente: Elaboración propia.

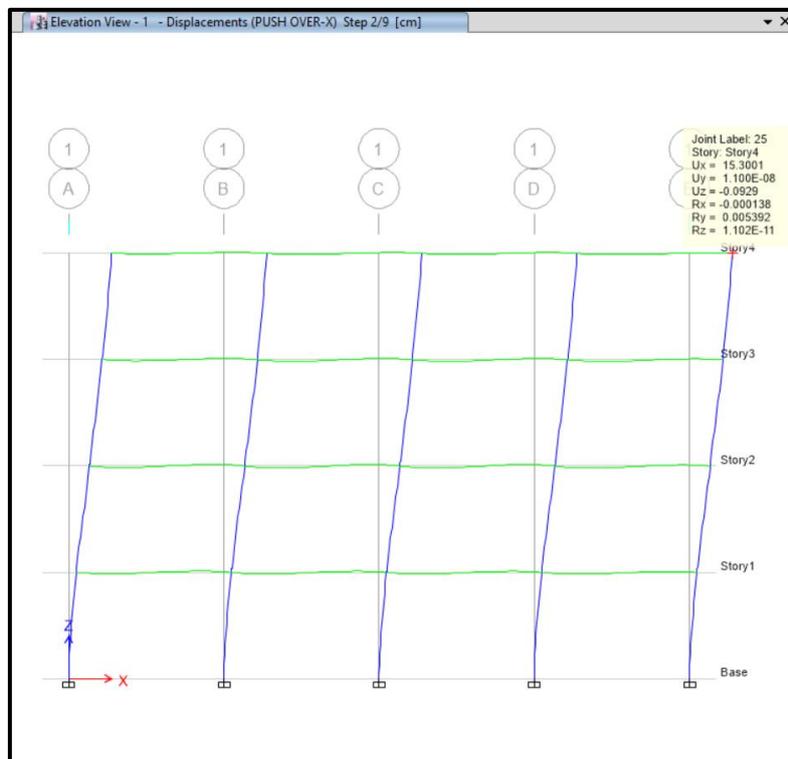


Figura 4-50 Paso 2 de la deformación de la estructura debido a cargas de push-over en el sentido X.
Fuente: Elaboración propia.

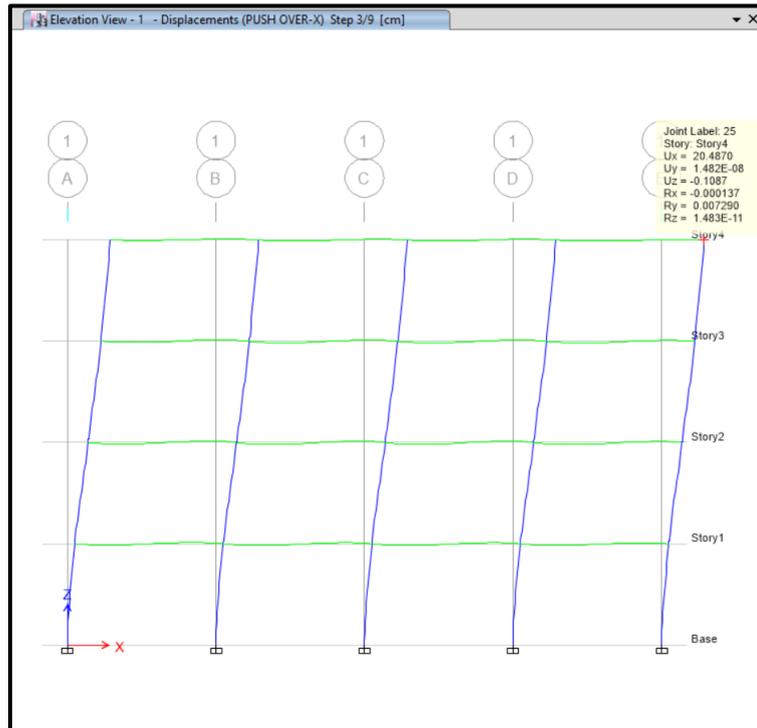


Figura 4-51 Paso 3 de la deformación de la estructura debido a cargas de push-over en el sentido X.
Fuente: Elaboración propia.

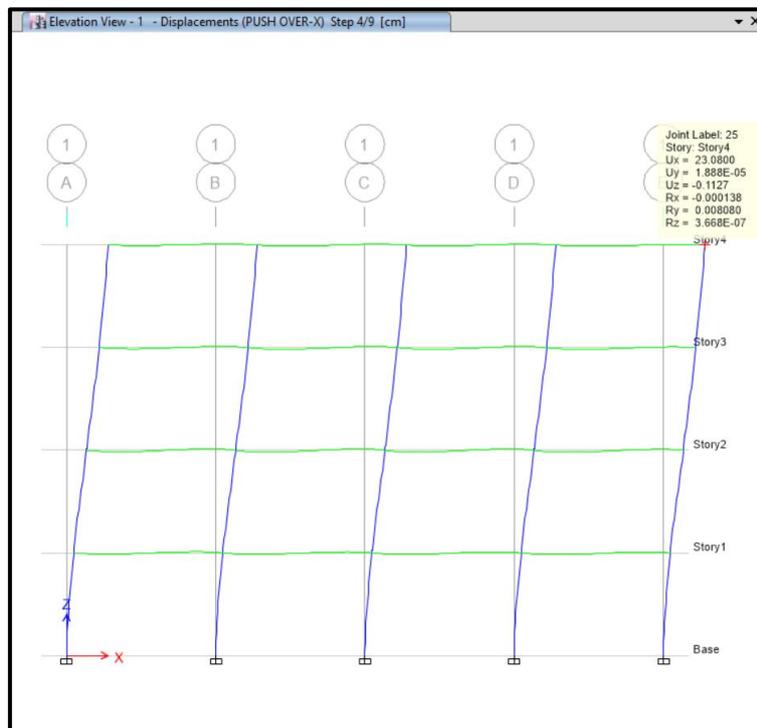


Figura 4-52 Paso 4 de la deformación de la estructura debido a cargas de push-over en el sentido X.
Fuente: Elaboración propia.

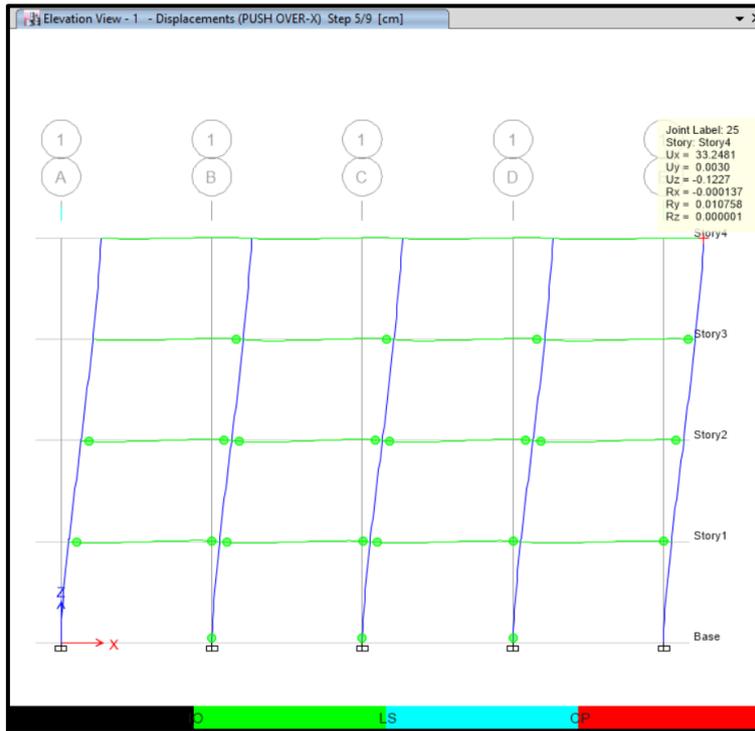


Figura 4-53 Paso 5 de la deformación de la estructura debido a cargas de push-over en el sentido X.
Fuente: Elaboración propia.

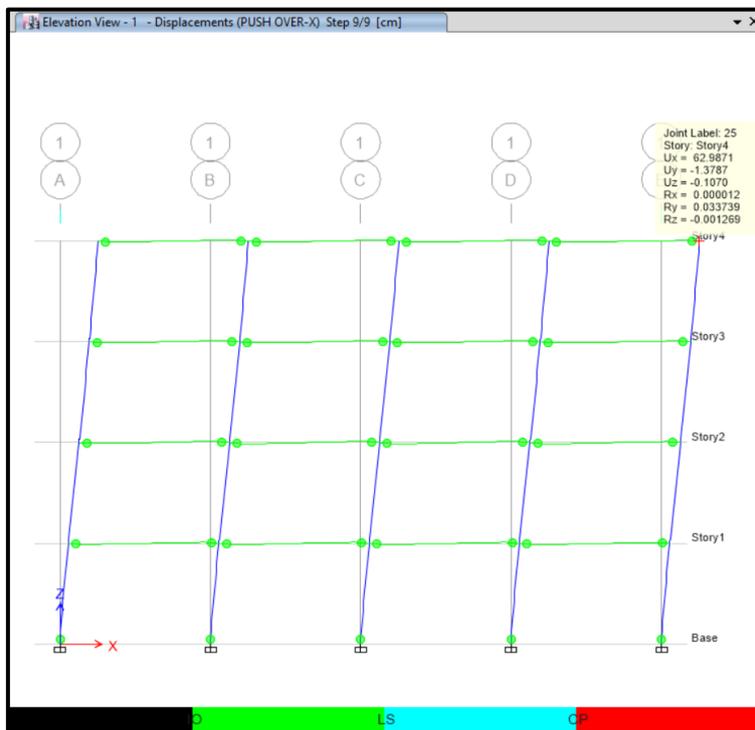


Figura 4-54 Paso 9 de la deformación de la estructura debido a cargas de push-over en el sentido X.
Fuente: Elaboración propia.

En la figura 4-54 se muestra la curva de capacidad de la estructura en el sentido X, donde el F_y es alcanzado cuando esta se desplaza 15.30 cm y su máximo desplazamiento es 70.46 cm.

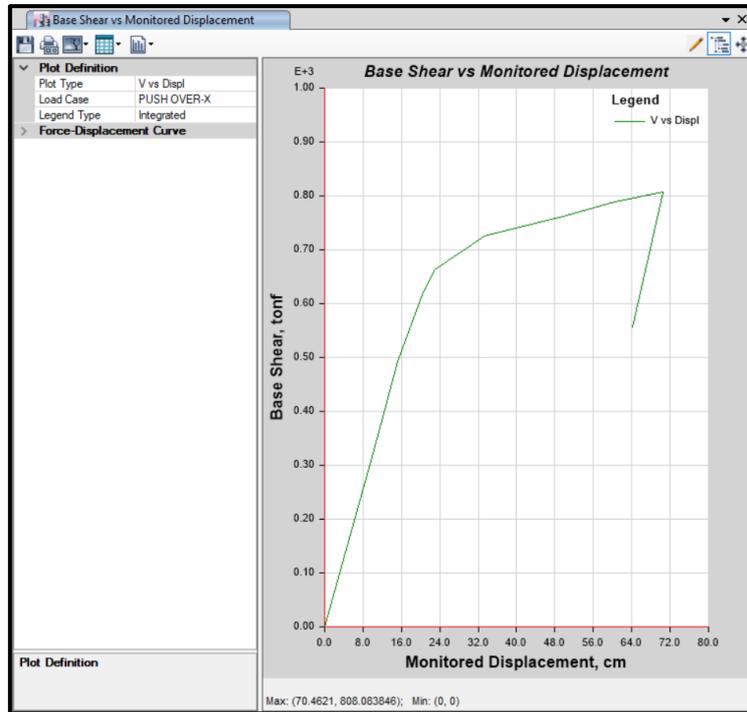


Figura 4-55 Curva de capacidad de la estructura (V vs Desplazamiento) en el sentido X.
Fuente: Elaboración propia.

En las figuras 4-56 a 4-59 se muestran los resultados obtenidos en el software utilizando el análisis estático no lineal del ASCE 41-13.

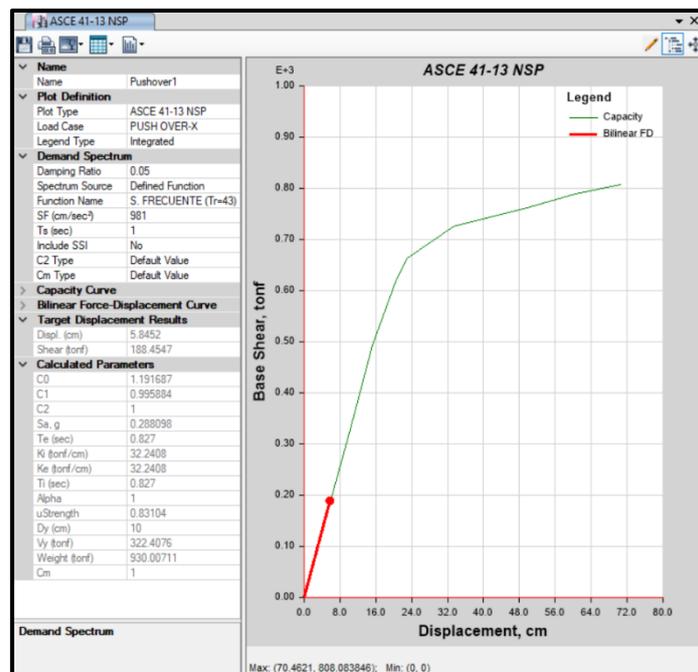


Figura 4-56 Análisis estático no lineal de la estructura (PEM) en el sentido X para sismo frecuente.
Fuente: Elaboración propia.

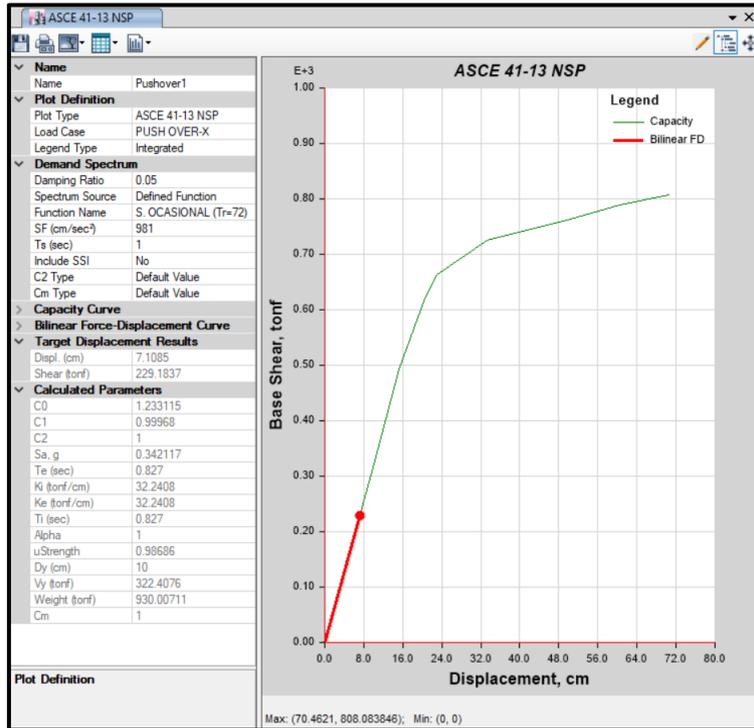


Figura 4-57 Análisis estático no lineal de la estructura (PEM) en el sentido X para sismo ocasional.
Fuente: Elaboración propia.

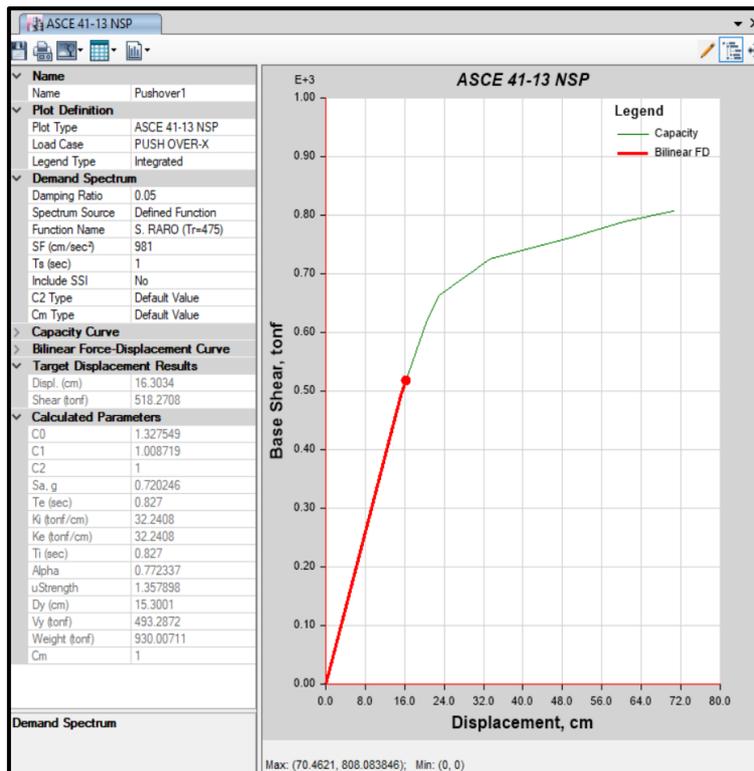


Figura 4-58 Análisis estático no lineal de la estructura (PEM) en el sentido X para sismo raro.
Fuente: Elaboración propia.

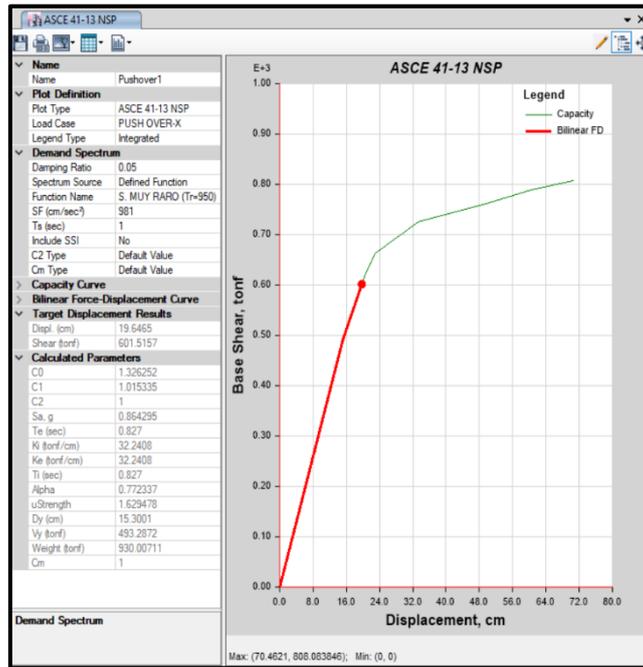


Figura 4-59 Análisis estático no lineal de la estructura (PEM) en el sentido X para sismo muy raro.
Fuente: Elaboración propia.

De los resultados obtenidos del análisis se puede interpretar que para ninguno de los sismos se desarrollarán rotulas plásticas en los elementos estructurales ya que estas aparecen después que la estructura se desplace 23.08 cm (figura 4-52) y el desplazamiento para el sismo muy raro es 19.65 cm.

Se verifica que la estructura sea competente para los diferentes niveles de amenaza sísmica de acuerdo a la deriva máxima admisible. En la tabla 4-9, al igual que en la dirección Y se comprueba que la estructura no es competente para un sismo frecuente y sismo ocasional pero sí lo es para un sismo raro y sismo muy raro.

Tabla 4-9 Desplazamiento y deriva de pisos del pórtico especial a momentos en el sentido X.
Fuente: Elaboración propia.

PUSH OVER X			
NIVEL DE AMENAZA SÍSMICA	DESPLAZAMIENTO (CM)	DERIVA (%)	DERIVA ADMISIBLE (%)
SISMO FRECUENTE (Tr=43 AÑOS)	5.85	0.43	< 0.20
SISMO OCASIONAL (Tr=72 AÑOS)	7.11	0.52	0.2 - 0.5
SISMO RARO (Tr=475 AÑOS)	16.3	1.20	0.5 - 1.5
SISMO MUY RARO (Tr=950 AÑOS)	19.65	1.44	1.5 - 2.5

El factor de reducción sísmica R corresponde al producto entre R_{μ} y R_{Ω} . En la figura 4-58 se observa que el D_y para el sismo raro es 15.30 cm y en la figura 4-55 el desplazamiento máximo de la estructura es 70.46 cm, por lo tanto $R_{\mu} = 70.46\text{cm}/15.30\text{cm} = 4.61$. El $R_{\Omega}=1.3$, por lo tanto el producto entre R_{Ω} y R_{μ} da como resultado $R=5.99$.

4.6.2. Diseño por desempeño de pórtico arriostrado excéntricamente

En la figura 4-60 y 4-61 se muestran las cargas debido al cortante basal, distribución de fuerzas sísmica lateral por piso y fuerza lateral de push-over del pórtico con arriostramiento excéntrico en dirección Y y X respectivamente.

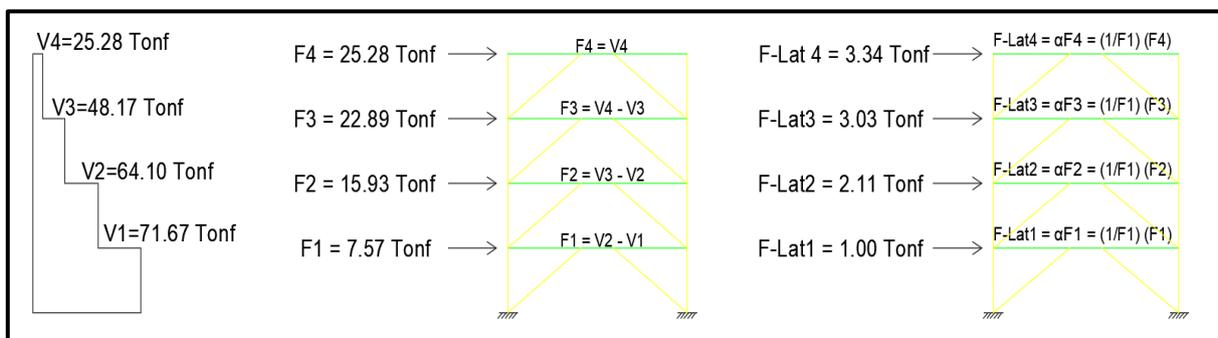


Figura 4-60 Cortante basal, fuerza de distribución y fuerza lateral de push-over en cada piso del pórtico especial a momentos en dirección Y.

Fuente: Elaboración propia.

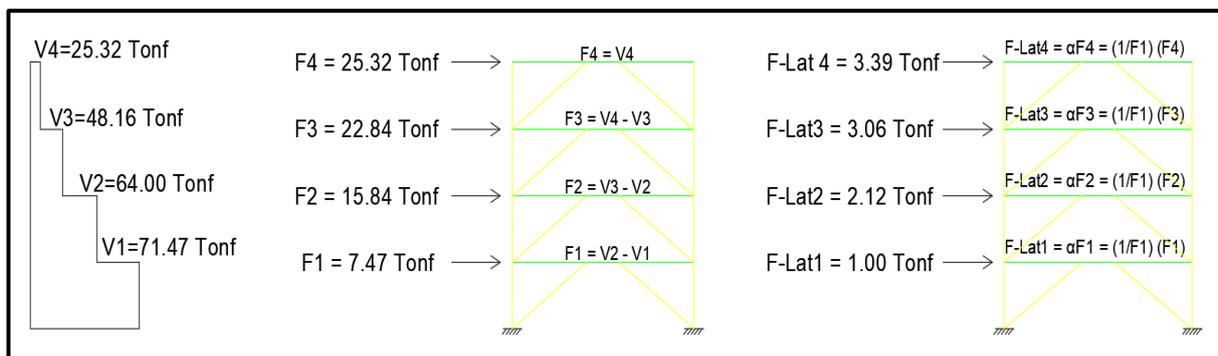


Figura 4-61 Cortante basal, fuerza de distribución y fuerza lateral de push-over en cada piso del pórtico especial a momentos en dirección X.

Fuente: Elaboración propia.

De la misma forma que en el pórtico especial a momentos en las figuras 4-62 a 4-66 se muestra el paso de la deformación de la estructura debido a cargas de push-over en el sentido Y:

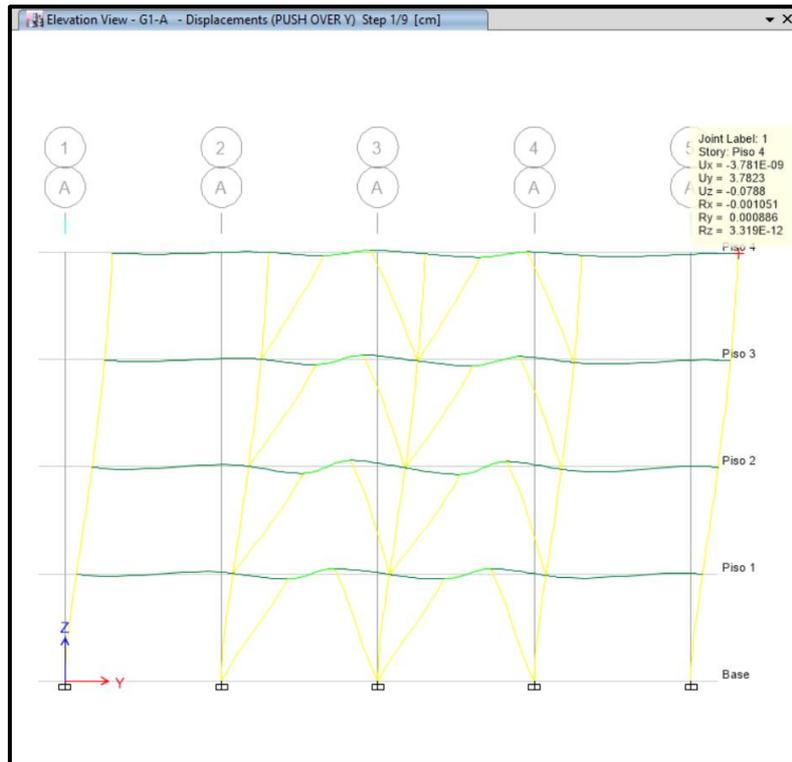


Figura 4-62 Paso 1 de la deformación de la estructura debido a cargas de push-over en el sentido Y.
Fuente: Elaboración propia.

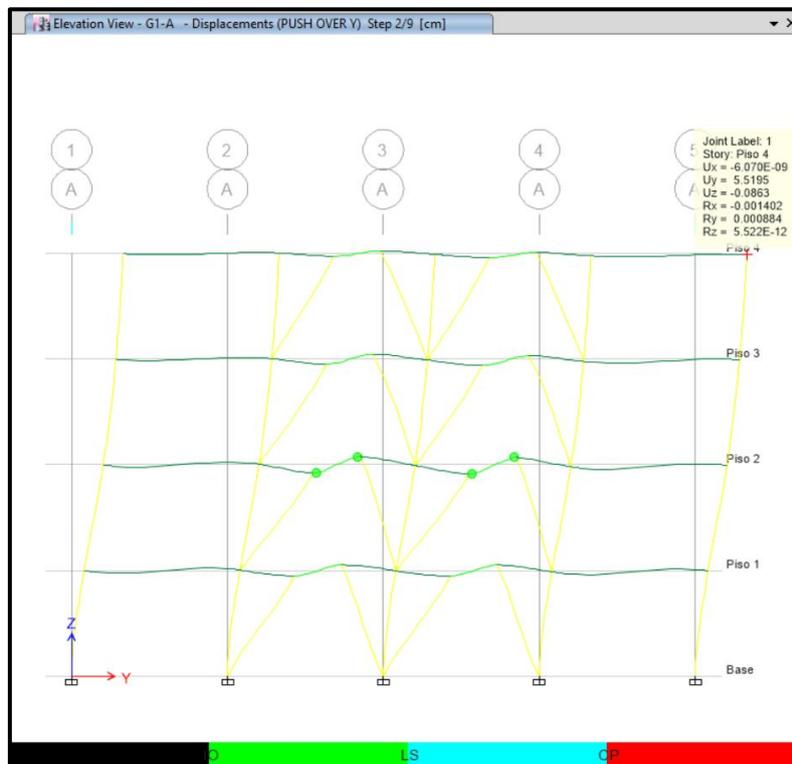


Figura 4-63 Paso 2 de la deformación de la estructura debido a cargas de push-over en el sentido Y.
Fuente: Elaboración propia.

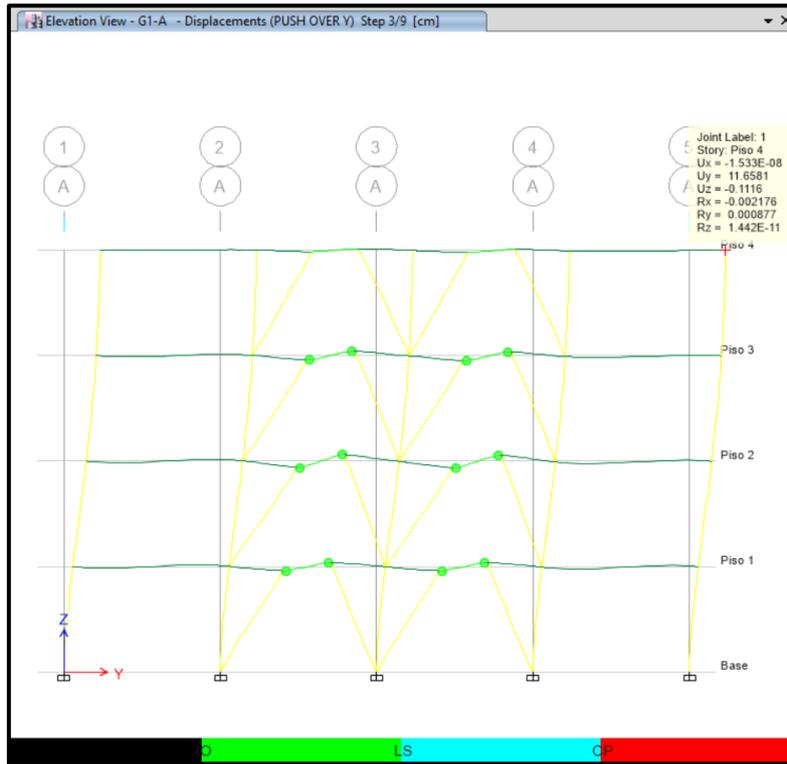


Figura 4-64 Paso 3 de la deformación de la estructura debido a cargas de push-over en el sentido Y.
Fuente: Elaboración propia.



Figura 4-65 Paso 4 de la deformación de la estructura debido a cargas de push-over en el sentido Y.
Fuente: Elaboración propia.

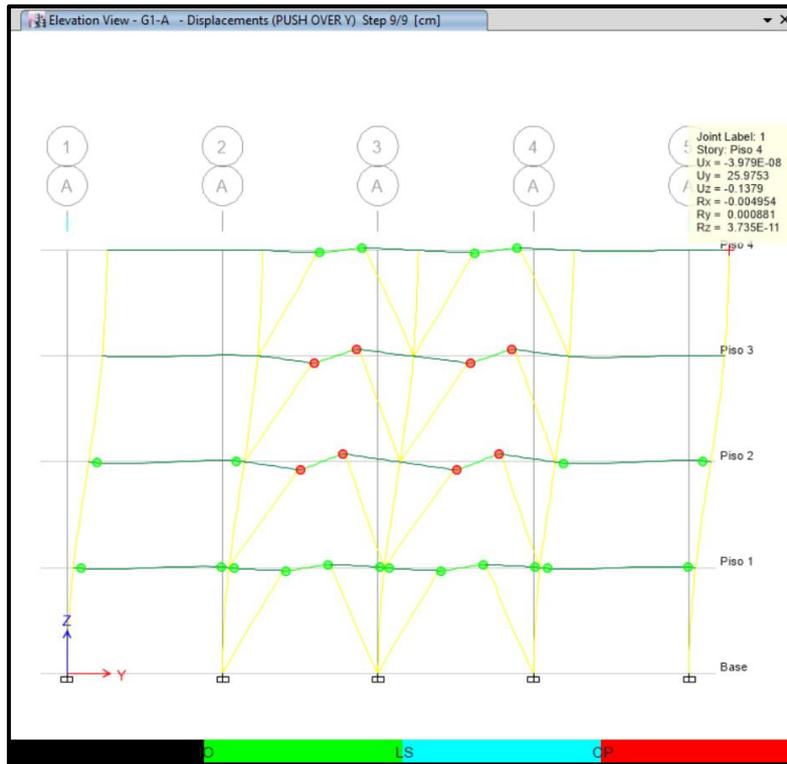


Figura 4-66 Paso 9 de la deformación de la estructura debido a cargas de push-over en el sentido Y.
Fuente: Elaboración propia.

En la figura 4-67 se muestra la curva de capacidad de la estructura en el sentido Y, donde el Fy es alcanzado cuando esta se desplaza 3.78 cm y su máximo desplazamiento es 11.66 cm.

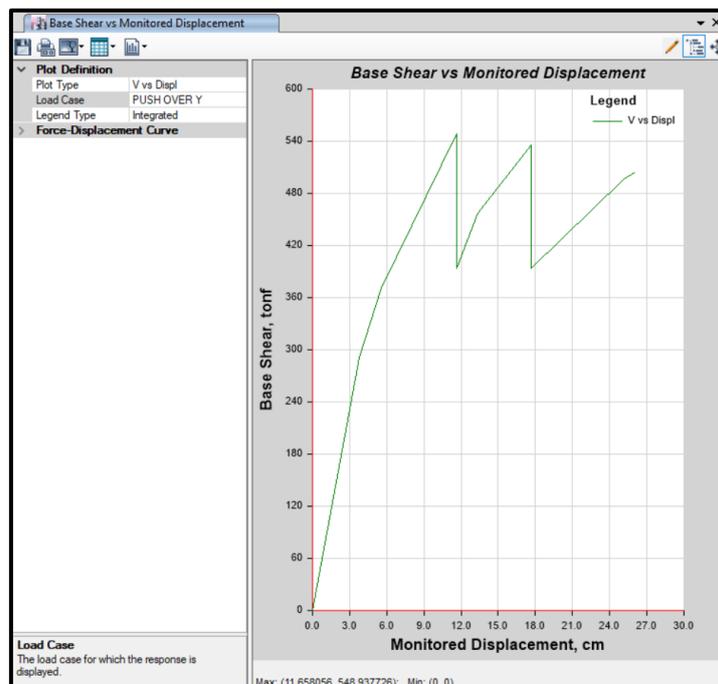


Figura 4-67 Curva de capacidad de la estructura (V vs Desplazamiento) en el sentido Y.
Fuente: Elaboración propia.

En las figuras 4-58 a 4-61 se muestran los resultados obtenidos en el software utilizando el análisis estático no lineal siguiendo los lineamientos del ASCE 41-13, de acuerdo a lo explicado en la sección 2.4.

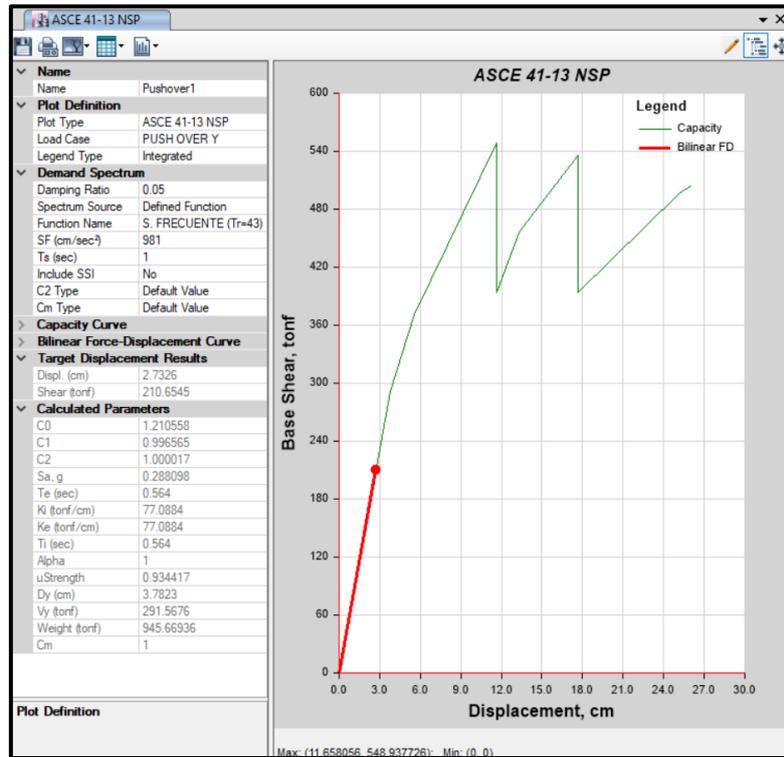


Figura 4-68 Análisis estático no lineal de la estructura (PAE) en el sentido Y para sismo frecuente.
Fuente: Elaboración propia.

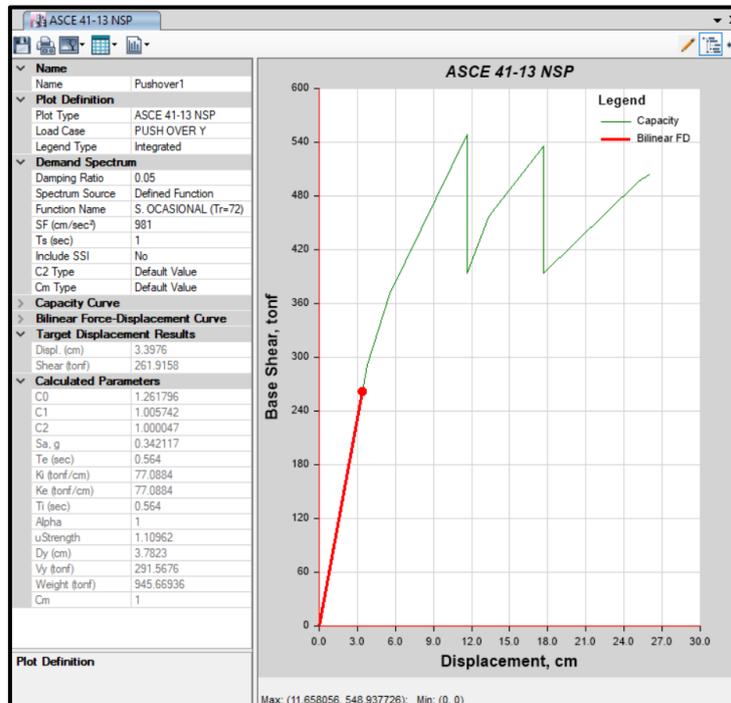


Figura 4-69 Análisis estático no lineal de la estructura (PAE) en el sentido Y para sismo ocasional.
Fuente: Elaboración propia.

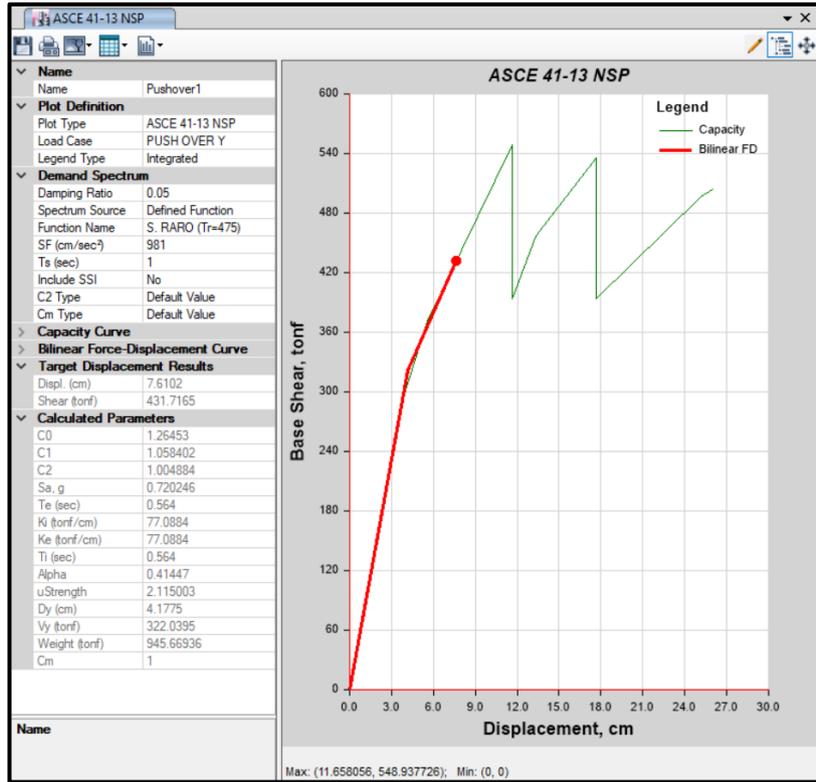


Figura 4-70 Análisis estático no lineal de la estructura (PAE) en el sentido Y para sismo raro.
Fuente: Elaboración propia.

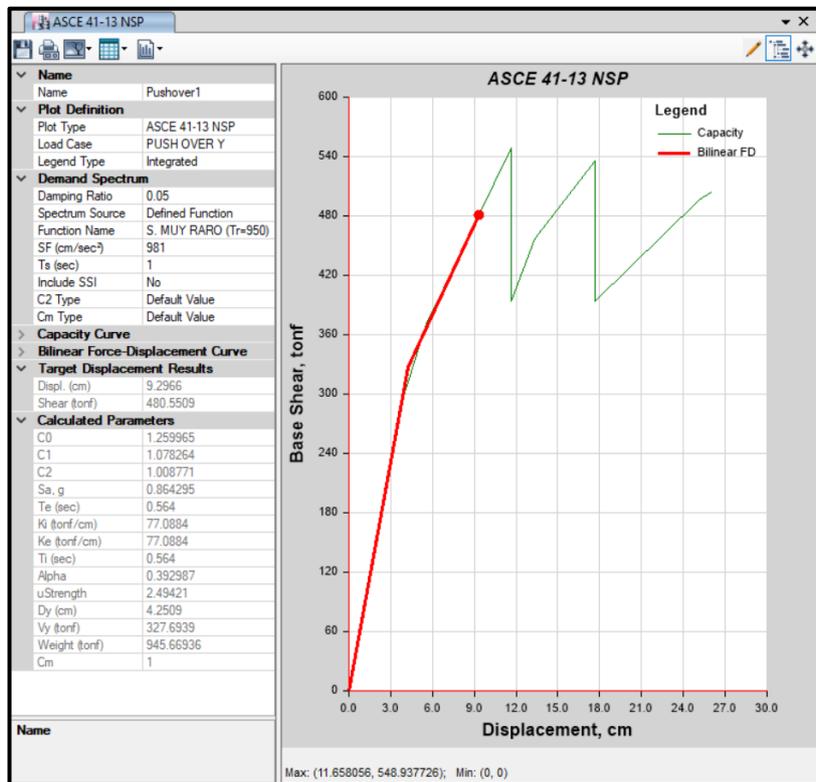


Figura 4-71 Análisis estático no lineal de la estructura (PAE) en el sentido Y para sismo muy raro.
Fuente: Elaboración propia.

De acuerdo a los resultados obtenidos del software se puede comentar que para el sismo frecuente (desplazamiento lateral de 2.73 cm) y para el sismo ocasional (desplazamiento lateral de 3.40 cm) los elementos estructurales no desarrollarán rotulas plástica ya que estas se presentan cuando la estructura alcanza un desplazamiento de 5.52 cm. Para el sismo raro (desplazamiento lateral de 7.61 cm) y sismo muy raro (desplazamiento lateral de 9.30 cm) desarrollarán rotulas plásticas pero la estructura no colapsará.

Con los desplazamientos en el tope de la estructura de cada nivel de amenaza sísmica se verifica que la estructura sea competente de acuerdo a las derivas máximas admisibles que se muestran en la tabla 4-10. La estructura es competente para todos los niveles de amenaza sísmica excepto para el sismo frecuente.

Tabla 4-10 Desplazamiento y deriva de pisos de pórtico arriostrado excéntricamente en el sentido Y.
Fuente: *Elaboración propia.*

PUSH OVER Y			
NIVEL DE AMENAZA SÍSMICA	DESPLAZAMIENTO (CM)	DERIVA (%)	DERIVA ADMISIBLE (%)
SISMO FRECUENTE (Tr=43 AÑOS)	2.73	0.20	< 0.20
SISMO OCASIONAL (Tr=72 AÑOS)	3.40	0.25	0.2 - 0.5
SISMO RARO (Tr=475 AÑOS)	7.61	0.56	0.5 - 1.5
SISMO MUY RARO (Tr=950 AÑOS)	9.3	0.68	1.5 - 2.5

Se determina el factor R de la estructura de la misma forma que en el pórtico especial a momentos. En la figura 4-70 se observa que el D_y para el sismo raro es 4.18 cm y en la figura 4-67 el desplazamiento máximo es 11.66 cm, por ende el $R_{\mu} = 11.66\text{cm}/4.18\text{cm} = 2.79$. El R_{Ω} , al igual que el pórtico especial a momentos es 1.30, por lo tanto $R=3.63$.

A continuación se analiza la estructura utilizando las cargas de push-over en el sentido X:

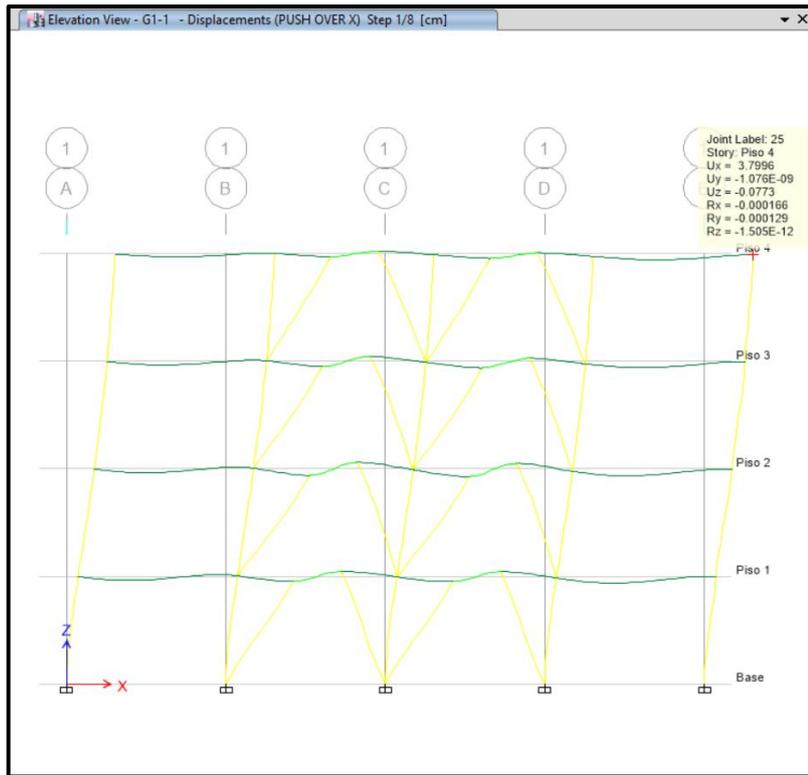


Figura 4-72 Paso 1 de la deformación de la estructura debido a cargas de push-over en el sentido X.
Fuente: Elaboración propia.

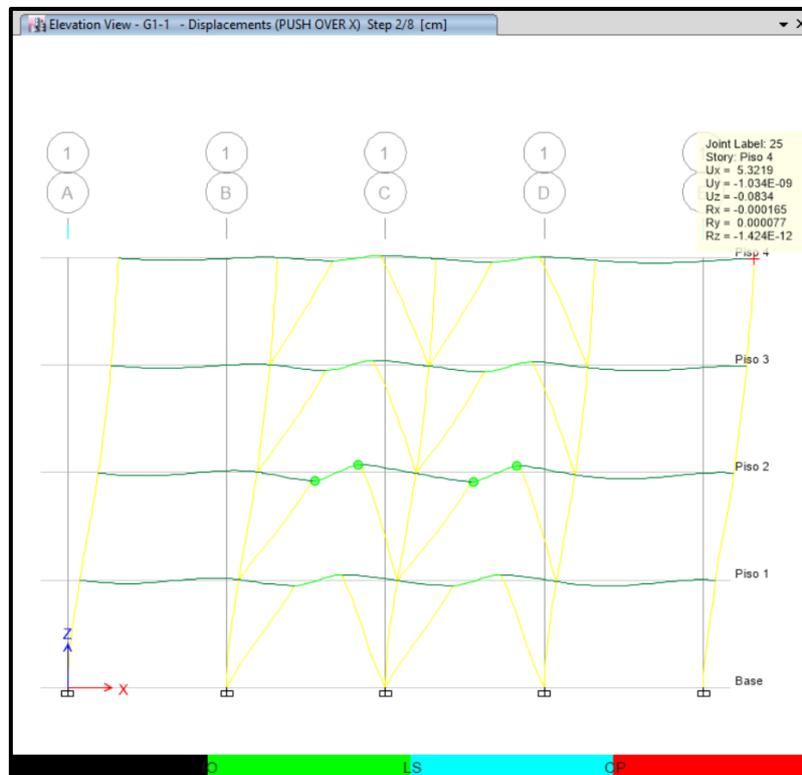


Figura 4-73 Paso 2 de la deformación de la estructura debido a cargas de push-over en el sentido X.
Fuente: Elaboración propia.



Figura 4-74 Paso 3 de la deformación de la estructura debido a cargas de push-over en el sentido X.
Fuente: Elaboración propia.

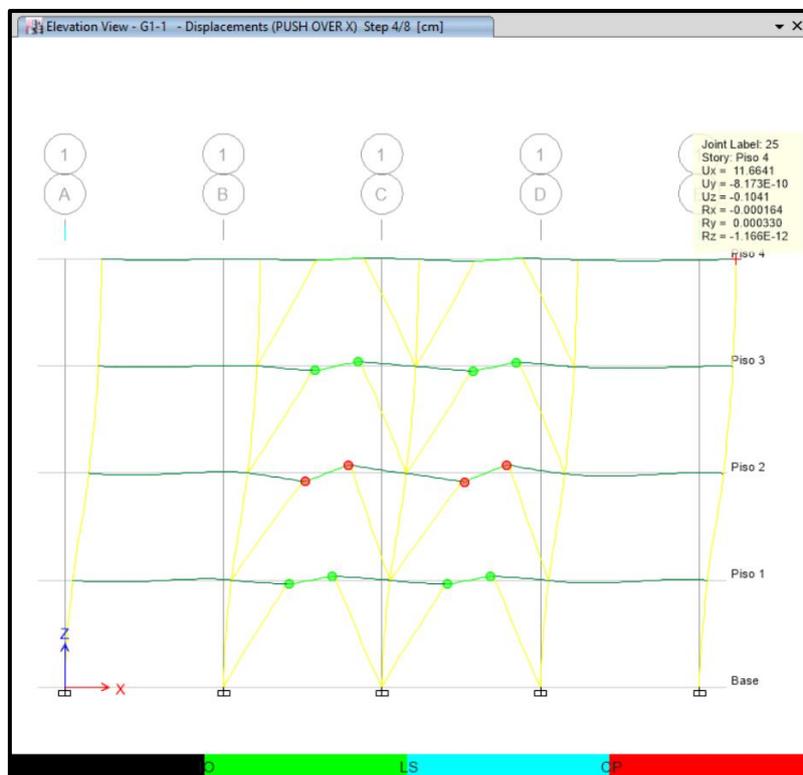


Figura 4-75 Paso 4 de la deformación de la estructura debido a cargas de push-over en el sentido X.
Fuente: Elaboración propia.

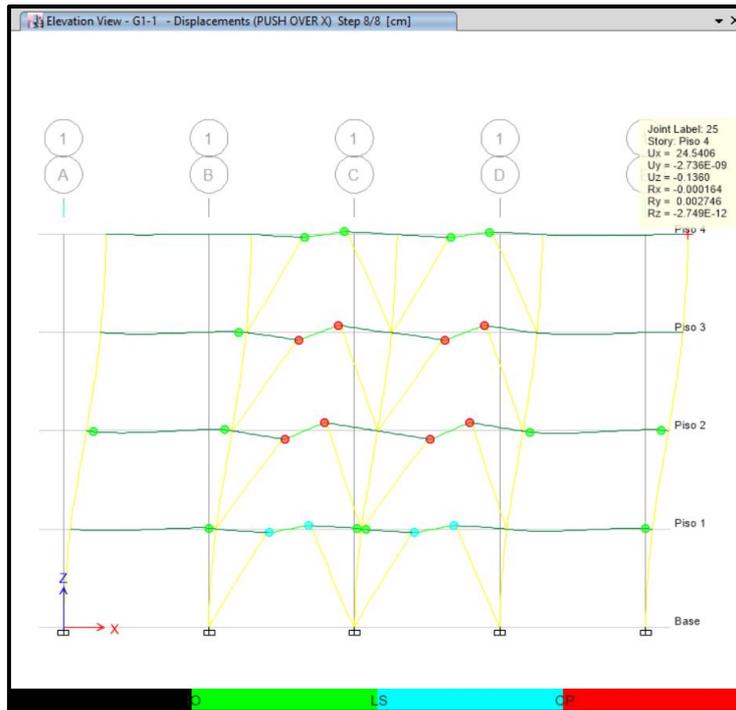


Figura 4-76 Paso 8 de la deformación de la estructura debido a cargas de push-over en el sentido X.
Fuente: Elaboración propia.

En la figura 4-77 se muestra la curva de capacidad de la estructura en el sentido X, donde el F_y es alcanzado cuando esta se desplaza 3.80 cm y su máximo desplazamiento es 11.66 cm.

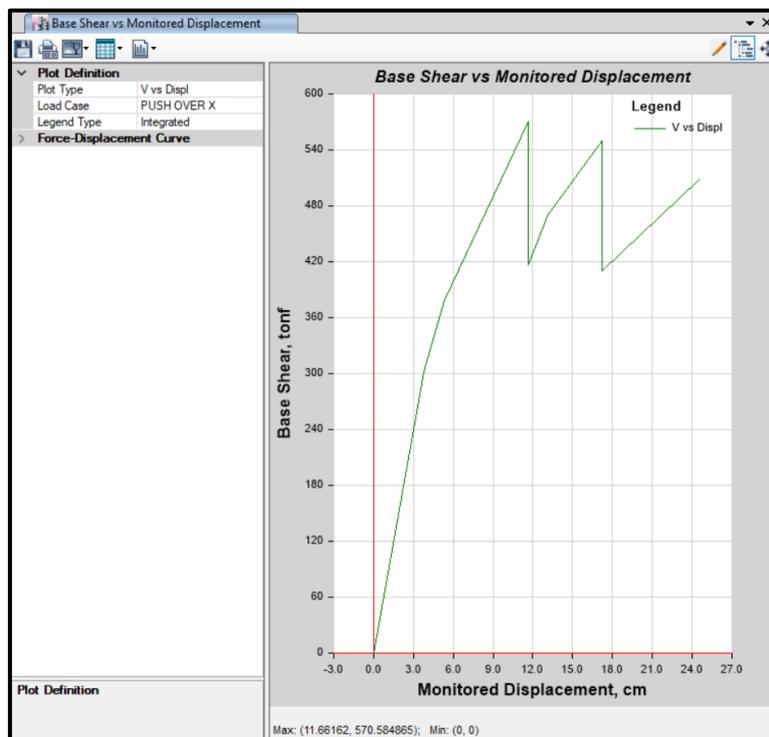


Figura 4-77 Curva de capacidad de la estructura (V vs Desplazamiento) en el sentido X.
Fuente: Elaboración propia.

En las figuras 4-78 a 4-81 se muestran los resultados obtenidos en el software utilizando el análisis estático no lineal siguiendo los lineamientos del ASCE 41-13.

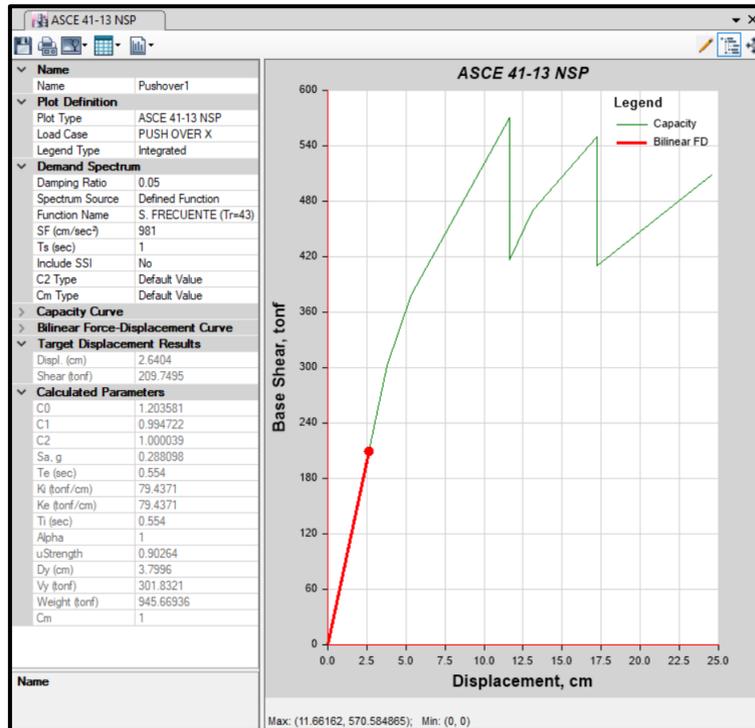


Figura 4-78 Análisis estático no lineal de la estructura (PAE) en el sentido X para sismo frecuente.
Fuente: Elaboración propia.

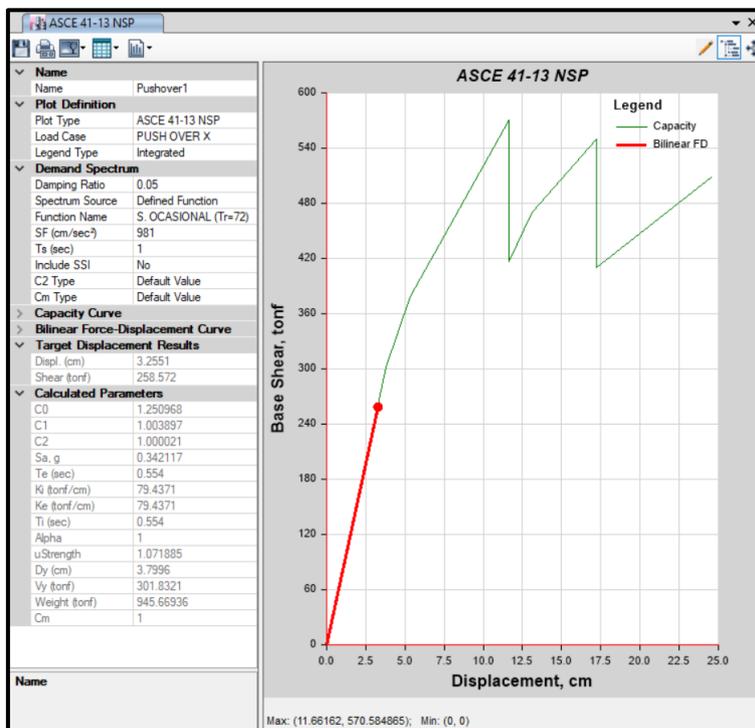


Figura 4-79 Análisis estático no lineal de la estructura (PAE) en el sentido X para sismo ocasional.
Fuente: Elaboración propia.

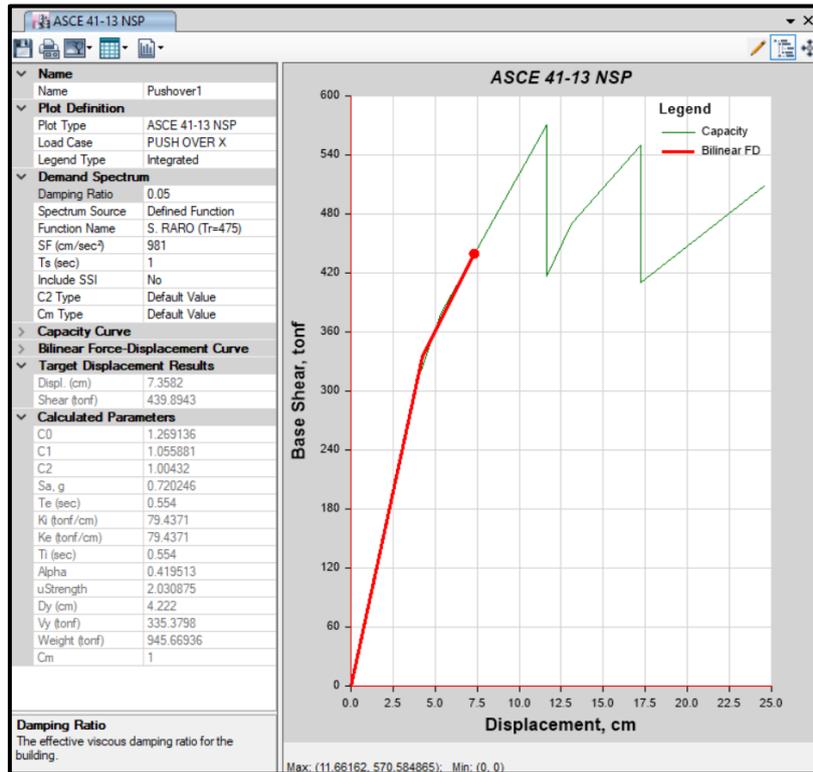


Figura 4-80 Análisis estático no lineal de la estructura (PAE) en el sentido X para sismo raro.
Fuente: Elaboración propia.

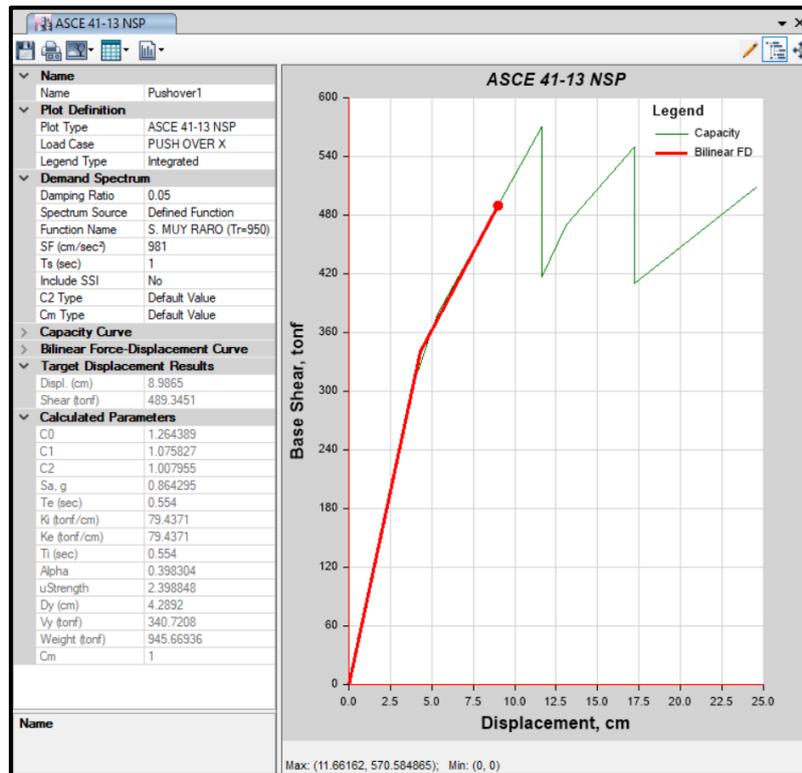


Figura 4-81 Análisis estático no lineal de la estructura (PAE) en el sentido X para sismo muy raro.
Fuente: Elaboración propia.

De los resultados obtenidos en el software se interpreta que para el sismo frecuente (desplazamiento lateral de 2.64 cm) y para el sismo ocasional (desplazamiento lateral de 3.26 cm) los elementos estructurales no desarrollarán rotulas plástica ya que estas se presentan cuando la estructura alcanza un desplazamiento de 5.32 cm. Para el sismo raro (desplazamiento lateral de 7.36 cm) y sismo muy raro (desplazamiento lateral de 8.99 cm) la estructura desarrollará rotulas plásticas pero la estructura no colapsará.

Se verifica que la estructura cumpla con las derivas máximas admisibles para cada nivel de amenaza sísmica, y como se observa en la tabla 4-11 esta es competente para todos los niveles.

Tabla 4-11 Desplazamiento y deriva de pisos de pórtico arriostrado excéntricamente en el sentido X.
Fuente: Elaboración propia.

PUSH OVER X			
NIVEL DE AMENAZA SÍSMICA	DESPLAZAMIENTO (CM)	DERIVA (%)	DERIVA ADMISIBLE (%)
SISMO FRECUENTE (Tr=43 AÑOS)	2.64	0.19	< 0.20
SISMO OCASIONAL (Tr=72 AÑOS)	3.26	0.24	0.2 - 0.5
SISMO RARO (Tr=475 AÑOS)	7.36	0.54	0.5 - 1.5
SISMO MUY RARO (Tr=950 AÑOS)	8.99	0.66	1.5 - 2.5

Por último se determina el factor R de la estructura. En la figura 4-80 se observa que el D_y para el sismo raro es 4.22 cm y en la figura 4-77 el desplazamiento máximo es 11.66 cm, por ende el $R_{\mu} = 11.66\text{cm}/4.22\text{cm} = 2.76$. El R_{Ω} , es 1.30, por lo tanto $R=3.59$.

Capítulo V. Conclusiones y recomendaciones

Con lo expuesto anteriormente se puede concluir que:

Los diseño de las estructuras con pórticos especiales a momentos y pórticos arriostrados excéntricamente cumplen con los lineamientos de la NEC-SE-DS 2015, AISC 360-10 y AISC 341-10. Sin embargo, no son competentes cuando se evalúa el nivel de daño mediante un análisis estático no lineal.

Al evaluar el pórtico especial a momentos con criterios de diseño por desempeño, tanto en la dirección X como en la dirección Y, la estructura no cumple con el nivel de desempeño para los dos primeros niveles de amenaza sísmica, es decir para el sismo frecuente y el sismo ocasional, mientras que para el sismo raro y el sismo muy raro sí.

El pórtico arriostrado excéntricamente tiene un desempeño adecuado en cada nivel de amenaza sísmica al ser analizado en la dirección X, por otro lado en la dirección Y no cumple para un sismo frecuente pero sí para los otros 3 sismos.

La NEC-SE-DS 2015 plantea que el factor de reducción de respuesta sísmica (R) para pórticos especiales a momentos y pórticos arriostrados excéntricamente sea 8. Sin embargo, al realizar el análisis estático no lineal se tiene como resultado $R=5.99$ y $R=3.63$ respectivamente, evidenciando que ambas estructuras no desarrollan la ductilidad propuesta por dicha normativa.

Al comparar ambas estructuras se tiene que los pórticos arriostrados excéntricamente desarrollan menor desplazamiento lateral que los pórticos especiales a momentos para cada nivel de amenaza sísmica, aproximadamente un 40% menor, lo cual puede ser optimizado en beneficio de la estructura ya que los elementos no estructurales tendrán menores daños.

Recomendaciones

Teniendo en consideración que ningunas de las estructuras cumple con el diseño por desempeño, a pesar que la estructura es competente de acuerdo a los lineamientos de la NEC-SE-DS 2015, se recomienda rediseñar la estructura utilizando un espectro de respuesta con $R=5.5$ para pórtico especial a momentos y $R=3.5$ para pórtico con arriostamiento excéntrico.

Evaluar el nivel de daño de la estructura mediante el análisis estático no lineal propuesto por el FEMA 440 y comparar los resultados de derivas de pisos y ductilidad de la estructura con los obtenidos utilizando la normativa ASCE 41-13.

Bibliografía

- AISC. (1994). *Loads & Resistance Factor Design*. Chicago, Illinois: American Institute of Steel Construction.
- AISC 341-10. (2010). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. Chicago, Illinois: American Institute of Steel Construction.
- AISC 360-10. (2010). *Specification for Structural Steel Buildings*. Chicago, Illinois: American Institute of Steel Construction.
- ASCE 41-13. (2014). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. Reston, Virginia: ASCE.
- ASCE 7-10. (2010). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. Reston, Virginia: ASCE.
- Biddah, A. & Heidebrecht, A. C. (1998). *Seismic Performance of Moment-Resistant Steel Frames Designed for Different Levels of Seismic Hazards*. Earthquake Engineering Research Institute.
- Crisufalli, F. (2014). *Diseño sismorresistente de construcciones de acero* (4 ed.). Mendoza: Alacero. Retrieved from 561659849
- Gálvez, A. (2008). Propuesta del factor de fuerza sísmica para sistemas estructurales en concreto armado con muros reforzados por barras dúctiles y mallas electrosoldadas . *Pontificia Universidad Católica del Perú*, 6.
- Ghobarah, A. (2001). Performance-based design in earthquake engineering: state development. In A. Ghobarah, *Engineering Structures* (pp. 878-884). Ontario: McMaster University.
- Marquez, Lobo & Vielma. (2015). Comportamiento de Edificios de Acero con Diagonales Excéntricas y Concéntricas. *Universidad de los Andes*. Retrieved from <http://repositorio.educacionsuperior.gob.ec/handle/28000/3906>
- McCormac & Csernak. (2013). *Diseño de Estructuras de Acero*. Mexico, D. F.: Alfaomega.
- NEC-SE-CG. (2014). *Cargas (No Sísmicas)*. Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- NEC-SE-DS. (2014). *Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente*. Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- Trigo, T. (2017). Influencia de la Amplificación Local de las Ondas Sísmicas y la Interacción Suelos-Fundación en el puente Marga-Marga. *Universidad de Chile*. Retrieved from http://tesis.uchile.cl/tesis/uchile/2007/trigo_t/sources/trigo_t.pdf