

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL

TEMA: “COMPARACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA ENTRE PÓRTICOS ESPECIALES A MOMENTO Y PÓRTICOS ARRIOSTRADOS EXCÉNTRICAMENTE, EN UN EDIFICIO DE ACERO DE 10 PISOS, EN EL CANTÓN AMBATO, PROVINCIA DE TUNGURAHUA.”

Trabajo de Titulación previo a la obtención del Grado Académico de Magister en Ingeniería Civil con Mención en Estructuras Metálicas.

Modalidad de Titulación: Proyecto de Titulación con Componentes de Investigación Aplicada y/o de Desarrollo.

Autor: Ing. Luis Alfonso Aleaga Del Salto

Director: Ing. Jorge Javier Guevara Robalino Mg.

Ambato – Ecuador

2022

APROBACIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

A la Unidad Académica de Titulación de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica.

El Tribunal receptor de la Defensa del Trabajo de Titulación presidido por el Ing. Wilson Santiago Medina Robalino, Mg., e integrado por los señores: Ing. Diego Sebastián Chérrez Gavilanes Mg., e Ing. Alex Gustavo López Arboleda Mg., designados por la Unidad Académica de Titulación, de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato, para receptor el Trabajo de Titulación con el tema: “COMPARACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA ENTRE PÓRTICOS ESPECIALES A MOMENTO Y PÓRTICOS ARRIOSTRADOS EXCÉNTRICAMENTE, EN UN EDIFICIO DE ACERO DE 10 PISOS, EN EL CANTÓN AMBATO, PROVINCIA DE TUNGURAHUA.”, elaborado y presentado por el Ing. Luis Alfonso Aleaga Del Salto, para optar por el Grado Académico de Magister en Ingeniería Civil, con Mención en Estructuras Metálicas; una vez escuchada la defensa oral del Trabajo de Titulación el Tribunal aprueba y remite el trabajo para uso y custodia en las bibliotecas de la Universidad Técnica de Ambato.

Ing. Wilson Santiago Medina Robalino, Mg.
Presidente y Miembro del Tribunal de Defensa

Ing. Diego Sebastián Chérrez Gavilanes, Mg.
Miembro del Tribunal de Defensa

Ing. Alex Gustavo López Arboleda, Mg.
Miembro del Tribunal de Defensa

AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

La responsabilidad de las opiniones, comentarios y críticas emitidas en el Trabajo de Titulación presentado con el tema: “COMPARACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA ENTRE PÓRTICOS ESPECIALES A MOMENTO Y PÓRTICOS ARRIOSTRADOS EXCÉNTRICAMENTE, EN UN EDIFICIO DE ACERO DE 10 PISOS, EN EL CANTÓN AMBATO, PROVINCIA DE TUNGURAHUA.”, le corresponde exclusivamente al: Ing. Luis Alfonso Aleaga Del Salto, Autor, bajo la Dirección del Ing. Jorge Javier Guevara Robalino. Mg., director del Trabajo de Investigación; y el patrimonio intelectual a la Universidad Técnica de Ambato.

Ing. Luis Alfonso Aleaga Del Salto.

AUTOR

Ing. Jorge Javier Guevara Robalino. Mg.

DIRECTOR

DERECHOS DE AUTOR

Autorizo a la Universidad Técnica de Ambato, para que el Trabajo de Titulación, sirva como un documento disponible para su lectura, consulta y procesos de investigación, según las normas de la Institución.

Cedo los Derechos de mi Trabajo de Titulación, con fines de difusión pública, además apruebo la reproducción de este, dentro de las regulaciones de la Universidad Técnica de Ambato.

Ing. Luis Alfonso Aleaga Del Salto.

C.C. 1803884657

ÍNDICE GENERAL

CONTENIDO

PORTADA.....	i
APROBACIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN	ii
AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN	iii
DERECHOS DE AUTOR	iv
ÍNDICE GENERAL.....	v
ÍNDICE DE TABLAS	vii
ÍNDICE DE FIGURAS.....	viii
AGRADECIMIENTO	xii
DEDICATORIA	xiii
RESUMEN EJECUTIVO	xiv
EXECUTIVE SUMMARY.....	xvi
CAPÍTULO I.....	1
EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN.....	1
1.1. INTRODUCCIÓN	1
1.2. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN	1
1.3. OBJETIVOS.....	2
1.3.1. General.....	2
1.3.2. Específicos	2
CAPITULO II	3
ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS.....	3
2.1. ANTECEDENTES	3
2.2. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA	5
2.2.1. Acero Estructural	5
2.2.2. Filosofía de diseño	6
2.2.3. Pórticos Especiales a Momento (SMF)	8
2.2.4. Pórticos con arriostramiento excéntrico (EBF)	9
2.2.5. Sistema Computacional Ceinci-Lab.	10
CAPITULO III.....	11
MARCO METODOLÓGICO	11
3.1. UBICACIÓN	11
3.2. EQUIPOS Y MATERIALES	11
3.3. TIPO DE INVESTIGACIÓN	11
3.4. HIPÓTESIS - PREGUNTA CIENTÍFICA – IDEA A DEFENDER.....	12
3.5. POBLACIÓN O MUESTRA.....	12
3.6. RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN	12
3.7. PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN Y ANÁLISIS ESTADÍSTICO.....	13
3.8. VARIABLES RESPUESTA O RESULTADOS ESPERADOS	13

CAPITULO IV	14
RESULTADOS Y DISCUSIÓN	14
4.1. PÓRTICOS ESPECIALES A MOMENTO (SMF)	14
4.1.1. Geometría y consideraciones de cargas	14
4.1.2. Comportamiento de los elementos de acero según su esbeltez	16
4.1.3. Capacidad a flexión de elementos de acero	16
4.1.4. Capacidad axial de elementos de acero	17
4.1.5. Prediseño de vigas	19
4.5.1.1 Módulo de sección elástico:	21
4.5.1.2 Módulo de sección plástico:	21
4.1.6. Prediseño de columnas.....	22
4.1.7. Modelación con el programa computacional Ceinci Lab (Sistema SMF) 25	
4.2. PÓRTICOS CON ARRIOSTRAMIENTOS EXCÉNTRICOS (EBF).....	45
4.2.1. Comportamiento de Pórticos Arriostrados Excéntricamente.....	45
4.2.2. Capacidad de carga axial y flexión	48
4.2.3. Demandas de carga lateral	51
4.2.4. Prediseño de Pórticos con Arriostramientos Excéntricos	53
4.2.4.1. Prediseño del elemento de enlace	58
4.2.4.2. Prediseño de la viga fuera del enlace	61
4.2.4.3. Prediseño de diagonales	63
4.2.4.4. Prediseño de columnas	64
4.2.5. Modelación con el programa computacional Ceinci Lab (sistema EBF) . 67	
4.3. RESULTADOS DEL ANÁLISIS LINEAL EN CEINCI LAB.	72
4.3.1. Respuestas del análisis estático lineal para la aplicación de cargas laterales	72
4.3.2. Respuestas de Pórticos Especiales a Momento	73
4.3.3. Respuestas de Pórticos Arriostrados Excéntricamente	78
4.4. RESULTADOS DEL ANÁLISIS NO LINEAL PUSHOVER EN CEINCI LAB.....	86
CAPÍTULO V	89
5.1. CONCLUSIONES	89
5.2. RECOMENDACIONES	91
5.3. BIBLIOGRAFÍA	93
5.4. ANEXOS	95
5.4.1. Código de Ceinci-Lab para Pórticos Especiales a Momento.....	95
5.4.2. Código de Ceinci-Lab para Pórticos con Arriostramientos Excéntricos. 100	
5.4.3. Descripción de variables para programación en CEINCI-LAB.	111
5.4.4. Funciones para el diseño de estructuras en base a la NEC-15 con CEINCI-LAB.	112
5.4.5. Resultados de Ceinci Lab Ejes 2, A, B, C, D, E, F, sistema SMF.....	113
5.4.6. Esquema Arquitectónico.....	130
5.4.7. Secciones de pórticos.....	131
5.4.8. Cálculo de conexión RBS.....	136

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 4-1 Cargas gravitacionales consideradas	15
Tabla 4-2 Factores de amplificación de efectos por sismo.	20
Tabla 4-3 Esfuerzo critico calculado con diferentes metodologías.....	22
Tabla 4-4 Parámetros que intervienen en el cálculo del Corte Basal.....	25
Tabla 4-5 Coeficiente sísmico.....	26
Tabla 4-6 Límites de ancho versus espesor para elementos sometidos a compresión. Fragmento de la tabla D1.1 del AISC 341-16.....	33
Tabla 4-7 Carga reactiva de sismo W.	54
Tabla 4-8 Fuerzas laterales y cortantes en cada piso.	55
Tabla 4-9 Cortante en los elementos de enlace de cada nivel.	56
Tabla 4-10 Demanda versus Capacidad del elemento de enlace	60
Tabla 4-11 Demanda versus Capacidad de la viga fuera del enlace	63
Tabla 4-12 Demanda versus Capacidad de la diagonal.....	64
Tabla 4-13 Demanda versus Capacidad de la columna.....	65
Tabla 4-14 Relación aproximada viga-columna nudo de análisis.....	66

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2-1 Representación esquemática de la curva esfuerzo – deformación típica de un acero estructural Gr.50.	5
Figura 2-2 Ductilidad en eslabones.	6
Figura 2-3 Curva tensión – deformación del acero.	6
Figura 2-4 Respuesta global del sistema, con indicación de los factores R , Ω_0 y C_d .7	
Figura 2-5 Comportamiento de un pórtico resistente a momento sometido a cargas sísmicas.	8
Figura 2-6 Procedimiento general de diseño para estructuras de acero.	8
Figura 2-7 Pórticos con diagonales excéntricas.	9
Figura 2-8 Deformada de un pórtico ante cargas laterales.	9
Figura 4-1 Geometría del pórtico a momento	15
Figura 4-2 Capacidad a flexión de una sección en función de su compacidad.....	16
Figura 4-3 Esfuerzos internos en una sección en función del momento aplicado. ...	16
Figura 4-4 Diagrama momento versus curvatura en una sección I.	17
Figura 4-5 Esquema de Esfuerzo vs. relación de esbeltez elementos a compresión. 18	
Figura 4-6 Esfuerzo versus relación de esbeltez de un elemento sometido a compresión.	19
Figura 4-7 Diagramas de momento en una viga empotrada.	20
Figura 4-8 Fuerzas laterales en cada piso.	27
Figura 4-9 Ejemplo de los modos de vibración de un pórtico plano.	28
Figura 4-10 Límites para clasificar una sección HD o MD.	35
Figura 4-11 Capacidad a flexión en función de la longitud no arriostrada.	41
Figura 4-12 Comparativa de rigidez lateral.	45
Figura 4-13 Aproximación de diagrama de cuerpo libre.	46
Figura 4-14 Fuerzas debido a la fluencia del elemento de enlace.	46
Figura 4-15 Diagramas del elemento de enlace	47
Figura 4-16 Comportamiento de elementos de enlace en función de la longitud.	48
Figura 4-17 Comportamiento del elemento de enlace.	48
Figura 4-18 Cortante de piso.	55
Figura 4-19 Modelo de análisis simplificado para vigas con arriostramientos excéntricos.	57
Figura 4-20 Diagramas de corte y momento obtenidos con fórmulas	58

Figura 4-21 Diagrama de cuerpo libre para el prediseño de la viga fuera del enlace.	61
Figura 4-22 Nudo de una columna interior de un pórtico.	65
Figura 4-23 Diagrama de cuerpo libre en el enlace.	67
Figura 4-24 Esquemas de la estructura de 10 pisos (SMF).	73
Figura 4-25 Espectro de diseño, Ejes 1, 3.	74
Figura 4-26 Respuestas del análisis lineal, estructura de 10 pisos (SMF), Ejes 1, 3.	75
Figura 4-27 Relaciones de capacidad columna/viga, Ejes 1, 3.	75
Figura 4-28 Compacidad de secciones del pórtico, estructura SMF, Ejes 1, 3.	76
Figura 4-29 Demanda vs Capacidad axial de columnas con sobre resistencia, estructura SMF, Ejes 1, 3.	76
Figura 4-30 Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura, estructura SMF, Ejes 1, 3.	77
Figura 4-31 Demanda vs Capacidad Corte de estructura, estructura SMF, Ejes 1, 3.	77
Figura 4-32 Relaciones columna-fuerte viga-débil, estructura SMF, Ejes 1, 3.	78
Figura 4-33 Esquemas de la estructura de 10 pisos (EBF), Ejes 1, 3.	79
Figura 4-34 Espectro de diseño, Ejes 1, 3.	80
Figura 4-35 Respuestas del análisis lineal, estructura de 10 pisos (EBF), Ejes 1, 3.	81
Figura 4-36 Relaciones de capacidad columna/viga, Ejes 1, 3.	81
Figura 4-37 Compacidad de secciones del pórtico, estructura EBF, Ejes 1, 3.	82
Figura 4-38 Demanda vs Capacidad axial de columnas con sobre resistencia, estructura EBF, Ejes 1, 3.	83
Figura 4-39 Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura, estructura EBF, Ejes 1, 3.	83
Figura 4-40 Demanda vs Capacidad Corte de estructura, estructura EBF, Ejes 1, 3.	84
Figura 4-41 Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura, estructura EBF, Ejes 1, 3.	84
Figura 4-42 Demanda vs Capacidad Corte de estructura, estructura EBF, Ejes 1, 3.	85
Figura 4-43 Relaciones columna-fuerte viga-débil, estructura EBF, Ejes 1, 3.	85
Figura 4-44 Rótulas Plásticas sistema SMF sentido X.	86
Figura 4-45 Curva de capacidad sistema SMF sentido X.	86
Figura 4-46 Rótulas Plásticas sistema EBF sentido X.	87
Figura 4-47 Curva de capacidad sistema EBF sentido X.	87

Figura 4-48 Rótulas Plásticas sistema SMF sentido Y.	88
Figura 4-49 Curva de capacidad sistema SMF sentido Y.	88
Figura 5-1 Espectro de diseño, Eje 2.	113
Figura 5-2 Respuestas del análisis lineal, estructura de 10 pisos (SMF), Eje 2.....	113
Figura 5-3 Relaciones de capacidad columna/viga, Eje 2.	114
Figura 5-4 Compacidad de secciones del pórtico, estructura SMF, Eje 2.	114
Figura 5-5 Demanda vs Capacidad axial de columnas con sobre resistencia, estructura SMF, Eje 2.	115
Figura 5-6 Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura, estructura SMF, Eje 2.....	115
Figura 5-7 Demanda vs Capacidad Corte de estructura, estructura SMF, Eje 2.....	116
Figura 5-8 Relaciones columna-fuerte viga-débil, estructura SMF, Eje 2.....	116
Figura 5-9 Esquemas de la estructura de 10 pisos (SMF) , Ejes A y F.....	117
Figura 5-10 Espectro de diseño, Ejes A y F.....	118
Figura 5-11 Respuestas del análisis lineal, estructura de 10 pisos (SMF) , Ejes A y F.	118
Figura 5-12 Relaciones de capacidad columna/viga, Ejes A y F.....	119
Figura 5-13 Compacidad de secciones del pórtico, estructura SMF, Ejes A y F. ..	119
Figura 5-14 Demanda vs Capacidad axial de columnas con sobre resistencia, estructura SMF, Ejes A y F.	120
Figura 5-15 Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura, estructura SMF, Ejes A y F.....	120
Figura 5-16 Demanda vs Capacidad Corte de estructura, estructura SMF, Ejes A y F.	121
Figura 5-17 Relaciones columna-fuerte viga-débil, estructura SMF, Ejes A y F...	121
Figura 5-18 Espectro de diseño, Ejes B y E.....	122
Figura 5-19 Respuestas del análisis lineal, estructura de 10 pisos (SMF), Ejes B y E.	122
Figura 5-20 Relaciones de capacidad columna/viga, Ejes B y E.....	123
Figura 5-21 Compacidad de secciones del pórtico, estructura SMF, Ejes B y E. ..	123
Figura 5-22 Demanda vs Capacidad axial de columnas con sobre resistencia, estructura SMF, Ejes B y E.	124
Figura 5-23 Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura, estructura SMF, Ejes B y E.....	124
Figura 5-24 Demanda vs Capacidad Corte de estructura, estructura SMF, Ejes B y E.	125

Figura 5-25 Relaciones columna-fuerte viga-débil, estructura SMF, Ejes B y E...	125
Figura 5-26 Espectro de diseño, Ejes C y D.	126
Figura 5-27 Respuestas del análisis lineal, estructura de 10 pisos (SMF), Ejes C y D.	126
Figura 5-28 Relaciones de capacidad columna/viga, Ejes C y D.	127
Figura 5-29 Compacidad de secciones del pórtico, estructura SMF, Ejes C y D. ..	127
Figura 5-30 Demanda vs Capacidad axial de columnas con sobre resistencia, estructura SMF, Ejes C y D.....	128
Figura 5-31 Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura, estructura SMF, Ejes C y D.	128
Figura 5-32 Demanda vs Capacidad Corte de estructura, estructura SMF, Ejes C y D.	129
Figura 5-33 Relaciones columna-fuerte viga-débil, estructura SMF, Ejes C y D. .	129

AGRADECIMIENTO

Quiero agradecer a la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica, a sus distinguidas autoridades, a los docentes y coordinadores de esta maestría, a mi tutor de tesis Ing. Jorge Guevara, al personal administrativo, y un especial agradecimiento al Ing. Brian Cagua investigador de Ceinci-Lab, por su valioso aporte para el desarrollo de este trabajo.

DEDICATORIA

A Dios principalmente que me ha bendecido con mi familia, a mi amada esposa que con su apoyo incondicional me inspiro cada día para salir adelante, a mi hijo Lucas David quien llegó para complementar nuestra vida, y a toda mi familia.

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA
MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN EN
ESTRUCTURAS METÁLICAS

TEMA:

“COMPARACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA ENTRE PÓRTICOS ESPECIALES A MOMENTO Y PÓRTICOS ARRIOSTRADOS EXCÉNTRICAMENTE, EN UN EDIFICIO DE ACERO DE 10 PISOS, EN EL CANTÓN AMBATO, PROVINCIA DE TUNGURAHUA.”

AUTOR: Ing. Luis Alfonso Aleaga Del Salto

DIRECTOR: Ing. Jorge Javier Guevara Robalino Mg.

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN: Ingeniería Industria y Construcción.

FECHA: agosto, 2022

RESUMEN EJECUTIVO

El Ecuador es un país de alta peligrosidad sísmica por tal razón el cálculo de estructuras siempre va a ser un reto para los ingenieros ya que cada día surgen nuevos avances en la ciencia y tecnología, logrando predecir el comportamiento de una construcción ante eventos extremos como son los terremotos; en este trabajo se ha utilizado el Sistema de Computación Ceinci-Lab, el cual permitió realizar análisis y diseño de estructuras paso a paso obteniendo resultados claros y precisos. Esta investigación tiene como objetivo comparar la respuesta sísmica entre pórticos especiales a momento y pórticos arriostrados excéntricamente en un edificio de acero de 10 pisos. Se utilizó una configuración estructural simple y regular para obtener un mejor desempeño sísmico de todos los componentes del sistema, posteriormente se realizó el análisis sismorresistente de los pórticos con las diferentes configuraciones estructurales propuestas en el programa computacional Ceinci-Lab empleando los análisis lineales modal espectral y estático equivalente para su resolución y dando cumplimiento a las pautas que se establecen en la norma ecuatoriana de la construcción y en códigos internacionales; finalmente se determinó que el edificio compuesto por diagonales excéntricas tuvo mejor respuesta sísmica que el conformado con pórticos resistentes a

momento, obteniéndose menores desplazamientos y derivas de piso; se verifico también que la demanda versus capacidad de cada sistema es óptima asegurando así un comportamiento de columna fuerte – viga débil; adicionalmente se realizó un análisis no lineal pushover para determinar la resistencia máxima real de la estructura y el desempeño de todos sus componentes, por lo tanto se establece que es indispensable considerar la utilización de arriostramientos en la configuración estructural de edificios de mediana altura, en especial con elementos de enlace cortos ya que estos actúan como disipadores de energía mejorando la rigidez y respuesta global del sistema ante sismos severos.

Descriptor: análisis estático, análisis sísmico, Ceinci-Lab, diseño sismorresistente, demanda – capacidad, estructuras de acero, NEC 15, pórticos a momento, pórticos excéntricos, pushover, respuesta sísmica.

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA
MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN EN
ESTRUCTURAS METÁLICAS

THEME:

“COMPARISON OF THE SEISMIC RESPONSE BETWEEN SPECIAL MOMENT FRAMES AND ECCENTRICALLY BRACED FRAMES IN A 10-STORY STEEL BUILDING, IN THE CANTON OF AMBATO, PROVINCE OF TUNGURAHUA.”

AUTHOR: Ing. Luis Alfonso Aleaga Del Salto

DIRECTED BY: Ing. Jorge Javier Guevara Robalino Mg.

LINE OF RESEARCH: Engineering, Industry and Construction.

DATE: august, 2022

EXECUTIVE SUMMARY

Ecuador is a country of high seismic danger; therefore, the calculation of structures will always be a challenge for engineers since every day new advances in science and technology emerge, making it possible to predict the behavior of a building in extreme events such as earthquakes; in this work the Ceinci-Lab Computer System has been used, which allowed to perform analysis and design of structures step by step obtaining clear and accurate results. The objective of this research is to compare the seismic response between special moment frames and eccentrically braced frames in a 10-story steel building. A simple and regular structural configuration was used to obtain a better seismic performance of all the components of the system. Subsequently, the seismic-resistant analysis of the frames was carried out with the different structural configurations proposed in the Ceinci-Lab computer program, using the linear modal spectral and static equivalent analysis for its resolution and complying with the guidelines established in the Ecuadorian construction standard and international codes; finally, it was determined that the building composed of eccentric diagonals had a better seismic response than the one composed of moment resisting frames, obtaining lower displacements and floor drifts; It was also verified that the demand versus capacity of each system is optimal, thus ensuring a strong column - weak beam

behavior; additionally, a nonlinear pushover analysis was performed to determine the real maximum resistance of the structure and the performance of all its components; therefore, it is essential to consider the use of bracing in the structural configuration of medium-rise buildings, especially with short link elements, since they act as energy dissipaters, improving the stiffness and global response of the system in severe earthquakes.

Keywords: static analysis, seismic analysis, Ceinci-Lab, seismic-resistant design, demand-capacity, steel structures, NEC 15, moment frames, eccentric frames, pushover, seismic response.

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1. Introducción

“Comparación de la Respuesta Sísmica entre pórticos especiales a momento y pórticos arriostrados excéntricamente, en un edificio de acero de 10 pisos en el cantón Ambato, provincia de Tungurahua.”

En esta investigación se enfocó en realizar el análisis y diseño de pórticos especiales a momento y pórticos con arriostramientos excéntricos, se realizó un análisis estático y dinámico para obtener la respuesta de cada sistema estructural. Para el desarrollo del trabajo se lo hizo con el procedimiento general para estructuras de acero según la NEC 15, primero se determinó las cargas gravitatorias (NEC-SE-CG) [1] y sísmicas (NEC-SE-DS) [2], luego se realizó el análisis estructural para obtener las fuerzas internas en base a la normativa (NEC-SE-AC y Guía de estructuras de acero) [3], [4], finalmente se realizó el diseño de componentes para pórticos gravitacionales (AISC 360) [5], y pórticos resistentes a carga lateral (AISC 341 y AISC 358) [6]. Con los modelos estructurales analizados se determinó que los porticos con arriostramientos excéntricos presentan mejores respuestas sísmicas que los porticos especiales a momento. Adicionalmente se realizó un análisis no lineal de cada sistema.

1.2. Justificación de la investigación

El campo de la ingeniería sísmica y la sismología es de gran importancia para los ingenieros estructurales de todo el mundo. La elección de un sistema de resistencia a la fuerza lateral adecuado tiene un efecto significativo en el rendimiento de la estructura de acero. [7]

En el Ecuador y en algunos países que tienen una alta peligrosidad sísmica se están construyendo una gran cantidad de edificios en acero, compuestos por pórticos sin arriostramiento; la unión de las columnas y vigas de las estructuras presentadas son soldadas. Todavía no está generalizado el uso de conexiones precalificadas, con las que se tiene conexión de momento. [8]

En Ecuador es común emplear pórticos duales como sistemas resistentes a cargas laterales; los pórticos duales son compuestos por pórticos resistentes a momentos y en algunos ejes se incluye elementos diagonales, que pueden ser concéntricas o excéntricas en función de los criterios del arquitecto e ingeniero responsables del proyecto. [9]

La ciudad de Ambato se caracteriza por tener fallas geológicas cercanas, las cuales deben ser consideradas al momento de realizar el cálculo estructural, por esta razón se debe conocer la respuesta sísmica de las diferentes configuraciones estructurales para edificios de acero en donde se observe el límite de desplazamientos, derivas y cortante de piso, para asegurar que las estructuras sean funcionales después de un terremoto.

El presente trabajo tiene implicaciones de carácter económico y social debido a que el edificio deberá asegurar su funcionamiento y ocupación inmediata después que ocurra un evento sísmico, de esta manera se beneficiaran los inversionistas al preservar sus construcciones y los ocupantes al salvaguardar su integridad.

1.3. Objetivos

1.3.1. General

Comparar la Respuesta Sísmica entre pórticos especiales a momento y pórticos arriostrados excéntricamente, en un edificio de acero de 10 pisos en el cantón Ambato, provincia de Tungurahua.

1.3.2. Específicos

- Establecer el modelo estructural para un edificio de acero de 10 pisos.
- Realizar el análisis y diseño sismo resistente de los pórticos especiales a momento y los pórticos arriostrados excéntricamente.
- Determinar la relación Demanda vs. Capacidad de los elementos de acero de cada sistema planteado.
- Comparar la Respuesta Sísmica del edificio de acero con cada configuración estructural propuesta.

CAPITULO II

ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS

2.1. Antecedentes

Según [7], la utilización de elementos de arriostramiento en pórticos de acero fueron muy efectivos para disminuir las derivas entre pisos respecto a pórticos sin arriostramiento. Estudios realizados en edificios con pórticos resistentes a momento compuestos mostraron que las respuestas de carga-desplazamiento de las estructuras se comportaron de manera dúctil [10]. De acuerdo con [11], el uso de factores de reducción de fuerza más grandes sin tener en cuenta la distribución de la resistencia excesiva de los miembros entre los pisos da como resultado grandes derivas residuales del pórtico a lo largo de la altura del edificio. Análisis desarrollados por [12], mostraron que una combinación de los sistemas de pórticos restringidos por pandeo y tirantes autocentrantes pueden mitigar las deformaciones residuales excesivas después de los terremotos. Un estudio de [13], muestra que los valores promedio del desplazamiento máximo, la fuerza cortante de los pisos y la velocidad de cada piso bajo el impacto de un sismo cercano son mayores que ante un sismo lejano. El estudio realizado por [14], en pórticos especiales a momento ante terremotos de campo cercano, considerando las zonas de paneles, resultó en un aumento de la relación de deriva entre pisos. Un análisis realizado para marcos arriostrados con restricción de pandeo indican que los factores de respuesta sísmica utilizando la metodología FEMA P695 son adecuados en términos de deriva entre pisos y demandas de deformación axial acumulada [15]. El estudio de [16], para pórticos con sistemas de arriostramiento autocentrante, indican que el aumento del factor de degradación de la rigidez puede mejorar la segunda rigidez de estos sistemas y así hacer que la distribución de las desviaciones entre pisos sea más uniforme.

Un estudio realizado por [17], en dos configuraciones alternativas de armazón arriostrado, demostraron que el sistema de armazón arriostrado atado presento derivas de piso y derivas residuales más pequeñas y uniformes que el marco modular arriostrado atado. Según [18], el diseño de edificios altos antiguos de estructura de acero con el código de 1973, tienen riesgos mucho más altos de colapso bajo

movimientos extremos del suelo y riesgos de daño, que los edificios altos de estructura de acero diseñados en la actualidad con el código de 2015. Según [19], identificaron las conexiones viga-columna críticas en marcos resistentes a momento respecto a una probabilidad global de colapso, los resultados finales permiten seleccionar conexiones particulares donde los aumentos en la capacidad de rotación tendrían la mayor influencia en el rendimiento general del marco. El estudio realizado por [20], en marcos de acero con arriostramiento excéntrico de varios niveles indica que la estabilidad del enlace intermedio y las demandas de flexión de la columna se deben considerar en el diseño sísmico. De acuerdo con [21], el comportamiento sísmico de edificios de acero con marcos y contraventeos excéntricos, muestra que los eslabones pueden fallar ante la acción de réplicas intensas, indican una concentración de distorsión máxima de entrepiso en los pisos inferiores ya que los eslabones no tienen un comportamiento histerético uniforme en la altura. El estudio de [22], indica que los edificios de acero resistentes a momento realizados con modelos de construcción 3D en comparación con el modelo de marco 2D, tiene una influencia significativa en la respuesta sísmica.

De acuerdo con [23], indica que la manera más adecuada para reforzar una estructura de hormigón armado es mediante la incorporación de diagonales de acero en forma de “V” invertida, ya que rigidiza notablemente la estructura. En el estudio hecho por [24], presentan el sistema de computación Ceinci-Lab, el cual permite realizar análisis estático y dinámico de estructuras, e indican que con este programa computacional es posible generar un código para análisis Pushover de estructuras metálicas en OpenSees. Según [25], manifiesta que es muy buena opción diseñar estructuras de acero con elementos de enlace, para que estos trabajen como disipadores de energía, por lo tanto, es fundamental el diseño de la conexión. En el estudio de [8], incorporaron nuevas funciones al programa computacional Ceinci-Lab, para el análisis y diseño de pórticos de acero, finalmente verificaron las relaciones demanda/capacidad de cada uno de los elementos para realizar el control de columna fuerte viga débil. En el trabajo de [26], indican que una estructura se rigidiza más mediante la incorporación de diagonales concéntricas, obteniendo mejores respuestas respecto a un pórtico especial a momento. En el estudio de [9], mencionan que una estructura se rigidiza mejor mediante la incorporación de diagonales excéntricas, ya que se obtiene menores desplazamientos y derivas respecto a pórticos con diagonales concéntricas.

2.2. Fundamentación Teórica

2.2.1. Acero Estructural

El acero de uso estructural es un material de fabricación industrializada, lo que asegura un adecuado control de calidad. Este material se caracteriza por una elevada resistencia, rigidez y ductilidad, por lo cual su uso es muy recomendable para construcciones sismorresistentes. Es importante recordar que la ductilidad del material representa su capacidad de soportar deformaciones plásticas sin disminuir su resistencia. [27]

Los tipos de aceros utilizados en la construcción de estructuras de edificios tienen dos características principales: alta resistencia mecánica y alta ductilidad. La Figura 2-1 muestra esquemáticamente el diagrama esfuerzo – deformación de un acero **ASTM A572 Gr. 50**, mismo que es comúnmente utilizado en el medio para la construcción de edificios. [4]

Según se puede observar en la figura 2-1, este acero estructural tiene un módulo de elasticidad, **E**, de **200GPa**, una resistencia de fluencia mínima, **F_y**, de **345MPa (50 ksi)** y una resistencia máxima, **F_u**, de **450MPa (65 ksi)**. Así mismo, la ductilidad, medida como la máxima deformación unitaria, es de 33%. [4]

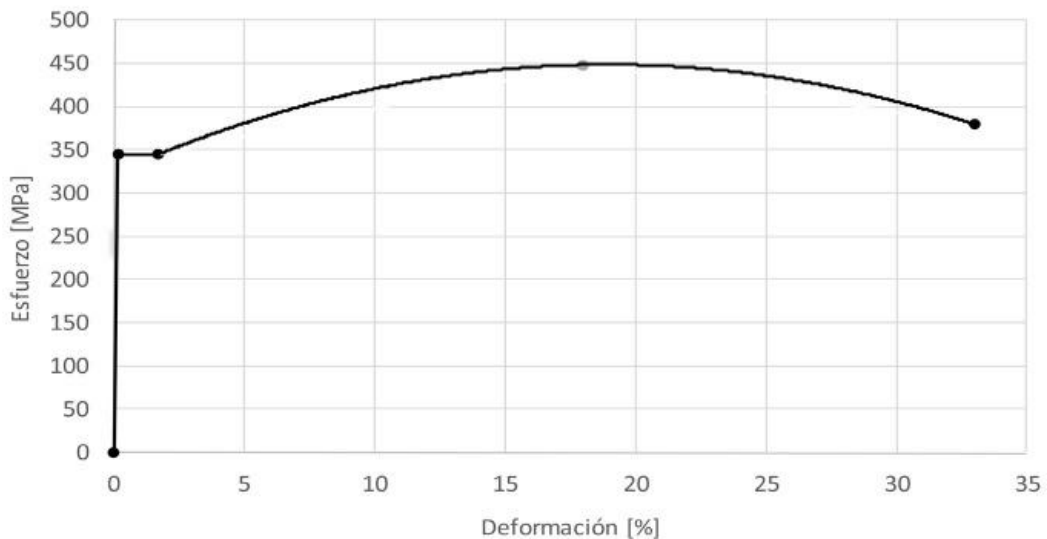


Figura 2-1 Representación esquemática de la curva esfuerzo – deformación típica de un acero estructural Gr.50.

Fuente: Guía práctica para el diseño de estructuras de acero de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015, Pág. 17

2.2.2. Filosofía de diseño

Diseño por capacidad:

Esta filosofía pretende que se diseñen estructuras que sean capaces de resistir las demandas (corte, flexión, etc), a través del desarrollo de mecanismos plásticos estables y consistentes; que sean capaces de absorber demandas inelásticas mediante la disipación de grandes cantidades de energía.

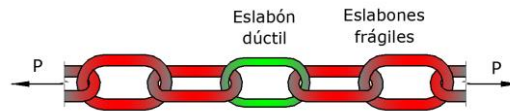


Figura 2-2 Ductilidad en eslabones.

Fuente: Diseño sismorresistente de construcciones de acero, Dr. Francisco Javier Crisafulli, 2018, Pág. 42

La filosofía usual para el diseño sismorresistente en las normas de la construcción tiene como objetivo impedir el colapso en el terremoto extremo que es probable que ocurra en un sitio, además de limitar los daños, mantener la operatividad y permitir reparaciones fáciles en las edificaciones. [28]

En la figura 2-2 se tiene la curva típica del acero, en donde se observa el rango elástico desde el origen hasta el punto de deformación por fluencia ϵ_y , el rango plástico hasta el punto ϵ_{sh} , el rango de endurecimiento por deformación hasta el punto de última resistencia ϵ_{ult} y el rango de estrechamiento hasta el punto de falla.

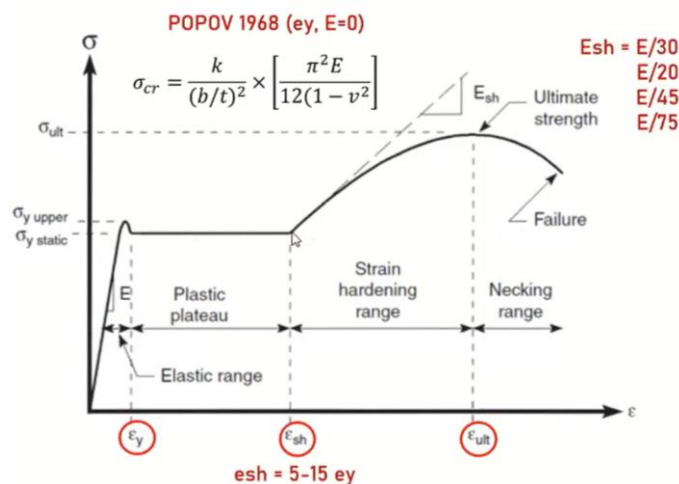


Figura 2-3 Curva tensión – deformación del acero.

Fuente: Curso Diseño sísmico de edificaciones en acero, Dr. Eduardo Nuñez, 2021

Diseño por desempeño:

La respuesta real de la estructura, en su fase inicial, presenta una rigidez mayor que la rigidez considerada en el análisis, debido a que reglamentariamente se consideran factores de rigidez efectiva (por efectos de fisuración, tensiones residuales, etc.). Al aumentar la acción lateral se produce la formación de sucesivas zonas de fluencia (rótulas plásticas para componentes controlados por flexión). Luego, se desarrolla la respuesta inelástica de la estructura, hasta alcanzar su máxima resistencia y a partir de ese punto se inicia la degradación de resistencia que lleva al colapso. [27]

Es importante destacar que el hecho de que la resistencia máxima real de la estructura sea mayor que la resistencia de diseño resulta como consecuencia de la sobre resistencia del sistema y se tiene en cuenta en el diseño explícitamente a través del factor Ω_0 . Si luego de realizar el diseño estructural con el procedimiento reglamentario, se realizara un análisis inelástico considerando la estructura con sus dimensiones y propiedades reales se debería obtener una resistencia mayor que la de diseño, en forma similar a lo indicado en la Figura 2-4. [27]

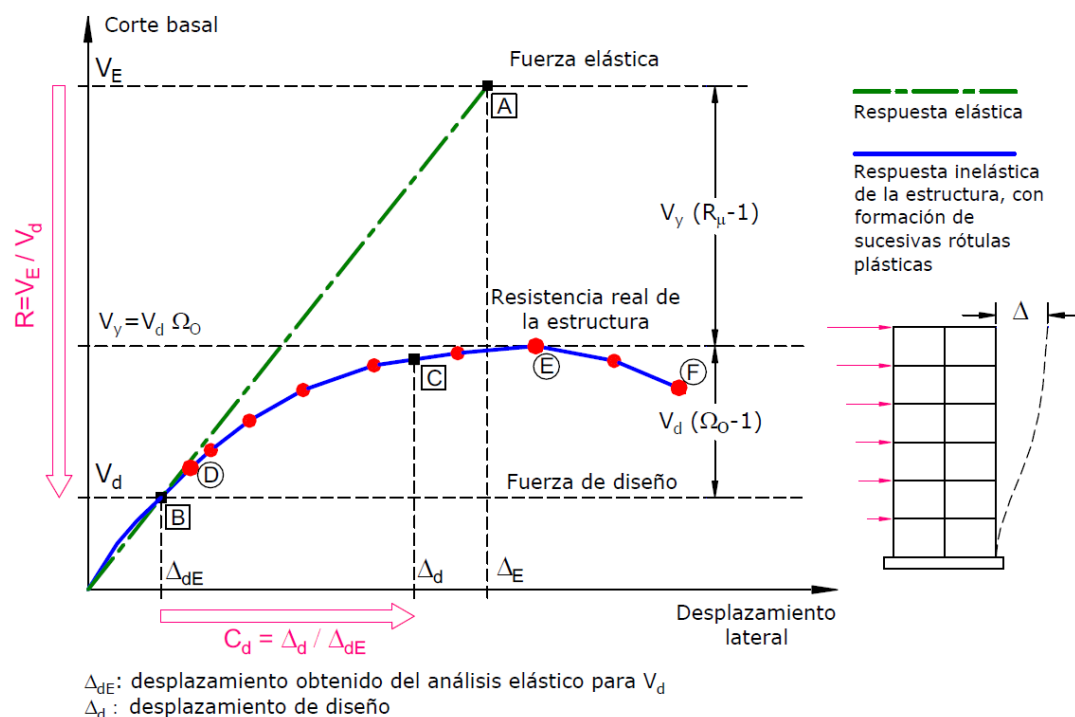


Figura 2-4 Respuesta global del sistema, con indicación de los factores R , Ω_0 y C_d .

Fuente: Diseño sismorresistente de construcciones de acero, Dr. Francisco Javier Crisafulli, 2018, Pág. 51

2.2.3. Pórticos Especiales a Momento (SMF)

La característica principal de este tipo de pórticos es la formación de rótulas plásticas de manera secuencial en las vigas, como último mecanismo de disipación de energía se permite la formación de rotulas plásticas en la base de las columnas de planta baja como se muestra en la figura 2-3. Además, en estos pórticos, las conexiones entre vigas y columnas son rígidas. [8]

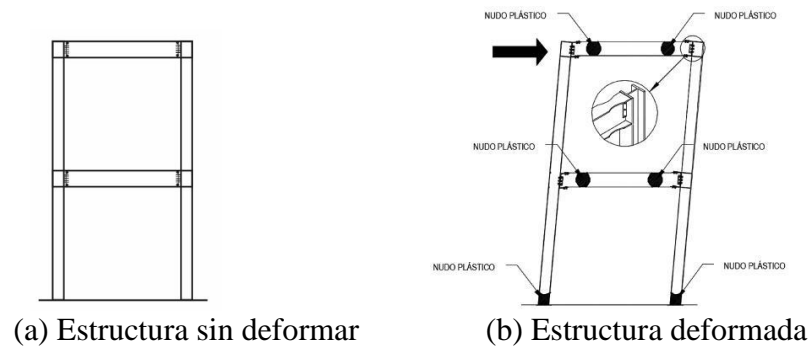


Figura 2-5 Comportamiento de un pórtico resistente a momento sometido a cargas sísmicas.

Fuente: Guía práctica para el diseño de estructuras de acero de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015, Pág. 29

La filosofía de diseño en acero comprende los denominados Sistemas Resistentes a cargas Sísmicas, que incluyen a todos los elementos de acero estructural y conexiones de un edificio que han sido diseñadas para resistir cargas laterales y verticales, y los elementos que poseen la característica de resistir solo cargas verticales. [8]

La metodología para el diseño de estructuras de acero según la NEC 2015 se puede apreciar en la figura 2-4.

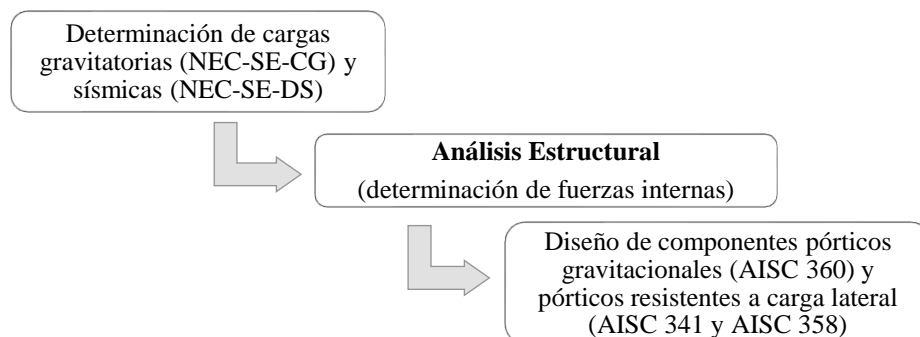


Figura 2-6 Procedimiento general de diseño para estructuras de acero.

Fuente: Guía práctica para el diseño de estructuras de acero de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015, Pág. 13

2.2.4. Pórticos con arriostramiento excéntrico (EBF)

Las diagonales excéntricas son aquellos elementos que no logran unirse entre sí, sino, que permiten un espacio entre ellas, a este espacio se lo conoce como excentricidad. El diseño de estructuras con arriostramientos excéntricos se utiliza principalmente en edificios de alta esbeltez (relación de la altura de un edificio debe ser mucho mayor que 4 veces su ancho), en los cuales se busca disipar energía a través de la fluencia del elemento de enlace. La tipología estructural de pórticos arriostrados excéntricamente se compone de columnas, vigas y riostra diagonal. Además, existe una característica distintiva en estos pórticos y es que, al menos uno de los extremos de cada riostra diagonal está conectado de manera que la fuerza de la riostra diagonal se transmite a través del corte y la flexión del elemento enlace.

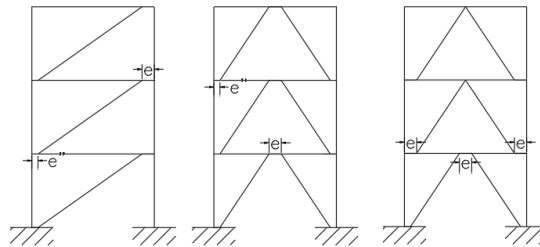


Figura 2-7 Pórticos con diagonales excéntricas.

Fuente: Nuevas funciones de Ceinci-Lab para el Análisis y Diseño de pórticos de acero con arriostramientos excéntricos, Cagua, et al., 2021, Pág. 525

La filosofía de diseño se fundamenta en la fluencia del elemento de enlace debido a corte, flexión o ambos efectos, en función de la longitud de este; además se espera que, las vigas fuera del enlace, las diagonales y las columnas se mantengan elásticas, aunque es posible aceptar incursiones inelásticas sin comprometer la estabilidad de la estructura (es decir fluencia en estos elementos). En el diseño se asume que los enlaces podrán desarrollar su máxima capacidad esperada y bajo esas fuerzas se diseñan los otros elementos. [9]

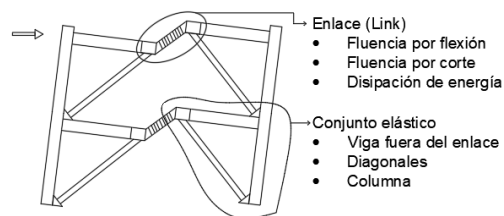


Figura 2-8 Deformada de un pórtico ante cargas laterales.

Fuente: Nuevas funciones de Ceinci-Lab para el Análisis y Diseño de pórticos de acero con arriostramientos excéntricos, Cagua et, al, 2021, Pág. 528

2.2.5. Sistema Computacional Ceinci-Lab.

Ceinci-Lab es un sistema computacional libre con códigos de programación que se pueden utilizar en GNU Octave, el cual también es un software libre, o a su vez se puede trabajar con las funciones de Matlab versión estudiantil; Ceinci-Lab permite realizar Análisis y Diseño Estructural, análisis estático, análisis sísmico, análisis no lineal, aislamiento sísmico, disipadores de energía, peligrosidad sísmica, entre otras funciones, con rutinas de programación establecidas que han sido desarrolladas por los investigadores del programa, las cuales permiten a los usuarios entender de una manera más sencilla las secuencias de cálculo, ya que los procesos se realizan paso a paso mediante análisis matricial de estructuras, y la visualización de resultados es muy práctica para la interpretación de los análisis efectuados; cabe mencionar que los investigadores de Ceinci-Lab han comprobado que los resultados obtenidos con este sistema computacional son similares a los que arrojan los programas comerciales, los cuales deben tener una licencia para poder hacer un uso adecuado de estos, caso contrario se corre el riesgo de obtener malos resultados.



Las rutinas de programación utilizadas para este trabajo son de libre acceso y se las puede descargar en la página oficial de Ceinci-Lab: <https://ceincilab.wordpress.com/>

A continuación, se muestran los links de descarga de los programas que han sido la base para desarrollar esta investigación.

Programa para Pórticos Especiales a Momento.

<https://www.researchgate.net/publication/349948606> Programa CEINCI-LAB Porticos Momentorar

Programa para Pórticos Arriostrados Excéntricamente.

<https://www.researchgate.net/publication/354435147> Programa CEINCI-LAB EBFrar

CAPITULO III

MARCO METODOLÓGICO

3.1. Ubicación

La investigación se realizó en la ciudad de Ambato, provincia de Tungurahua.

Ambato se localiza al centro de la Región interandina del Ecuador, en la hoya del río Patate, atravesada por el río Ambato, a una altitud de 2580 m s. n. m. y con un clima andino de 15°C en promedio. Es llamada "Ciudad de las Flores y las Frutas", o también "Cuna de los Tres Juanes". En el censo de 2010 tenía una población de 165.185 habitantes, y se espera que para 2021 alcance una población aproximada de 180 mil habitantes. La ciudad es el núcleo del área metropolitana de Ambato, la cual está constituida además por ciudades y parroquias rurales cercanas. Ambato es la cuarta ciudad que más aporta al PIB del Ecuador. Es poseedora de un motor industrial y comercial de gran importancia para la economía del centro del país y del Ecuador, gracias a las industrias predominantes que se encuentran en la ciudad.

3.2. Equipos y materiales

Debido a que la investigación es de carácter teórico el principal equipo utilizado fue una laptop con algunos programas computacionales para el procesamiento de la información.

El material utilizado fue de carácter bibliográfico digital, principalmente artículos científicos, normas y libros.

3.3. Tipo de investigación

El estudio fue de tipo experimental ya que se analizaron diferentes variables, principalmente desplazamientos, derivas de piso y cortantes en el análisis y diseño de un edificio de acero de 10 pisos con diferentes configuraciones estructurales mediante un programa computacional, en donde se logró comparar la respuesta sísmica de cada sistema propuesto.

3.4. Hipótesis - pregunta científica – idea a defender

¿El tipo de sistema estructural influye en la Respuesta Sísmica en un edificio de acero de 10 pisos en el cantón Ambato, provincia de Tungurahua?

3.5. Población o muestra

Población

La población de la siguiente investigación fueron los edificios de acero de 10 pisos con diferentes configuraciones estructurales planteados para la elaboración de este trabajo, los cuales se pueden implantar en la ciudad de Ambato, considerando los factores de sitio de suelo y zona sísmica.

Muestra

Para el presente estudio se analizaron dos modelos de similares características, la primera es una estructura compuesta por pórticos especiales a momento, la segunda estructura tiene una configuración dual, es decir, tiene conexiones con capacidad a momento y tiene diagonales excéntricas en el vano central; cabe mencionar que la estructura es funcional y es destinada para vivienda, el edificio propuesto podrá estar ubicado en cualquier parte de la zona céntrica de la ciudad de Ambato, en donde se permite construir edificios de gran altura y así proyectar un crecimiento vertical en la ciudad.

3.6. Recolección de información

La metodología para la recolección de información que permitió cumplir con los objetivos planteados en este proyecto se describe a continuación: Primero se evaluó los sistemas estructurales de los edificios propuestos, luego se identificó de manera visual los materiales y los sistemas estructurales tradicionales, después se definió los sistemas que son objeto de esta investigación, posteriormente se realizó el análisis estructural conforme a la normativa vigente, también se realizó el diseño de los pórticos en el programa computacional Ceinci-Lab, y finalmente se analizó la respuesta sísmica de los sistemas planteados.

3.7. Procesamiento de la información y análisis estadístico

La información recopilada a través de las diversas fuentes bibliográficas fue seleccionada y lo más relevante relacionado con el objeto de estudio se almacenó en una base de datos para el sustento científico de la investigación.

Se procesó la información en tablas y hojas electrónicas, se realizaron cálculos para su posterior análisis e interpretación.

También se generaron gráficos y se desarrollaron simulaciones a través del programa computacional Ceinci-Lab, con el objetivo de obtener cálculos más precisos para el objeto en estudio, de manera que se lograron generar conclusiones para sustentar los resultados obtenidos en el presente estudio.

3.8. Variables respuesta o resultados esperados

Se realizó un análisis de la respuesta sísmica con el espectro de la NEC 15 en la ciudad de Ambato, en el programa computacional Ceinci-Lab, el cual permitió determinar que el sistema estructural con incorporación de diagonales excéntricas tiene un mejor comportamiento.

Se realizó una evaluación de los desplazamientos, derivas de piso, cortantes, de los pórticos especiales a momento y los pórticos con diagonales excéntricas.

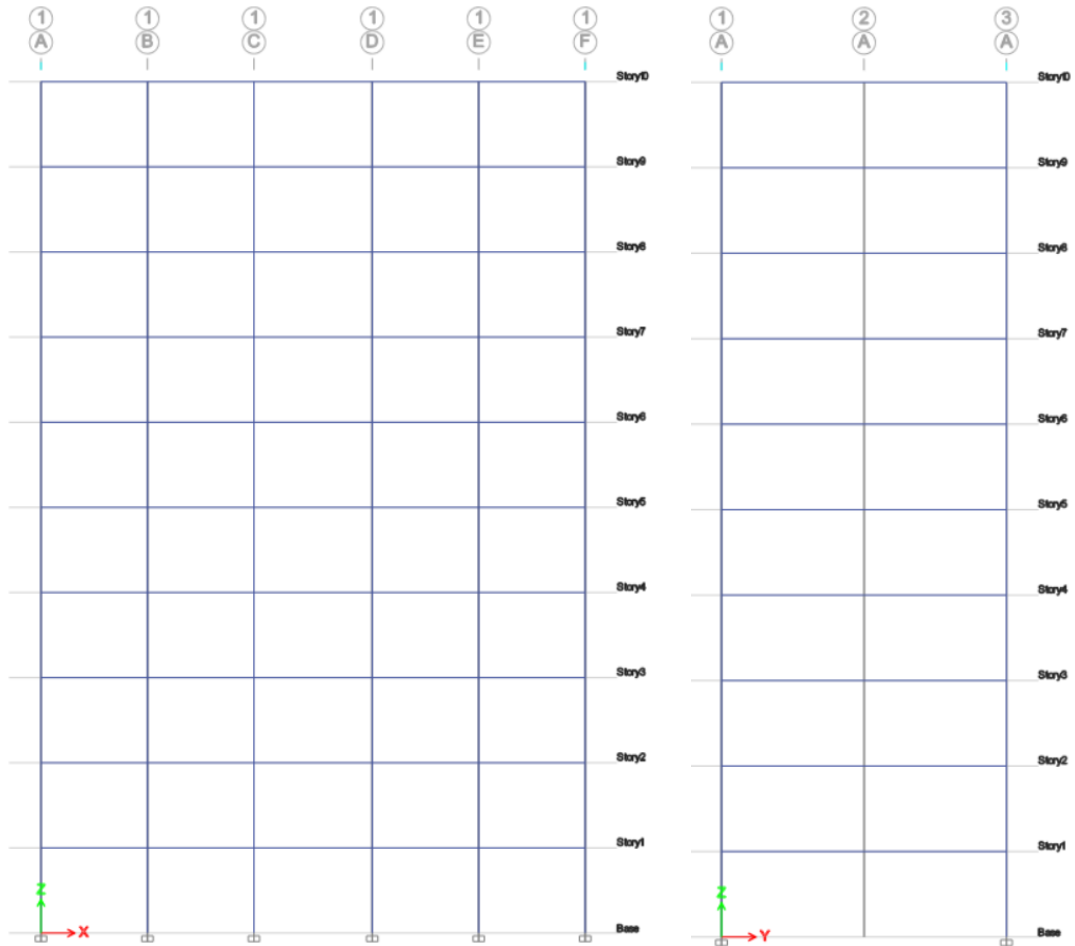
Mediante el análisis de la hipótesis en relación con los resultados obtenidos se logró tener los suficientes argumentos para verificarla, es decir, el tipo de sistema estructural influye en la Respuesta Sísmica de un edificio.

CAPITULO IV RESULTADOS Y DISCUSIÓN

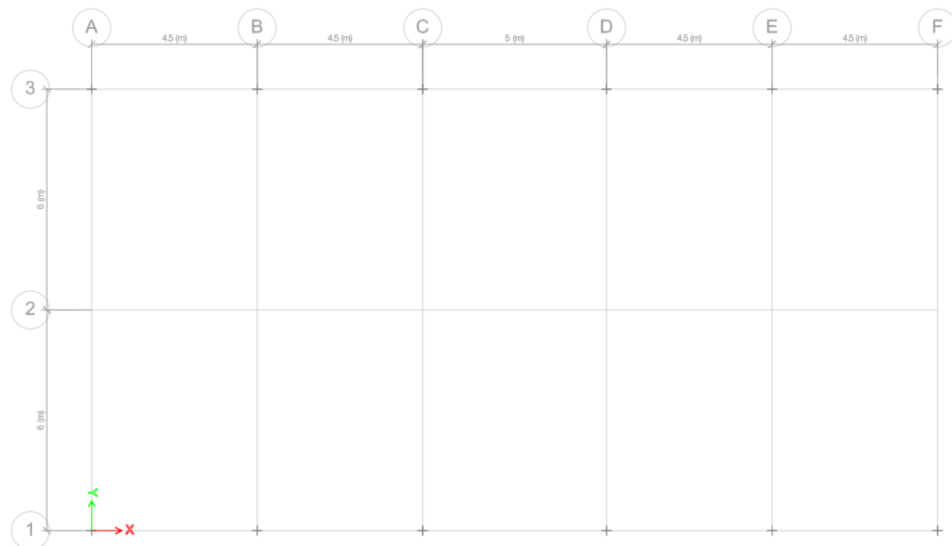
4.1. Pórticos Especiales a Momento (SMF)

4.1.1. Geometría y consideraciones de cargas

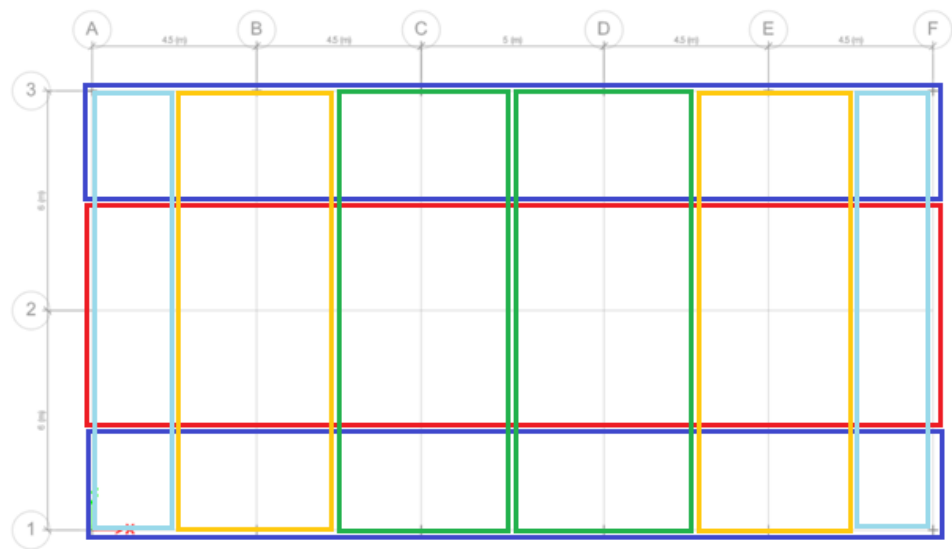
Para el análisis y diseño se tiene un pórtico plano con una configuración regular, la geometría del pórtico está distribuida en 5 vanos y 10 pisos, la altura de cada piso es de 3.60 m con una altura total de 36 metros.



Vista en Elevación



Vista en Planta



Anchos colaborantes

Figura 4-1 Geometría del pórtico a momento

Fuente: Elaboración autónoma, 2022

Tabla 4-1 Cargas gravitacionales consideradas

Parámetro	Valor	Unidad	Observación
Peso propio de la losa =	200	kg/m ²	Losas Deck de 12 cm
Carga permanente piso =	300	kg/m ²	
Carga permanente cubierta =	150	kg/m ²	
Carga viva piso =	250	kg/m ²	NEC_SE_CG 2015, pág. 25
Carga viva cubierta =	100	kg/m ²	NEC_SE_CG 2015, pág. 25

Fuente: Elaboración autónoma, 2022

4.1.2. Comportamiento de los elementos de acero según su esbeltez

Las vigas y columnas de un pórtico de acero se encuentran sometidas a efectos de flexión, la capacidad de estos elementos de soportar estas solicitaciones es en función de sus relaciones de ancho versus espesor. [8]

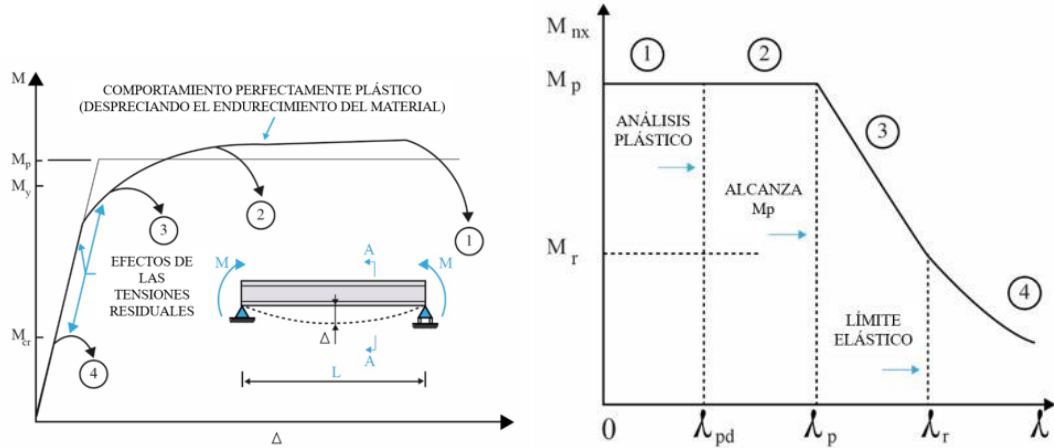


Figura 4-2 Capacidad a flexión de una sección en función de su compactad

Fuente: Nuevas funciones de Ceinci-Lab para el análisis y diseño de pórticos de acero acorde a la nec-15, Cagua, et al., 2021, Pág. 8

4.1.3. Capacidad a flexión de elementos de acero

Al aplicar un momento flector a una viga, la sección transversal de la misma se deforma y debe resistir esfuerzos internos debido a esta solicitación. [8]

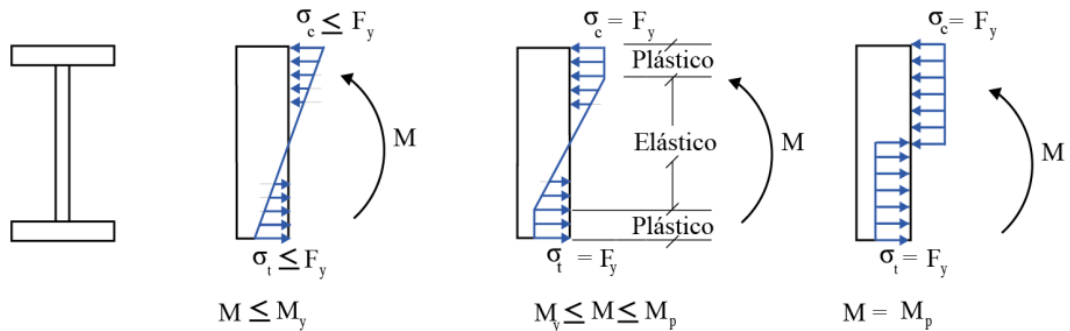


Figura 4-3 Esfuerzos internos en una sección en función del momento aplicado.

Fuente: Nuevas funciones de Ceinci-Lab para el análisis y diseño de pórticos de acero acorde a la nec-15, Cagua, et al., 2021, Pág. 9

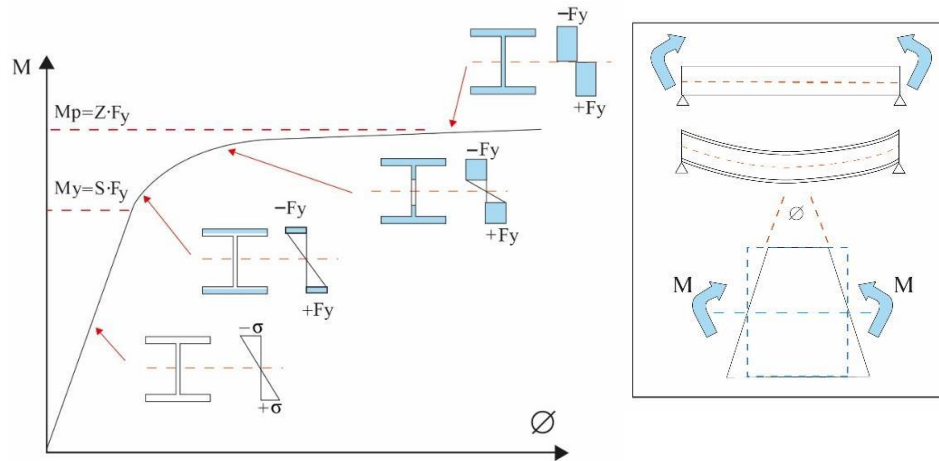


Figura 4-4 Diagrama momento versus curvatura en una sección I.

Fuente: Nuevas funciones de Ceinci-Lab para el análisis y diseño de pórticos de acero acorde a la nec-15, Cagua, et al., 2021, Pág. 10

4.1.4. Capacidad axial de elementos de acero

Al aplicar una carga axial de tracción en una sección de acero su capacidad nominal está dada por la ecuación 1. [8]

$$P_n = F_y * A_g \quad (1)$$

Donde **F_y** representa el esfuerzo de fluencia del material y **A_g** el área de la sección transversal.

Al aplicar cargas de compresión en un perfil de acero su capacidad se puede afectar debido a la inestabilidad o pandeo de la sección, estas fuerzas causan deflexiones laterales fuera de su plano y es por ello los códigos de diseño sísmico limitan la capacidad a compresión en función de un esfuerzo crítico (ecuación 2), que a su vez depende la relación de esbeltez λ de la sección (ecuación 3). [8]

$$P_n = F_{cr} * A_g \quad (2)$$

$$\lambda = \frac{k * L}{r} \quad (3)$$

Donde **F_{cr}**, es el esfuerzo crítico; **k**, es un factor en función de las condiciones de borde; **L**, es la longitud del elemento; **r**, es el radio de giro de la sección. Para el diseño con la metodología LRFD se debe reducir la capacidad nominal por factores ϕ que para compresión es 0.90. La carga de pandeo de Euler es la carga axial máxima que se puede aplicar a una columna sin producir el pandeo de la misma. Esta carga es función del esfuerzo crítico de Euler que se calcula con la ecuación 4.

$$F_{cr EULER} = \frac{\pi^2 * E_s}{\left(\frac{k L}{r}\right)^2} \quad (4)$$

La ecuación de Euler presenta valores superiores al límite de fluencia del material, es por ello que se corrige para calcular con ella el esfuerzo crítico (ecuación 5).

$$F_{cr EULER} < F_y \rightarrow F_{cr} = F_{cr EULER} \quad (5)$$

$$F_{cr EULER} \geq F_y \rightarrow F_{cr} = F_y$$

La ecuación de Rankine Gordon se presenta a continuación.

$$F_{cr} = \frac{F_{cr EULER} * F_y}{F_{cr EULER} + F_y} \quad (6)$$

La ecuación de Rankine es la siguiente:

$$F_{cr} = \frac{F_y}{1 + \frac{F_y * \left(\frac{k L}{r}\right)^2}{\pi^2 * E_s}} \quad (7)$$

La especificación AISC 360 presenta la ecuación 8.

$$F_{cr EULER} < 0.44 F_y \rightarrow F_{cr} = 0.877 F_{cr EULER} \quad (8)$$

$$F_{cr EULER} \geq 0.44 F_y \rightarrow F_{cr} = 0.658 \frac{F_y}{F_{cr EULER}} * F_y$$

Para los cálculos se utiliza el valor dado por una de las curvas intermedias, es decir por la curva de la AISC 360.

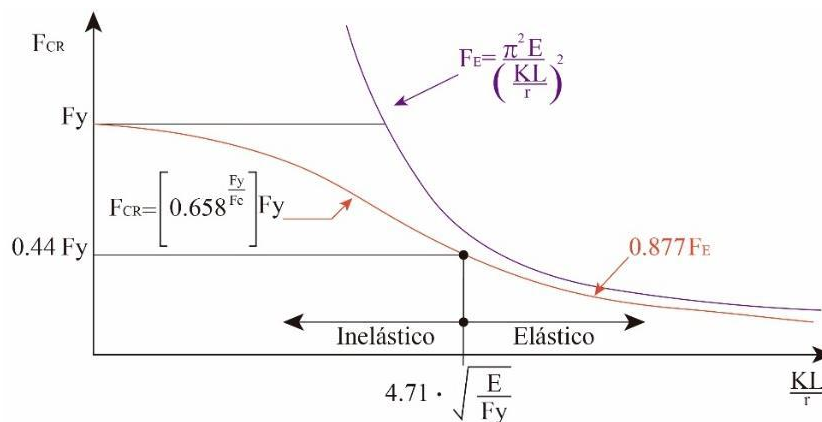


Figura 4-5 Esquema de Esfuerzo vs. relación de esbeltez elementos a compresión.

Fuente: Nuevas funciones de Ceinci-Lab para el análisis y diseño de pórticos de acero acorde a la nec-15, Cagua, et al., 2021, Pág. 14

Aplicando las expresiones para el material A572 Gr.50 se tiene:

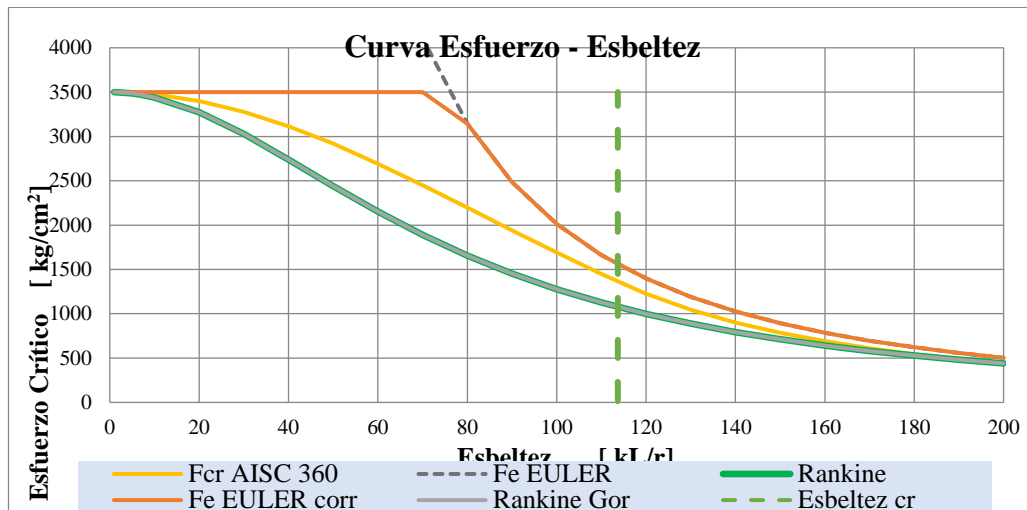


Figura 4-6 Esfuerzo versus relación de esbeltez de un elemento sometido a compresión.

Fuente: Elaboración autónoma, 2022

4.1.5. Prediseño de vigas

Para el prediseño de elementos se realiza para la viga de mayor longitud. Primero se determina la altura del perfil, se toma una altura mínima (**h**) en función de la longitud de la viga (**L**), como se muestra en la ecuación 9. [8]

$$h = \frac{L}{18} \quad (9)$$

Para una longitud de **5** metros, la altura mínima de viga recomendada es **0.30** metros; para definir las dimensiones de la sección se emplea la combinación de cargas más conservadora para cargas gravitacionales (NEC SE CG 2015), esto es:

$$C1 = 1.2 CM + 1.6 CV \quad (10)$$

La carga muerta CM en el piso inferior es 500 kg/m² y la carga viva CV es de 250 kg/m². El ancho colaborante es 6 metros, por lo tanto, la carga uniformemente distribuida en la viga con la combinación de cargas se define por:

$$q = (1.2 CM + 1.6 CV) \cdot L_{colaborante} \quad (11)$$

El valor de la carga “**q**” en la viga es de **6.0** T/m, con esta cantidad se determina los momentos en los extremos y en el centro de luz de la viga con las expresiones de la figura 4-7. Se obtiene un momento en el centro de **6.25** (T·m) y en los extremos de **12.5** (T·m).

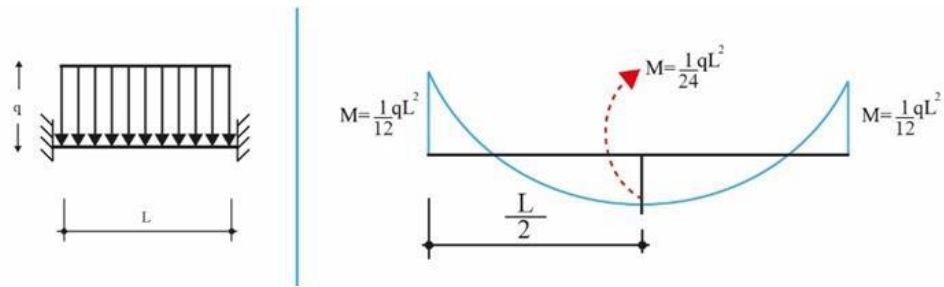


Figura 4-7 Diagramas de momento en una viga empotrada.

Fuente: Nuevas funciones de Ceinci-Lab para el análisis y diseño de pórticos de acero acorde a la nec-15, Cagua, et al., 2021, Pág. 15

Las vigas principales son parte del sistema de pórtico resistente a momento, este deberá soportar las cargas verticales y las cargas laterales, por lo tanto, el momento último sobre la sección debido a cargas verticales debe ser mayorado para considerar el efecto del sismo; el valor del momento por sismo se puede considerar como:

$$Mu_{sismo} = f \cdot Mu_{carga\ gravitacional} \quad (12)$$

Tabla 4-2 Factores de amplificación de efectos por sismo.

Niveles	f
Pisos bajos	1.2
Pisos intermedios	0.9
Pisos altos	0.5

Fuente: Diseño Sismo Resistente de Edificios de Acero utilizando ETABS y NEC 2015, Ing. Marcelo Guerra, 2015

Para todos los pisos se escoge el valor de $f=1.2$. Entonces el momento último de diseño, en su condición más conservadora es $Mu_{sismo} = 15.00 (T \cdot m)$. Considerando el diseño de ultima resistencia donde se tiene que la capacidad del perfil ($\phi \cdot Mn$) debe ser al menos igual a la solicitud (Mu), para el prediseño se tiene:

$$\phi \cdot Mn \approx Mu \quad \rightarrow \quad \phi \cdot Mp \approx Mu$$

$$Mp = \frac{Mu}{\phi} \quad (13)$$

Conocido el momento último, que se estima actuará en las vigas de $Mu_{sismo} = 15.00 (T \cdot m)$, se determina para este momento, el módulo plástico requerido:

$$Mp = Fy \cdot Z_{x-x} \quad (14)$$

$$Z_{xx_{req}} = \frac{Mu}{\phi \cdot Fy} \quad (15)$$

Siendo el tipo de acero estructural **A572 Gr 50**, se tiene que $Fy=3500 [kg/cm^2]$, además para el diseño a flexión el coeficiente de reducción es $\phi=0.9$, entonces:

$$Z_{xx_{req}} = \frac{\left(15.00 T \cdot m * \frac{1000 kg}{1 T} * \frac{100 cm}{1m}\right)}{0.9 \cdot 3500 \frac{kg}{cm^2}}$$

$$Z_{xx_{req}} = 476.19 [cm^3]$$

En los catálogos comerciales se puede observar que la sección IPE 450, cumple con un módulo de sección elástico de $1500 cm^3$, es decir que su módulo plástico será superior a este valor, por ello se considera esta sección para el análisis inicial.

4.5.1.1 Módulo de sección elástico:

Para calcular el módulo elástico en una sección tipo "I" con patín superior e inferior de las mismas dimensiones se aplica la ecuación 16, la distancia y_{cg} se mide desde el eje neutro a la fibra más alejada y es igual a $h/2$, además se determina la inercia del perfil con la ecuación 16. [8]

$$W_{x-x} = S_{x-x} = \frac{I_{x-x}}{y_{cg}} \quad (16)$$

4.5.1.2 Módulo de sección plástico:

En secciones simétricas se divide la sección y se puede determinar el módulo plástico de la sección con la ecuación 17. [8]

$$Z_{xx} = 2 * (A1 * d1 + A2 * d2) \quad (17)$$

En los catálogos comerciales encontramos que el módulo de sección plástico es de $1702.24 cm^3$. En la ecuación 20 se determina el factor de seguridad al utilizar esta sección, es decir la relación entre el módulo plástico de sección calculado de la viga IPE 450 versus el valor requerido. [8]

$$FS = \frac{Z_{xx_{VIGA}}}{Z_{xx_{REQ}}} \quad (18)$$

4.1.6. Prediseño de columnas

Para prediseñar una columna se debe calcular la carga axial en función del área colaborante de la columna más cargada en planta baja, en este caso la columna del eje C. La ecuación 19 permite realizar la sumatoria de la carga de cada piso. [8]

$$P_u = \sum_{i=1}^{num\ pisos} (1.2 \cdot CM_i + 1.6 \cdot CV_i) \cdot \left(L_{colaborante} \cdot \frac{L_{viga\ izq} + L_{viga\ der}}{2} \right) \quad (19)$$

El valor resultante es $P_u = 273.03 (T)$. Amplificando este valor por $f = 1.2$ debido a efectos sísmicos, como se indicó anteriormente para vigas, se tiene un valor de carga axial de $P_{u\ sismo} = 327.64 (T)$.

De acuerdo con [29], la relación de esbeltez para una columna de 3 a 4.57 [m] de altura está entre 40 y 60. Para predimensionamiento se puede tomar $Kl/r=60$.

Tabla 4-3 Esfuerzo crítico calculado con diferentes metodologías.

Datos del material							
Fy =	3500.00 [Kg /cm ²]					KL/r crítico =	114
Es =	2.04E+06 [Kg /cm ²]						
	Fe						
KL/r	EULER	Euler corr	Rankine Gor	Rankine	Fcr AISC 360		
50	8049	3500	2439	2439	2918		
60	5590	3500	2152	2152	2693		
70	4107	3500	1890	1890	2450		

Fuente: Elaboración autónoma, 2022

Para un elemento de acero A572 Gr. 50, con una relación de esbeltez $Kl/r = 60$, el esfuerzo crítico que corresponde es $F_{cr} = 2693 [kg/cm^2]$.

Si se calcula la relación del esfuerzo mediante las ecuaciones del AISC 360 y el $F_y = 3500 [kg/cm^2]$ del acero A572 Gr. 50, se tiene una disminución del 23.06% de la capacidad del material.

A continuación, se determina el área requerida de la columna como se indica en las siguientes ecuaciones:

$$Esfuerzo = \frac{Fuerza}{Área} \quad (20)$$

$$\text{Área}_{requerida} = \frac{\text{Fuerza}}{\text{Esfuerzo}} = \frac{Pu_{sismo}}{\phi \cdot Fcr} \quad (21)$$

$$\text{Área}_{requerida} = \frac{327.64 [T] \cdot \frac{1000 \text{ Kg}}{1 T}}{0.9 \cdot 2693 [Kg/cm^2]} = 135.18 [cm^2]$$

Las dimensiones de las columnas se definen debido al diseño por capacidad, esto se cumple cuando la relación indicada en la ecuación 22.

$$\frac{\sum M'pc}{\sum M'pv} \geq 1.0 \quad (22)$$

Donde $\Sigma M'pc$ y $\Sigma M'pv$ son la sumatoria de los momentos plásticos nominales de las columnas y vigas que llegan a la junta. Mediante un diseño en base a la metodología LRFD, se define la sumatoria de momentos plásticos nominales de las columnas que llegan a la junta (ecuación 23) y para vigas (ecuación 24). [8]

$$\sum M'pc = \sum Zcol \cdot \left(Fy - \frac{Puc}{Ag} \right) \quad (23)$$

$$\sum M'pv = \sum (1.1 \cdot Ry \cdot Fy \cdot Zviga + Mu_{viga}) \quad (24)$$

Donde $Zcol$ y $Zviga$ son los módulos plásticos de las columnas y vigas (si se considera una conexión **RBS** entonces $Zviga$ debe calcularse en el centro de la RBS); Fy es el esfuerzo de fluencia del material que compone cada elemento; Puc es la carga axial requerida para la columna usando las combinaciones de carga para columnas (se debe incluir la sobre resistencia); Ag es el área bruta de la sección; Ry , es el factor de esfuerzo de fluencia probable (para A572 Gr. 50 este valor es 1.1 acorde a la NEC-SE-AC 2015) y Mu_{viga} es el momento adicional basado en las combinaciones de carga.

Un índice para asegurar el criterio mencionado anteriormente, que se conoce como columna fuerte y viga débil, es la relación de la sumatoria de los módulos plásticos de sección de columnas respecto a la sumatorias de estos módulos de sección de vigas que debe ser superior a **1.15**.

Las columnas del eje C y D del primer piso hasta el cuarto piso tendrán la misma sección, además se asume que la relación de la demanda versus la capacidad a

compresión en la que se encontraran es del 30%, es decir que $Puc/Ag \cdot Fy = 0.3$, entonces $Puc/Ag = 0.3 \cdot Fy$; por lo tanto, la ecuación 23 queda así:

$$\begin{aligned}\sum M'_{pc} &= \sum Z_{col} \cdot \left(Fy - \frac{Puc}{Ag} \right) \\ \sum M'_{pc} &= 2 \cdot Z_{col} \cdot (Fy - 0.3 \cdot Fy) \\ \sum M'_{pc} &= 2 \cdot 0.7 \cdot Z_{col} \cdot Fy \quad (25)\end{aligned}$$

En las vigas si se considera una conexión **RBS** el módulo plástico de la sección disminuye debido a la reducción de los patines, por prediseño se considera una reducción de 30%, además por facilidad se puede asumir que Mu_{viga} es el 15% del momento plástico de la sección. De la ecuación 24 se puede determinar que:

$$\begin{aligned}\sum M'_{pv} &= \sum (1.1 \cdot Ry \cdot Fy \cdot Zviga_{RBS} + Mu_{viga}) \\ \sum M'_{pv} &= 2 \cdot (1.1 \cdot 1.3 \cdot Fy \cdot 0.7 \cdot Zviga + 0.15 \cdot (1.1 \cdot 1.3 \cdot Fy \cdot 0.7 \cdot Zviga)) \\ \sum M'_{pv} &= 2 \cdot 1.15 \cdot Fy \cdot Zviga \quad (26)\end{aligned}$$

Al reemplazar las ecuaciones 25 y 26 en 22 se tiene:

$$\begin{aligned}\frac{\sum M'_{pc}}{\sum M'_{pv}} &\geq 1.0 \\ \frac{2 \cdot 0.7 \cdot Z_{col} \cdot Fy}{2 \cdot 1.15 \cdot Fy \cdot Zviga} &\geq 1.0 \\ \frac{Z_{col}}{Zviga} &\geq 1.64 \quad (27)\end{aligned}$$

Para el caso particular la columna debe tener un valor de módulo plástico de sección de 1.64 veces el valor de $Zviga = 1702.24 \text{ cm}^3$ esto implica un $Z_{col} = 2791.67 \text{ cm}^3$. En este caso se determina una columna **HEM 650** con un $Z_{col} = 9658.01 \text{ cm}^3$ y un área de 373.70 cm^2 , además para las columnas de los ejes A, B y E, F se definen secciones HEB 450.

4.1.7. Modelación con el programa computacional Ceinci Lab (Sistema SMF)

Para comprobar las dimensiones de columnas y vigas se debe realizar el modelo del pórtico y en base al análisis sísmico determinar los desplazamientos, derivas y cortante basal, verificando que se cumpla con la deriva inelástica máxima de la NEC-15 para estructuras de acero. [8]

En el programa se considera cargas uniformemente distribuidas en cada piso. Para el análisis sísmico se considera que la carga reactiva del sismo se compone por la carga muerta, en el caso general, y casos particulares se considera un porcentaje de la carga viva, para este caso se asume un 25% de la carga viva adicional a la carga muerta total. Para el análisis sísmico de pórticos planos, se considera la componente horizontal del sismo y se puede definir un modelo simplificado de un grado de libertad por piso. [8]

Ahora se procede con el análisis sísmico asumiendo que se encuentra emplazado en Ambato, en suelo tipo D. Aplicando la NEC-SE-DS, se obtiene los siguientes parámetros que intervienen en el cálculo del porcentaje de la carga sísmica que constituirá el corte basal acorde al “Método Estático Equivalente” (tabla 4-4); se tiene una columna que indica la referencia de la NEC-SE-DS 2015.

Tabla 4-4 Parámetros que intervienen en el cálculo del Corte Basal.

Parámetro	Variable	Valor	Observación	Referencia NEC-SE-DS 2015
Zona Sísmica	V	-	-	Tabla 1. Sec.3.1.1 Pág. 27
Factor de aceleración en la zona	Z	0.4	-	Tabla 1. Sec.3.1.1 Pág. 27
Tipo del perfil del suelo	D	-	-	Tabla 2. Sec.3.1.1 Pág. 30
Factor de sitio Fa	Fa	1.2	-	Tabla 3. Sec.3.2.2 Pág. 31
Factor de sitio Fd	Fd	1.19	-	Tabla 4. Sec.3.2.2 Pág. 31
Factor comportamiento inelás. suelo	Fs	1.28	-	Tabla 5. Sec.3.2.2 Pág. 32
Factor asociado al periodo de retorno	r	1	-	Sec 3.3.1 Pág. 34
Relación de amplificación espectral	n	2.48	-	Sec.3.3.1 Pág. 34
Aceleración en T=To	Sa _o [g]	1.19	-	Sec.3.3.1 Pág. 34
Periodo Límite en T=To	To [s]	0.127	$S_a = \eta Z F_a$	Sec.3.3.1 Pág. 35
Periodo Límite en T=Tc	Tc [s]	0.698	$T_o = 0.10 F_s \frac{F_d}{F_a}$	Sec.3.3.1 Pág. 34
Periodo Límite en T=TL	TL [s]	2.856	$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a}$	Sec.3.3.1 Pág. 34

Fuente: Elaboración autónoma, 2022

Donde V es el cortante basal; $S_a(T)$ es la aceleración espectral que se determina en función del periodo fundamental de vibración de la estructura T como se indica en la ecuación 28; R es el factor de modificación de respuesta sísmica; ϕ_p y ϕ_e es el factor de irregularidad en planta y elevación; W es la carga reactiva al sismo.

En la tabla 4-5 se presenta los valores de las variables mencionadas y el cálculo del coeficiente sísmico, el cortante basal es 19.84% de la carga reactiva total. Se debe mencionar que el valor de R se considera como 8 para un sistema SMF como esta en la norma.

$$S_a = \eta Z F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad \text{para } T > T_c \quad (28)$$

Donde η es un factor que depende de la región; Z es un factor de la aceleración de la zona; F_a , es el coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto; T_c , representa el periodo límite de la meseta en el espectro de aceleraciones de la NEC 15.

Los espectros de diseño, en general, para un período igual a cero parten del PGA y en un período T_0 alcanzan la meseta del espectro definida por la primera ecuación de (28). En forma conservadora no se ha considerado esta rama del espectro es por eso que se tiene la primera rama entre $0 \leq T \leq T_c$. [8]

Los períodos que definen el punto inicial y final de la meseta del espectro que son T_0 y T_c , están en función de los factores de sitio de aceleración F_a , de desplazamiento F_d y de suelo F_s , estipulados en NEC-15.

Tabla 4-5 Coeficiente sísmico.

Parámetro	Variable	Valor	Observación	Referencia NEC-SE-DS 2015
Aceleración en $T=T_0$	S_{a_0}	1.19	$T_1 < T_c$	Sec 3.3.1 Pág. 34
Factor de irregularidad en planta	ϕ_p	1	-	Tabla 13. Sec.5.2.3 Pág. 50
Factor de irregularidad en elevación	ϕ_e	1	-	Tabla 14. Sec.5.2.3 Pág. 51
Factor de reducción de respuesta	R	8	-	Tabla 16. Sec.6.3.4 Pág. 65
Factor de importancia	I	1	-	Tabla 6. Sec.4.1 Pág. 39
Coeficiente sísmico	Coef.	0.198	-	Sec.6.3.2 Pág. 61
Coeficiente de distribución fuerzas laterales	k	1.0575	$T > 0.5$	Sec.6.3.5 Pág. 67

Fuente: Elaboración autónoma, 2022

En la NEC-SE-DS 2015 se indica el procedimiento para determinar las fuerzas laterales en cada piso, para ello se aplica la ecuación 29 que se muestra a continuación:

$$F_j = \frac{W_j \cdot h_j^k}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i^k} \cdot V \quad (29)$$

Donde W_j , W_i es la fracción del peso en cada nivel; h_j , h_i es la altura de los niveles en j e i ; el valor de “ k ” se relaciona con el periodo de la estructura y varía entre 1 y 2, este valor refleja la forma en la que se distribuyen las fuerzas laterales en cada nivel de la estructura; es decir que la distribución es lineal (triangular) para valores de $T < 0.5$ segundos, mientras que para estructuras de mayor altura (con periodos mayores a 0.5 segundos) este valor se calcula como $k = 0.75 + 0.5 \cdot T$ y si $k = 2$ la distribución es parabólica (el valor máximo de k es 2); V es el cortante basal. [8]

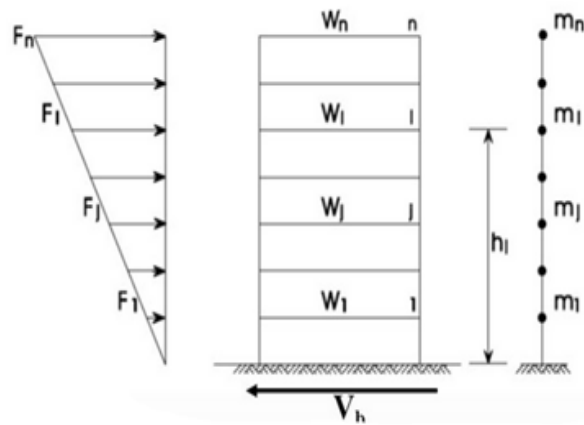


Figura 4-8 Fuerzas laterales en cada piso.

Fuente: Nuevas funciones de Ceinci-Lab para el análisis y diseño de pórticos de acero acorde a la nec-15, Cagua, et al., 2021, Pág. 27

Otra metodología para calcular el cortante basal es el Método Modal Espectral, que se basa en discretizar a la estructura en sus modos de vibración, a cada modo se asocia una frecuencia y una forma modal.

Mediante el espectro se evalúa la respuesta de cada modo de vibración de la estructura y posteriormente se obtiene la máxima respuesta global de la estructura en términos de desplazamientos, derivas y cortantes en cada piso, para ello se combinan los efectos de cada modo. [8]

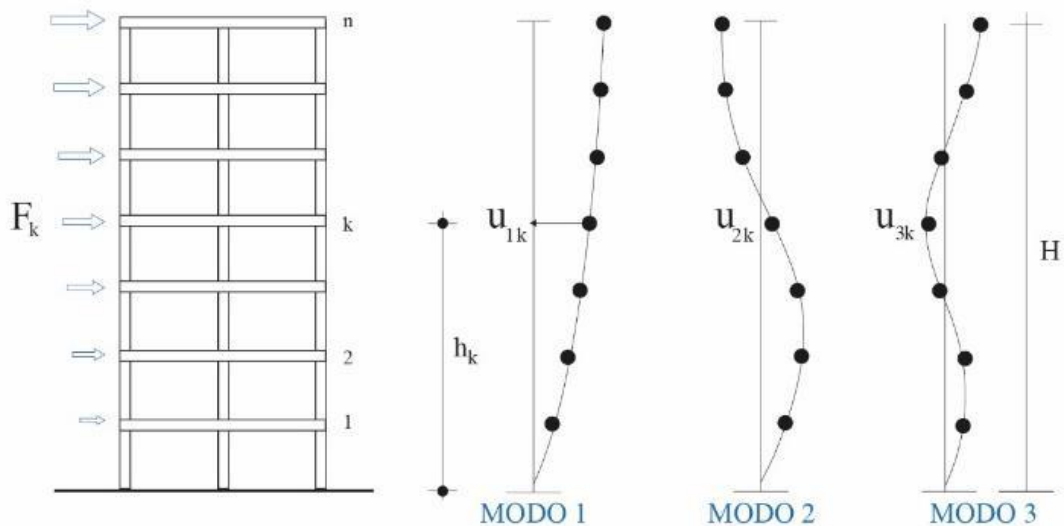


Figura 4-9 Ejemplo de los modos de vibración de un pórtico plano.

Fuente: Nuevas funciones de Ceinci-Lab para el análisis y diseño de pórticos de acero acorde a la nec-15, Cagua, et al., 2021, Pág. 28

La combinación modal que se emplea en Ceinci-Lab es denominada **CQC**, también conocida como Combinación Cuadrática Completa, que considera el amortiguamiento modal como se muestra en la ecuación 30. [8]

$$r_o \approx \sqrt{\sum_{i=1}^N \sum_{n=1}^N r_{in} r_{io} r_{no}} \quad (30)$$

La combinación **CQC** se usa para encontrar los desplazamientos laterales y para las fuerzas laterales, destacando que en el último caso el criterio se aplica directamente en las fuerzas laterales en cada modo. [8]

Para realizar el análisis sísmico con el Método Estático Equivalente y Modal Espectral se existe una función en Ceinci-Lab; esta función internamente realiza el cálculo de la matriz de rigidez del pórtico, de la matriz de masas y calcula los periodos, las frecuencias y modos de vibración. [8]

Se determina el periodo con la ecuación de la NEC 15 ($T_{NEC} = 0.534 \text{ seg}$), se verifica que el periodo de vibración calculado con la masa y rigidez sea menor a 1.3 veces el periodo de la NEC 15, caso contrario continua el cálculo con el periodo de la NEC mayorado en 1.3; este es un control importante para evitar que las fuerzas sísmicas sean reducidas debido a la flexibilidad de la estructura. [8]

Las funciones de Ceinci-Lab también permiten calcular el cortante basal, la distribución de las fuerzas laterales en la altura del pórtico, desplazamientos y derivas inelásticas de cada piso (ecuación 31).

$$\Delta m = 1.0 \cdot \Delta e \cdot R \quad (31)$$

$$\Delta e = \frac{Despl. Rel. (n)}{h} \quad (32)$$

Donde Δm es la deriva inelástica para cada piso, este valor debe ser menor a 0.02 para pórticos de acero (NEC 2015); R es el factor de modificación de la respuesta sísmica; Δe es la deriva elástica para cada piso; $Despl. Rel. (n)$ es el desplazamiento de cada piso obtenido con la aplicación de fuerzas laterales; h es la altura de cada piso.

Cuando se considera una conexión RBS se debe amplificar las derivas para considerar el cambio de área e inercia en las secciones de vigas, se recomienda amplificar estos valores por 10% para ser conservadores y verificar que sean menores al límite máximo de las normas, en este caso se cumple. [8]

Ahora se calcula el índice de estabilidad de la estructura (θ), esto se relaciona con el efecto **P-Delta**, es decir con efectos adicionales que pueden causar un incremento en las fuerzas internas, momentos y derivas, esto se debe considerar para la evaluación de la estabilidad estructural ante posible volteo y se determina con la ecuación 33. [8]

$$\theta_i = \frac{P_i \cdot \Delta_i}{V_i \cdot h_i} \quad (33)$$

Donde P_i es la carga axial debido a los estados de cargas muerta y viva, es posible considerar la reducción de cargas vivas, sin embargo, para ser conservadores en Ceinci-Lab, no se considera reducción. Δ_i es el desplazamiento relativo elástico de cada piso, si se considera una conexión RBS debido a la reducción de los patines en las vigas se puede aumentar un 10% estos desplazamientos; V_i es el cortante en cada nivel; h_i es la altura de cada nivel. [8]

Si en el análisis se incluye los efectos **P-Delta** desde un principio, entonces se puede calcular el índice de estabilidad con la ecuación 34.

$$\theta 2_i = \frac{\theta_i}{1 + \theta_i} \quad (34)$$

Cuando el índice de estabilidad es menor a **0.10** entonces se clasifican los pisos como no susceptibles al volteo; si este índice es superior a 0.3 entonces la estructura es potencialmente inestable y debe rigidizarse; cuando se encuentra entre 0.1 y 0.3 se debe encontrar un factor $f_{P-\Delta}$ y multiplicar todas las fuerzas laterales por este factor.

$$f_{P-\Delta} = \frac{1}{1 - \theta} \quad (35)$$

Siendo θ el mayor valor de los θ_i . Los resultados del índice de estabilidad de cada piso de la estructura se comprueban que son menores a **0.10** en todos los niveles, por lo tanto, se puede continuar el análisis sin consideraciones adicionales.

Para corroborar de manera parcial que las secciones de columnas y vigas son adecuadas se procede a calcular la relación de los módulos plásticos de columnas respecto a vigas, que llegan a un mismo nudo, asegurando que sea mayor a **1.64**.

Se debe comprobar que las secciones de columnas y vigas asignadas al pódico permiten cumplir con los requisitos “viga débil y columna fuerte”, estabilidad global y derivas, por lo tanto, se puede continuar con el análisis estático, es decir aplicar los estados de carga gravitacionales y laterales (sismo) para determinar las fuerzas internas en los elementos.

Para el análisis estático se cambian los grados de libertad y se considera un modelo con 3 grados de libertad por nudo (Desplazamiento en horizontal, vertical y Giro), esto debido a que es un pódico plano. [8]

A continuación, se aplica las cargas sísmicas en la estructura, recordando que un caso de carga es cuando se analiza con fuerzas laterales de izquierda a derecha y otro caso es aplicando las fuerzas en sentido opuesto, esto es importante en estructuras que no son simétricas. [8]

En Ceinci-Lab se puede realizar el análisis estático con fuerzas laterales, el procedimiento consiste en definir las fuerzas en los nudos, esto se lo hace en el vector

F. Se calcula el vector de cargas generalizadas, es decir las cargas en los nudos de las estructuras que son correspondientes a los grados de libertad. Se resuelve la operación matricial planteada en la ecuación 36, donde **Q** y **K** son el vector de cargas generalizadas y la matriz de rigidez de la estructura. Entonces se calculan los desplazamientos y giros del vector. [8]

$$Q = K \cdot q \quad (36)$$

Con el vector de coordenadas generalizadas **q** y la matriz de rigidez de cada elemento **k** se calcula las fuerzas en cada elemento, esto se lo hace en coordenada locales; cada elemento tiene 6 grados de libertad, 3 en el nudo inicial y 3 en el nudo final. [8]

Para el diseño de los elementos acorde al método LRFD, se debe incrementar las solicitaciones en base a unas combinaciones de cargas; en la NEC-SE-CG 2015 se tienen las siguientes combinaciones de carga:

Combinación 1	$1.4D$
Combinación 2	$1.2D + 1.6L + 0.5\max[Lr; S; R]$
Combinación 3	$1.2D + 1.6\max[Lr; S; R] + \max[Lr; 0.5W]$
Combinación 4	$1.2D + 1.0W + L + \max[Lr; S; R]$
Combinación 5	$1.2D + 1.0E + L + 0.2S$
Combinación 6	$0.9D + 1.0W$
Combinación 7	$0.9D + 1.0E$

Donde **D** corresponde a la carga muerta (carga permanente + peso propio); **E** carga de sismo (componente horizontal y vertical); **L** sobrecarga viva; **Lr** es la sobrecarga viva en cubierta; **S** carga de granizo; **R** es la carga de lluvia; **W** carga de viento.

En las combinaciones de carga donde se incluye los efectos del sismo es posible hacer una reducción del efecto de la carga viva en función de la probabilidad de ocupación, no obstante, no se considera esta reducción para ser conservadores en el análisis.

Con estas consideraciones se calcula las combinaciones de carga aplicables en este caso particular, con los efectos de carga muerta, viva y sismo (con fuerzas laterales en ambos sentidos).

En las combinaciones de carga que involucran los efectos del sismo debe considerarse la sobre resistencia (factor Ω), esto se aplica para comprobar el diseño de elementos que deben estar sujetos a deformaciones plásticas y que puedan comprometer la estabilidad de la estructura. [8]

En la sección 2.3.6 del ASCE 7-16, se indica que cuando una estructura este sujeta a efectos sísmicos entonces se debe considerar también el efecto de combinaciones de cargas adicionales con el efecto de sobre resistencia y en su sección 12.4.3.1 se muestra que este factor amplifica el efecto de la componente horizontal del sismo, como se indica en la ecuación 37. [8]

$$E_{mh} = \Omega \cdot Q_E \quad (37)$$

Donde E_{mh} es la componente horizontal del sismo con el efecto de sobre resistencia; Ω es el factor de sobre resistencia (en el ASCE 7-16 se exponen valores referenciales en función del sistema estructural) [30]; Q_E es el efecto de sismo horizontal (cortante basal).

Asumiendo que se desprecia el efecto de sismo vertical entonces las combinaciones de carga 5 y 7 cambian como se indica a continuación.

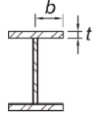
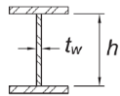
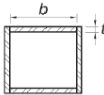
Combinación 5	$1.2D + 1.0E_{mh} + L + 0.2S$
Combinación 7	$0.9D + 1.0E_{mh}$

Para considerar estos nuevos estados de carga se hace un análisis similar al caso anterior, con la particularidad de que se debe mayorar las fuerzas laterales debido al sismo en su componente horizontal.

Las variables que consideran esta modificación se presentan con la distinción de la palabra omega. Este factor fue definido anteriormente con las propiedades del sistema estructural y toma un valor de **3**.

En la sección 6.2 de la NEC-SE-AC 2015 se manifiesta que columnas y vigas de pórticos especiales a momento deben tener secciones clasificadas como sísmicamente compactas, esto se puede interpretar como secciones de alta ductilidad como lo indica el AISC 341-16 en su capítulo D.

Tabla 4-6 Límites de ancho versus espesor para elementos sometidos a compresión.
Fragmento de la tabla D1.1 del AISC 341-16.

		Límites de λ	Límites de λ	
	λ	λ Elemento de Alta Ductilidad	λ Elemento de Moderada Ductilidad	Referencia
Patín	$\frac{b}{t}$	$0.32 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}}$	$0.40 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}}$	
Alma	$\frac{h}{t_w}$	<p>Para $C_a \leq 0.114$</p> $2.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} \cdot (1 - 1.04 \cdot C_a)$ <p>Para $C_a > 0.114$</p> $0.88 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} \cdot (2.68 - C_a)$ $\geq 1.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}}$ <p>Donde</p> $C_a = \frac{P_u}{\phi_c \cdot P_y}$ $P_y = R_y \cdot F_y \cdot A_g$	<p>Para $C_a \leq 0.114$</p> $3.96 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} \cdot (1 - 3.04 \cdot C_a)$ <p>Para $C_a > 0.114$</p> $1.29 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} \cdot (2.12 - C_a)$ $\geq 1.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}}$ <p>Donde</p> $C_a = \frac{P_u}{\phi_c \cdot P_y}$ $P_y = R_y \cdot F_y \cdot A_g$	
Paredes de HSS	$\frac{b}{t}$	$0.65 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}}$	$0.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}}$	

Fuente: ANSI/AISC 341-16, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, 2016.

En la tabla D1.1. del AISC 341-16 se muestran los límites para clasificar a las secciones según la relación de aspecto de patines y alma denominada λ ; si este factor es menor a λ_{hd} la sección es altamente dúctil y si se encuentra entre λ_{hd} y λ_{md} se clasifica como moderadamente dúctil; si el valor de λ es superior a este límite entonces la sección es no compacta.

Para secciones tipo “I” los patines son secciones no atiesados o rigidizados y se debe probar con el caso 1 de la tabla D1.1 y para el alma, como es un elemento atiesado entonces se debe verificar en función del caso 7 de la misma tabla en el AISC 341. En la tabla 4-6 se presentan estos casos de verificación.

La clasificación del patín, del alma y de la sección de cada elemento con códigos 1 para HD, 2 para MD y 0 para ND, en este caso HD significa que la sección es altamente dúctil y se tuviera la nomenclatura MD es moderadamente dúctil, finalmente para secciones con poca ductilidad se establece la nomenclatura ND, los códigos HD, MD y ND también definen un color al elemento, como azul, verde y rojo respectivamente. Para este caso todas las secciones son altamente dúctiles.

A continuación, se detalla el cálculo para la clasificación de la sección correspondiente a la columna del primer piso el eje C, el perfil es un HEM 650 cuyas dimensiones son: peralte total $d = 668$ mm; ancho del patín $bt = 305$ mm; espesor del alma $tw = 21$ mm; espesor del patín $tf = 40$ mm. Para empezar, se debe realizar la verificación de cada elemento por separado, es decir del patín y del alma de la sección.

Para el patín:

$$\lambda_{hd} = 0.32 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} = 0.32 \cdot \sqrt{\frac{20389019.16}{1.1 \cdot 35000}} = 7.36$$

$$\lambda_{md} = 0.4 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} = 0.4 \cdot \sqrt{\frac{20389019.16}{1.1 \cdot 35000}} = 9.20$$

Como la sección “I” es simétrica y para ser conservadores el valor de b se puede tomar como la mitad del ancho del patín.

$$\lambda = \frac{b}{tf} = \frac{bt/2}{tf} = \frac{305/2}{24} = 6.35$$

Como $\lambda=6.35$ es menor que $\lambda_{hd}=7.36$ entonces el patín es altamente dúctil (HD).

Para el alma:

Se debe calcular la relación **Ca**, en ella interviene la carga axial última **Pu**, se debe indicar que este valor se obtiene de la envolvente con las combinaciones de carga considerando el factor de sobre resistencia en el cálculo y el factor ϕ se considera 0.9 para ser conservadores. En la figura 4-10 se puede apreciar que entre mayor sea el factor **Ca** entonces los límites para clasificar a una sección como altamente dúctil o moderadamente dúctil son más estrictos, es decir que son más pequeños.

Se puede hallar la carga axial última con el factor de sobre resistencia como el valor numérico correspondiente al mayor valor entre las envolventes sin considerar el signo, es decir valor absoluto. Para este caso particular se tiene **$P_u = 286.62 T$** .

$$P_y = R_y \cdot F_y \cdot A_g = 1.1 \cdot 35000 \cdot 0.03737 = 1538.75 T$$

$$C_a = \frac{P_u}{\phi_c \cdot P_y} = \frac{286.62}{0.9 \cdot 1538.75} = 0.207$$

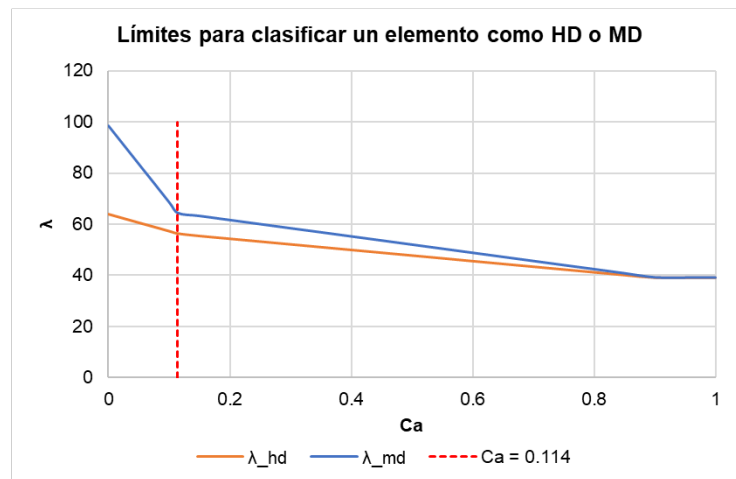


Figura 4-10 Límites para clasificar una sección HD o MD.

Fuente: Nuevas funciones de Ceinci-Lab para el análisis y diseño de pórticos de acero acorde a la nec-15, Cagua, et al., 2021

Como **C_a** es mayor que 0.114 entonces se debe calcular los límites **λ_{hd}** y **λ_{md}** con las siguientes ecuaciones:

$$\lambda_{hd} = 0.88 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} \cdot (2.68 - C_a)$$

$$\lambda_{hd} = 0.88 \cdot \sqrt{\frac{20389019.16}{1.1 \cdot 35000}} \cdot (2.68 - 0.207) = 50.08$$

$$\lambda_{md} = 1.29 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} \cdot (2.12 - C_a)$$

$$\lambda_{md} = 1.29 \cdot \sqrt{\frac{20389019.16}{1.1 \cdot 35000}} \cdot (2.12 - 0.207) = 56.79$$

Se debe comprobar que estos valores sean superiores al siguiente límite:

$$1.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} = 1.57 \cdot \sqrt{\frac{20389019.16}{1.1 \cdot 35000}} = 36.13$$

Se determina la relación de aspecto como

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{d - 2 \cdot tf}{tw} = \frac{668 - 2 \cdot 40}{21} = 28.00$$

Como $\lambda=28.00$ es menor que $\lambda_{hd}=50.08$ entonces el alma es altamente dúctil (HD).

Como los patines y el alma se clasifican como altamente dúctiles entonces la sección se clasifica como altamente dúctil (HD).

Para el análisis de los otros elementos la metodología es similar, en vigas se podría asumir que $C_a=0$ debido a que las solicitaciones axiales en estos elementos son muy bajas.

Los elementos de un pórtico plano están sometidos a cargas axiales, de corte y a momentos flectores, en Ceinci-Lab existe una función que permite calcular la capacidad nominal de los elementos incluyendo la reducción por los factores ϕ .

A continuación, se muestra el procedimiento para determinar el factor K , el mismo depende de las condiciones de borde del elemento.

En pórticos de acero una forma para conocer el factor K para cada columna es empleando los nomogramas. Los factores G se determinan con la ecuación 40, y los subíndices A y B se refieren a base y cabeza de columnas.

$$G = \frac{\sum \left(\frac{E \cdot I}{L} \right)_c}{\sum \left(\frac{E \cdot I}{L} \right)_b} \quad (38)$$

Donde I es la inercia de la sección en sentido x-x; L es la longitud del elemento; los subíndices c y b se refieren a columnas y vigas respectivamente.

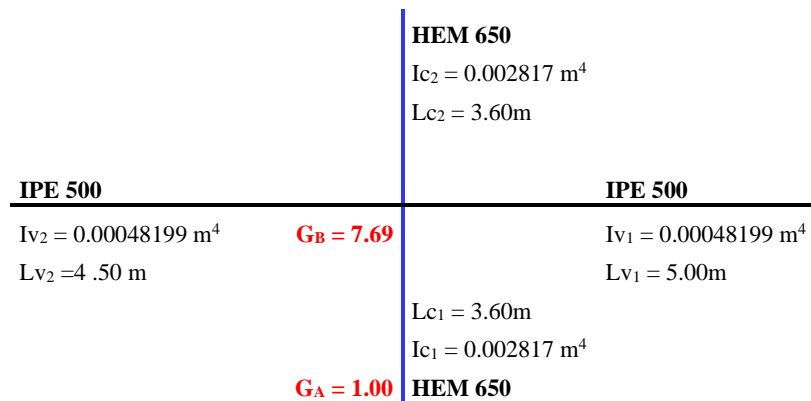
Para la programación de estos nomogramas se pueden emplear la ecuación 39, que tiene como solución aproximada la denominada regla francesa indicada en la ecuación 40.

$$\frac{G_A \cdot G_B \cdot \left(\frac{\pi}{k}\right)^2 - 36}{6 \cdot (G_A + G_B)} - \frac{\left(\frac{\pi}{k}\right)}{\tan\left(\frac{\pi}{k}\right)} = 0 \quad (39)$$

$$k = \sqrt{\frac{1.6 \cdot G_A \cdot G_B + 4 \cdot (G_A + G_B) + 7.5}{G_A + G_B + 7.5}} \quad (40)$$

Si el extremo de la columna tiene un apoyo articulado entonces se puede tomar un valor de $G = 10$, si tiene un empotramiento $G = 1$ en ese borde.

Se detalla el cálculo para la columna en planta baja del eje C, se muestra los valores de G_A y G_B en los extremos de la columna, además se presentan los valores de inercia y longitud en cada elemento que rodea al nudo superior (B).



Como en vigas y columnas se tiene el mismo material entonces el valor de G_B se determina de la siguiente manera:

$$G_B = \frac{\frac{Ic_1}{Lc_1} + \frac{Ic_2}{Lc_2}}{\frac{Iv_1}{Lv_1} + \frac{Iv_2}{Lv_2}} = 7.69$$

El factor k para la columna HEM 650 del eje C del primer piso es:

$$k = \sqrt{\frac{1.6 \cdot G_A \cdot G_B + 4 \cdot (G_A + G_B) + 7.5}{G_A + G_B + 7.5}}$$

$$k = \sqrt{\frac{1.6 \cdot 1 \cdot 7.69 + 4 \cdot (1 + 7.69) + 7.5}{1 + 7.69 + 7.5}} = 1.84$$

El valor de esfuerzo crítico de Euler se determina como:

$$Fcr_{EULER-xx} = \frac{\pi^2 \cdot Es}{\left(\frac{K \cdot L}{r_{xx}}\right)^2} = \frac{\pi^2 \cdot Es}{\left(\frac{K \cdot L}{\sqrt{\frac{I_{xx}}{A}}}\right)^2}$$

$$Fcr_{EULER-xx} = \frac{\pi^2 \cdot 20389019.16}{\left(\frac{1.84 \cdot 3.6}{\sqrt{\frac{0.002817}{0.03737}}}\right)^2} = 2290021.21 \left[\frac{T}{m^2}\right]$$

Calculando con base en la especificación AISC 360, presentada en la ecuación 8. Como $Fcr_{EULER-xx} \geq 0.44 \cdot Fy$ entonces la capacidad axial nominal a compresión se calcula como:

$$Fcr_{xx} = 0.658 \frac{Fy}{Fcr_{EULER-xx}} * Fy$$

$$Fcr_{xx} = 0.658 \frac{35000}{2290021.21} * 35000$$

$$Fcr_{xx} = 34776.82 \left[\frac{T}{m^2}\right]$$

Se verifica que Fcr_{xx} es menor que Fy .

$$Pn_{xx} = Fcr_{xx} \cdot A = 34776.82 \cdot 0.03737 = 1299.61 [T]$$

La capacidad nominal a compresión se ve afectada por $\phi=0.9$, por lo tanto:

$$\phi \cdot Pn_{xx} = 1169.65 [T]$$

El cálculo se realiza en el plano de análisis, no obstante, la columna puede pandear fuera del plano; debido a que la columna es tipo “I” este segundo escenario tiene mayor probabilidad de pasar porque es el plano débil de la sección. Por lo tanto, se calculará la capacidad axial en sentido transversal, para simplificar el análisis se asume que el factor **K** es igual al caso anterior, en un análisis espacial se debe determinar analíticamente este valor en función de las vigas que convergen al nudo en sentido perpendicular al plano XY.

El valor de esfuerzo crítico de Euler se determina como:

$$Fcr_{EULER-zz} = \frac{\pi^2 \cdot Es}{\left(\frac{K \cdot L}{r_{zz}}\right)^2} = \frac{\pi^2 \cdot Es}{\left(\frac{K \cdot L}{\sqrt{\frac{I_{zz}}{A}}}\right)^2}$$

$$Fcr_{EULER-xx} = \frac{\pi^2 \cdot 20389019.16}{\left(\frac{1.84 \cdot 3.6}{\sqrt{\frac{0.0001898}{0.03737}}}\right)^2} = 154293.94 \left[\frac{T}{m^2}\right]$$

Calculando con base en la especificación AISC 360, presentada en la ecuación 8. Como $Fcr_{EULER-xx} \geq 0.44 \cdot Fy$ entonces la capacidad axial nominal a compresión se calcula como:

$$Fcr_{zz} = 0.658 \frac{Fy}{Fcr_{EULER-xx}} * Fy$$

$$Fcr_{zz} = 0.658 \frac{35000}{154293.94} * 35000$$

$$Fcr_{zz} = 31829.84 \left[\frac{T}{m^2}\right]$$

Se verifica que Fcr_{xx} es menor que Fy .

$$Pn_{zz} = Fcr_{zz} \cdot A = 31829.84 \cdot 0.03737 = 1189.48 [T]$$

La capacidad nominal a compresión se ve afectada por $\phi=0.9$, por lo tanto:

$$\phi \cdot Pn_{zz} = 1070.53 [T]$$

La capacidad a compresión de la columna debe ser la menor entre $\phi \cdot Pn_{xx}$ y $\phi \cdot Pn_{zz}$, para este caso la capacidad axial es:

$$\phi \cdot Pn = 1070.53 [T]$$

En vigas generalmente el efecto de la carga axial no es influyente, estos casos no se calcula el factor k, sino que es posible asumir como $k = 1$.

La capacidad nominal a corte (Vn) se determina con la ecuación 41.

$$Vn = 0.6 \cdot Fy \cdot Aw \cdot Cv_1 \quad (41)$$

Donde Aw es el área del elemento que resiste el corte, en perfiles tipo I se asume que Aw es el área del alma y se calcula con la ecuación 42; Cv_1 es un factor debido a la resistencia del corte y se determina con la ecuación 43.

$$Aw = (d - 2 \cdot tf) \cdot tw \quad (42)$$

$$\text{Cuando} \quad \frac{h}{tw} \leq 1.1 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{Fy}} \quad \rightarrow \quad Cv_1 = 1$$

Caso contrario

$$Cv_1 = \frac{1.1 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{Fy}}}{\frac{h}{tw}} \quad (43)$$

El valor de la variable k_v depende de la existencia de rigidizadores transversales; si no se tiene estos elementos entonces $k_v = 5.34$ que es el caso conservador con el que se calcula en Ceinci-Lab. Cuando existan rigidizadores transversales entonces k_v se debe calcular con la ecuación 44.

$$k_v = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} \quad (44) \quad \rightarrow \quad k_v = 5.34 \quad \text{cuando} \quad \frac{a}{h} > 3.0$$

Donde a es la distancia libre entre rigidizadores.

Ahora se presenta el cálculo de la capacidad a corte de las columnas HEM650.

$$\frac{h}{tw} = \frac{d - 2 \cdot tf}{tw} = \frac{668 - 2 \cdot 40}{21} = 28$$

$$1.1 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{Fy}} = 1.1 \cdot \sqrt{\frac{5.34 \cdot 20389019.16}{35000}} = 61.35$$

$$\text{Como} \quad \frac{h}{tw} \leq 1.1 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{Fy}} \quad \text{entonces se considera} \quad Cv_1 = 1$$

$$Aw = (668 - 2 \cdot 40) \cdot 21 = 12348 \text{ mm}^2 = 0.012348 \text{ m}^2$$

$$Vn = 0.6 \cdot Fy \cdot Aw \cdot Cv_1 = 0.6 \cdot 35000 \cdot 0.012348 \cdot 1 = 259.31 \text{ T}$$

La capacidad nominal a corte se ve afectada por $\phi=0.9$, por lo tanto:

$$\phi \cdot Vn = 0.9 \cdot 259.31 = 233.38 \text{ T}$$

La capacidad de los elementos depende de la compacidad de la sección para evitar pandeo local, también depende de la longitud del elemento para controlar el posible efecto de pandeo lateral, es decir de una inestabilidad del elemento fuera del plano de aplicación de cargas.

La figura 4-11 muestra la reducción de capacidad en función de la longitud no arriostrada de los elementos, es decir que una sección altamente dúctil con una longitud no arriostrada menor a L_p podrá desarrollar la máxima capacidad a flexión, pero si su longitud es mayor a L_p esta capacidad disminuirá. [8]

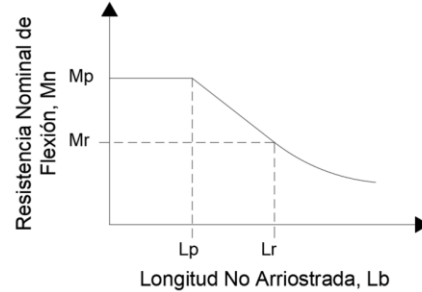


Figura 4-11 Capacidad a flexión en función de la longitud no arriostrada.

Las longitudes L_p , L_r se pueden calcular con las ecuaciones 45 y 46.

$$L_p = 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (45)$$

$$L_r = 1.95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0.7 \cdot F_y} \cdot \sqrt{\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_o} + \sqrt{\left(\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_o}\right)^2 + 6.76 \cdot \left(\frac{0.7 \cdot F_y}{E}\right)^2}} \quad (46)$$

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y \cdot C_w}}{S_x} \quad (47)$$

Para secciones H con doble simetría y alas rectangulares entonces:

$$C_w = \frac{I_y \cdot h_o^2}{4} \quad (48)$$

Donde r_y es el radio de giro de la sección respecto al eje y-y, en este caso corresponde al eje débil de las secciones I; J, es la constante torsional de la sección; S_x es el módulo elástico de la sección respecto al eje x-x; Para secciones I con simetría $c = 1$. h_o es la distancia entre los centroides de los patines. La capacidad a flexión de una sección I con doble simetría y compacta se puede determinar con la ecuación 49. [8]

$$M_n = \begin{cases} M_p = F_y \cdot Z_x & \text{Cuando } L_b < L_p \\ C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 \cdot F_y \cdot S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p & \text{Cuando } L_p < L_b \leq L_r \\ F_{cr} \cdot S_x \leq M_p & \text{Cuando } L_b > L_r \end{cases} \quad (49)$$

Donde C_b es el factor de modificación por pandeo lateral-torsional para diagramas de momento no uniformes y F_{cr} es un esfuerzo crítico reducido para flexión.

Para que una sección sea considerada altamente dúctil se debe tener un arriostramiento del elemento a una distancia no mayor a L_b , que se calcula con la ecuación 50. [8]

$$L_b = 0.095 \cdot r_y \cdot \frac{E}{R_y \cdot F_y} \quad (50)$$

La capacidad a flexión se calcula con la ecuación 51, pero para que esto se cumpla en la realidad se debe verificar que las secciones sean altamente dúctiles y que estén arriostradas a una distancia menor entre el mínimo de L_b y L_p . [8]

$$M_n = M_p = F_y \cdot Z_x \quad (51)$$

Para la columna **HEM650**, su valor es $Z_{col} = 9658.01 \text{ cm}^3$ se puede determinar utilizando la ecuación 19 o a su vez en las propiedades de los perfiles comerciales, además se demostró que es una sección altamente dúctil. En este apartado se procede a calcular los límites de arriostramiento L_b y L_p . En primer lugar, se requiere el radio de giro r_y y la inercia I_y que se pueden calcular con las ecuaciones 52 y 53. [8]

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} \quad (52)$$

$$I_y = \left(\frac{d \cdot b^3}{12}\right) - 2 \cdot \left(\frac{(d - 2 \cdot tf) \cdot \left(\frac{b}{2} - \frac{tw}{2}\right)^3}{12} + (d - 2 \cdot tf) \cdot \left(\frac{b}{2} - \frac{tw}{2}\right) \cdot \left(\frac{\left(\frac{b}{2} - \frac{tw}{2}\right)}{2} + \frac{tw}{2}\right)^2\right) \quad (53)$$

El área de la sección transversal de la **HEM650** es 0.03737 m^2 ; la inercia I_x es 0.0028167 m^4 y la inercia en el eje débil de la sección, respecto al cual el elemento es susceptible de pandeo lateral, I_y es 0.00018979 m^4 .

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{0.00018979}{0.03737}} = 0.0713 \text{ m}$$

$$L_b = 0.095 \cdot r_y \cdot \frac{E}{R_y \cdot F_y} = 0.095 \cdot 0.0713 \cdot \frac{20389019.16}{1.1 \cdot 35000} = 3.60 \text{ m}$$

$$L_p = 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 \cdot 0.0713 \cdot \sqrt{\frac{20389019.16}{35000}} = 3.03 \text{ m}$$

Las columnas con sección **HEM650** requieren tener una longitud sin arriostramiento lateral menor a 3.03 (m), que es el mínimo valor entre **Lb** y **Lp**. En este caso las columnas de primer piso tienen una longitud de 3.60 metros, en ese nivel las columnas se encuentran arriostradas por las vigas y losas del sentido transversal, por lo tanto, es válido calcular la capacidad a flexión de esta sección con la ecuación 51.

$$Mn = Mp = Fy \cdot Z_x$$

$$Mn = 35000 \left[\frac{T}{m^2} \right] \cdot 9658.01 [cm^3] \cdot \left(\frac{1m}{100cm} \right)^3 = 338.03 [T \cdot m]$$

La capacidad nominal a flexión se ve afectada por $\phi = 0.9$, por lo tanto:

$$\phi \cdot Mn = 304.23 [T \cdot m]$$

Para las columnas HEB los límites **Lp** y **Lb** se pueden calcular con la misma metodología, por lo tanto, al tener una longitud sin arriostrar menor a estos límites entonces es aplicable la ecuación 51 para hallar su capacidad a flexión. En las ecuaciones 45 y 46 se puede apreciar que, para un mismo tipo de acero, las longitudes **Lp** y **Lb** solo dependen del radio de giro **ry**. [8]

Si se cumple con una distancia no arriostrada menor a **Lp** para vigas, entonces su capacidad a flexión se determina con la ecuación 51, esto lo calcula automáticamente Ceinci-Lab, no obstante, si no se cumple con ello entonces se debe calcular la capacidad de estos elementos de acuerdo a la ecuación 49, considerando como **Lb** la longitud real no arriostrada. [8]

Para la comprobación de la demanda versus la capacidad de los elementos, en base a la metodología de Factores de Carga y Resistencia (LRFD) se debe cumplir que:

$$\phi \cdot Rn \geq \sum \gamma_i \cdot Qi = Qu \quad (54)$$

Donde ϕ son factores de reducción de la capacidad nominal **Rn**; γ_i son factores que amplifican los efectos de las cargas; **Qi** corresponde a las cargas aplicadas; **Qu**, es la carga última o efecto en los elementos con las solicitaciones amplificadas. [8]

Es importante destacar que la capacidad axial y a flexión calculadas son valores máximos que pueden resistir los elementos, no obstante, estos efectos se encuentran interrelacionados como se puede observar en las ecuaciones 55 y 56. [8]

$$\text{Para } \frac{P_u}{\phi \cdot P_n} \geq 0.2 \rightarrow \frac{P_u}{\phi \cdot P_n} + \frac{8}{9} \cdot \frac{M_u}{\phi \cdot M_n} \quad (55)$$

$$\text{Para } \frac{P_u}{\phi \cdot P_n} < 0.2 \rightarrow \frac{P_u}{2 \cdot \phi \cdot P_n} + \frac{M_u}{\phi \cdot M_n} \leq 1 \quad (56)$$

En Ceinci-Lab se han calculado las solicitaciones con las combinaciones de carga de la NEC-15 y también la capacidad de los elementos, por lo tanto, se puede calcular la relación entre la demanda versus la capacidad y verificar que estos factores sean menores a 1 para asegurar que las dimensiones de los elementos sean adecuadas para resistir las solicitaciones. [8]

Para la verificación de la capacidad a compresión en columnas mediante la ecuación 57, se debe conocer que la fuerza axial última considera el efecto de la sobre resistencia para amplificar la componente horizontal del sismo. Para comprobar el resto de elementos o incluso las columnas ante otros efectos de solicitaciones, las combinaciones de carga no incluyen la sobre resistencia. [8]

$$\phi \cdot P_n \geq P_u \rightarrow \frac{P_u}{\phi \cdot P_n} \leq 1 \quad (57)$$

$$\phi \cdot V_n \geq V_u \rightarrow \frac{V_u}{\phi \cdot V_n} \leq 1 \quad (58)$$

$$\phi \cdot M_n \geq M_u \rightarrow \frac{M_u}{\phi \cdot M_n} \leq 1 \quad (59)$$

En Cedinci-Lab se puede determinar la demanda versus la capacidad a compresión de las columnas, se destaca que las solicitaciones incluyen el factor de sobre resistencia (Ω). [8]

En Ceinci-Lab se puede generar las comprobaciones a flexo-axial, para pórticos de acero generalmente los efectos axiales son más críticos a compresión.

Como paso final se debe verificar que la relación de la capacidad de las vigas versus la capacidad de las columnas sea inferior a 1 de esta forma se tendrá que las columnas son más fuertes que las vigas y la disipación de energía se dará en las vigas. [8]

$$\frac{M \cdot p_v}{M \cdot p_c} \leq 1.0 \quad (60)$$

4.2. Pórticos con arriostramientos excéntricos (EBF)

4.2.1. Comportamiento de Pórticos Arriostrados Excéntricamente

Los pórticos con arriostramientos excéntricos pueden proporcionar una rigidez elástica cuando se utilizan enlaces cortos. Además, puede generar ductilidad y capacidad de disipación de energía en el rango inelástico; siendo comparable a la de los pórticos especiales resistentes a momento; siempre que los enlaces no sean muy cortos. [9]

El pórtico de la Figura 4-12a es el que demuestra a través de estas variaciones, mostradas en la Figura 4-12b, que existe mayor rigidez lateral cuando se emplean enlaces cortos, lo cual, resulta ventajoso para el control de la deriva de piso.

La variable K_{PAE} es la rigidez lateral del pórtico arriostrado excéntricamente y la variable K_{PRM} se refiere a la rigidez lateral del pórtico resistente a momento.

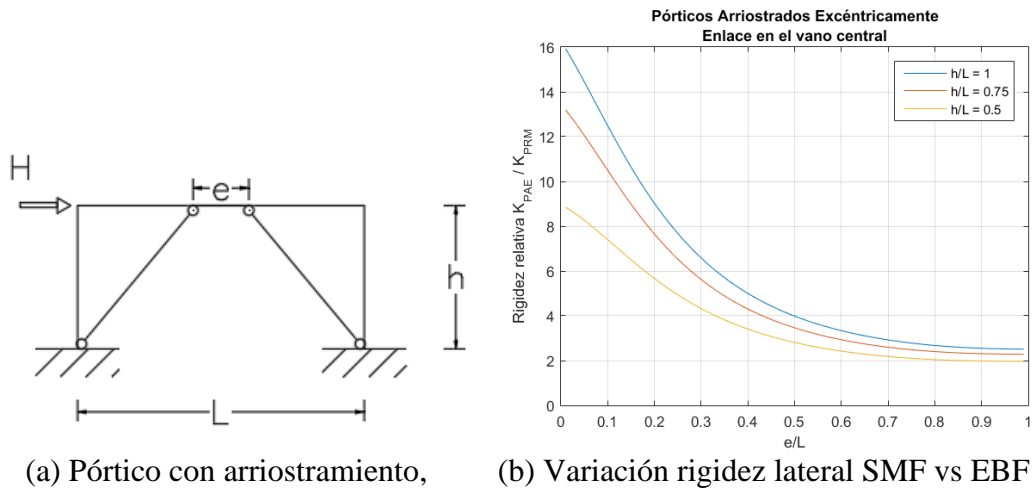


Figura 4-12 Comparativa de rigidez lateral.

Fuente: Nuevas funciones de Ceinci-Lab para el Análisis y Diseño de pórticos de acero con arriostramientos excéntricos, Cagua, et al., 2021, Pág. 526

Existe una relación entre la fuerza cortante en el enlace V_{Link} con el cortante estático de diseño de cada piso, acumulada desde la parte superior hasta el nivel correspondiente de una estructura V_{Piso} . La relación mencionada se puede expresar mediante la ecuación 61, la cual se puede obtener en base a una aproximación del equilibrio de fuerzas en el extremo A del pórtico de la Figura 4-13. [9]

$$V_{Link} = \frac{h}{L} * V_{Piso} \quad (61)$$

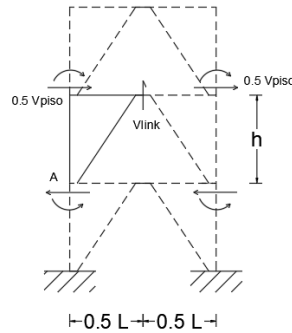


Figura 4-13 Aproximación de diagrama de cuerpo libre.

Fuente: Nuevas funciones de Ceinci-Lab para el Análisis y Diseño de pórticos de acero con arriostramientos excéntricos, Cagua, et al., 2021, Pág. 527

La ecuación 61 es una aproximación para obtener la fuerza en el enlace a través de variables conocidas, la ecuación 62 muestra que la relación entre los cortantes es mayor cuando la relación e/L es menor. [9]

$$\frac{V_{Link}}{V_{cum}} = \left(-0.5 \frac{e}{L} + 1\right) \frac{h}{L} + \left(0.075 \left(\frac{e}{L}\right)^3 - 0.035 \left(\frac{e}{L}\right)^2 - 0.05 \left(\frac{e}{L}\right) - 0.075\right) \quad (62)$$

Para el análisis estructural, en el diseño por capacidad, es necesario reemplazar el elemento de enlace por las acciones máximas esperadas debido a la fluencia de estos elementos (V_{MP} hace referencia al cortante máximo probable y M_{MP} se refiere al momento máximo probable); este estado de cargas sustituirá a la combinación por sismo en esta etapa de análisis. En la Figura 4-14 se indica el equilibrio de fuerzas debido a la fluencia del elemento de enlace. [9]

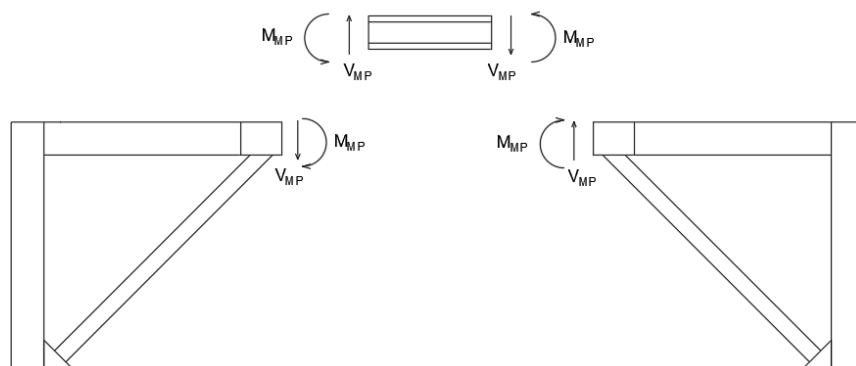
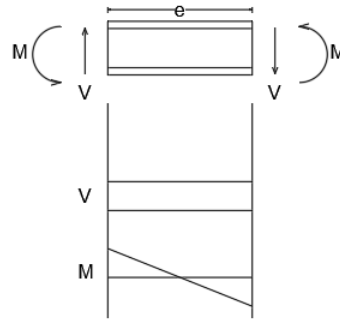


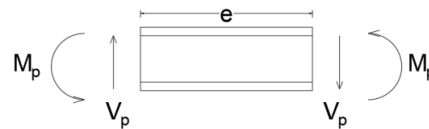
Figura 4-14 Fuerzas debido a la fluencia del elemento de enlace.

Fuente: Nuevas funciones de Ceinci-Lab para el Análisis y Diseño de pórticos de acero con arriostramientos excéntricos, Cagua, et al., 2021, Pág. 528

El tipo de falla del enlace depende de la longitud de este, respecto a la longitud crítica. La longitud crítica o excentricidad crítica es la longitud del enlace que permite desarrollar el corte y momento plástico en la sección de manera simultánea (V_p y M_p respectivamente). Esto se demuestra al realizar el equilibrio de fuerzas del diagrama de cuerpo libre de la Figura 4-15a, tal y como se ve en la Figura 4-15b. [9]



(a) Diagrama de cuerpo libre y diagrama de corte y momento.

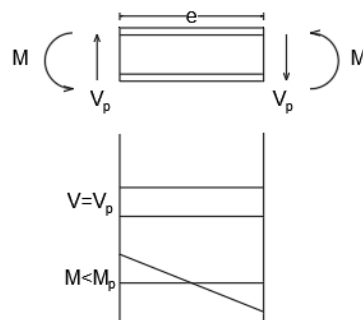


(b) Equilibrio plástico.

Figura 4-15 Diagramas del elemento de enlace

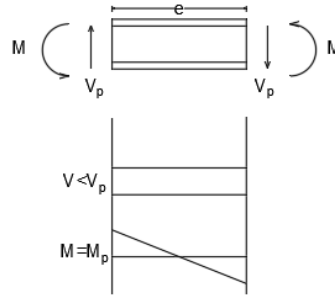
Fuente: Nuevas funciones de Ceinci-Lab para el Análisis y Diseño de pórticos de acero con arriostramientos excéntricos, Cagua, et al., 2021, Pág. 529

Al comparar la longitud del enlace respecto al parámetro de longitud crítica se puede estimar que la fluencia a corte se presentará en elementos cortos. Es decir, longitud efectiva menor que la longitud crítica y en caso contrario la fluencia será debido a flexión en el enlace, esto se ilustra en las Figuras 4-16a y 4-16b. [9]



La fluencia por corte ocurre cuando $M < M_p$ y $V = V_p \rightarrow e \leq \frac{2M_p}{V_p}$

(a) Fluencia por corte



La fluencia por flexión ocurre cuando $M = M_p$ y $V < V_p \rightarrow e \geq \frac{2M_p}{V_p}$

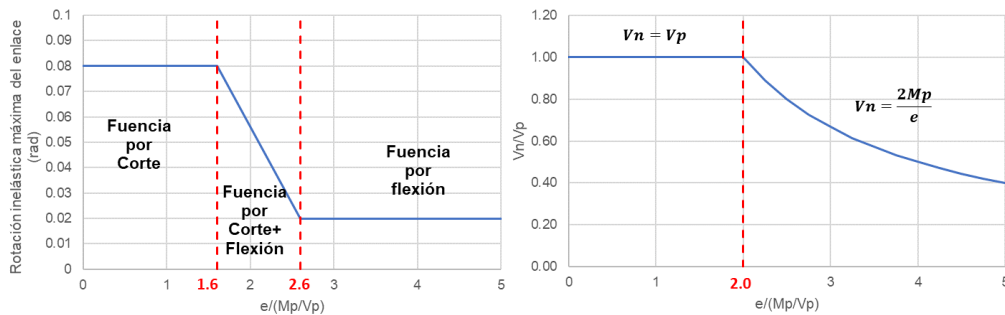
(b) Fluencia por Flexión.

Figura 4-16 Comportamiento de elementos de enlace en función de la longitud.

Fuente: Nuevas funciones de Ceinci-Lab para el Análisis y Diseño de pórticos de acero con arriostramientos excéntricos, Cagua, et al., 2021, Pág. 529

El comportamiento del elemento de enlace, expresado en términos de rotación inelástica máxima y capacidad a corte (Figura 4-17), depende del cortante y momento plástico de la sección de este elemento, en base a la ecuación 63. [9]

$$Factor = \frac{e}{M_p/V_p} \quad (63)$$



(a) Rotación inelástica

(b) Relación de cortante.

Figura 4-17 Comportamiento del elemento de enlace.

Fuente: Nuevas funciones de Ceinci-Lab para el Análisis y Diseño de pórticos de acero con arriostramientos excéntricos, Cagua, et al., 2021, Pág. 530

4.2.2. Capacidad de carga axial y flexión

La capacidad axial (P_n) de un elemento viene dada por la ecuación 64, donde F_{cr} corresponde al esfuerzo crítico de Euler y A_g representa el área transversal de la sección. La capacidad axial está relacionada con la relación de esbeltez del elemento λ , la cual se calcula mediante la ecuación 65, que a su vez depende del factor de

longitud efectiva K , la longitud L y radio de giro r . E_s es el módulo de elasticidad del material y F_y es el esfuerzo de fluencia. [9]

$$P_n = F_{cr} * A_g \quad (64)$$

$$\lambda = \frac{k L}{r} \quad (65)$$

$$F_{cr EULER} = \frac{\pi^2 * E_s}{\left(\frac{k L}{r}\right)^2} \quad (66)$$

$$F_{cr EULER} < 0.44 F_y \rightarrow F_{cr} = 0.877 F_{cr EULER}$$

$$F_{cr EULER} \geq 0.44 F_y \rightarrow F_{cr} = 0.658 \frac{F_y}{F_{cr EULER}} * F_y \quad (67)$$

El factor de longitud efectiva K de columnas para pórticos sin arriostramientos, se puede calcular mediante la ecuación 68, la cual depende de las rigideces rotatorias de los nudos y con sus condiciones de borde, que, para su efecto, se calculan con la fórmula 69. [9]

$$K = \sqrt{\frac{1.6 G_A G_B + 4(G_A + G_B) + 7.5}{G_A + G_B + 7.5}} \quad (68)$$

$$G = \frac{\Sigma \left(\frac{E I}{L}\right)_c}{\Sigma \left(\frac{E I}{L}\right)_b} \quad (69)$$

Donde G_A y G_B son las rigideces rotatorias en el nudo inicial y final respectivamente, I es la inercia de la sección, L es la longitud del elemento, los subíndices c y b se refieren a columnas y vigas respectivamente. Si el extremo de la columna tiene un apoyo articulado $G = 10$, si tiene un empotramiento $G = 1$ en ese borde. La capacidad nominal a corte (V_n) se determina con la ecuación 70. [9]

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_{v1} \quad (70)$$

Donde A_w es el área del elemento que resiste el corte; en perfiles tipo I se asume que A_w es el área del alma y se calcula con la ecuación 71; C_{v1} es un factor debido a la resistencia del corte y se determina con la ecuación 72. [9]

$$A_w = (d - 2 t_f) t_w \quad (71)$$

$$\begin{aligned} \text{Cuando } \frac{h}{t_w} \leq 1.1 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} &\rightarrow C_{v_1} = 1 \\ \text{Caso contrario } C_{v_1} &= \frac{1.1 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}}{h/t_w} \end{aligned} \quad (72)$$

La variable k_v está íntimamente relacionada con la presencia de rigidizadores transversales en el enlace, por lo que, si se trabaja de la manera más conservadora, como lo hacen los programas computacionales, su valor es de 5.34, caso contrario debe ser calculado con la fórmula 73. [9]

$$k_v = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} \quad (73)$$

$$k_v = 5.34 \quad \text{cuando } \frac{a}{h} > 3.0$$

Donde a es la distancia libre entre rigidizadores.

La capacidad a flexión de una sección **I** con doble simetría y compacta se puede determinar con la ecuación 74. [9]

$$M_n = \begin{cases} M_p = F_y \cdot Z_x & \text{Cuando } L_b < L_p \\ C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 \cdot F_y \cdot S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p & \text{Cuando } L_p < L_b \leq L_r \\ F_{cr} \cdot S_x \leq M_p & \text{Cuando } L_b > L_r \end{cases} \quad (74)$$

Donde C_b es el factor de modificación por pandeo lateral-torsional para diagramas de momento no uniformes y F_{cr} es un esfuerzo crítico reducido para flexión. Las expresiones matemáticas para calcular estos valores se encuentran en el capítulo F del AISC 360 -16. Las longitudes L_p , L_r se pueden calcular con las ecuaciones 75 y 76. [9]

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (75)$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_o} + \sqrt{\left(\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E}\right)^2}} \quad (76)$$

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x} \quad (77)$$

Para secciones H con doble simetría y alas rectangulares entonces:

$$C_w = \frac{I_y h_o^2}{4} \quad (78)$$

Donde r_y es el radio de giro de la sección respecto al eje y-y, en este caso corresponde al eje débil de las secciones I; J , es la constante torsional de la sección; S_x es el módulo elástico de la sección respecto al eje x-x; Para secciones I con simetría $c = 1$, h_o es la distancia entre los centroides de los patines. Los cálculos que se pueden realizar en un programa computacional y tienen la consideración principal de tomar la capacidad a flexión como aquella lateralmente apoyada, donde $L_b < L_p$; es importante considerar que todas las fibras se pueden plastificar, para ello se debe utilizar un acero con comportamiento dúctil. De acuerdo con la normativa, los elementos que resistan cargas laterales deben ser altamente dúctiles (AISC 341 tabla D1.1) y deben ser arriostradas. [9]

$$M_n = M_p = F_y \cdot Z_x \quad (79)$$

$$L_p = 0.095 \cdot r_y \cdot \frac{E}{R_y \cdot F_y} \quad (80)$$

4.2.3. Demandas de carga lateral

Hasta este punto se realiza un resumen de las ecuaciones para el cálculo de la capacidad axial, a corte y flexión de los elementos. Adicionalmente, es necesario calcular la demanda de los elementos a través de un análisis sísmico que permita determinar las cargas laterales y un análisis estático que permita determinar las acciones en cada elemento debidas a las cargas gravitacionales de la estructura. [9]

Para la comprobación de la demanda versus la capacidad de los elementos, en base a la metodología de Factores de Carga y Resistencia (LRFD), se debe cumplir que:

$$\phi \cdot R_n \geq \sum \gamma_i \cdot Q_i = Q_u \quad (81)$$

Donde ϕ son factores de reducción de la capacidad nominal R_n ; γ_i son factores que amplifican los efectos de las cargas; Q_i corresponde a las cargas aplicadas; Q_u , es la carga última o efecto en los elementos con las solicitaciones amplificadas. [9]

La capacidad de elementos sometidos simultáneamente a cargas axial y de flexión se determina evaluando la acción simultánea de cargas axiales y de flexión, tal como se indica en las ecuaciones 82 y 83, las cuales dependen de los valores de ***Pu*** y ***Pn*** para su selección. [9]

$$\text{Para } \frac{Pu}{\phi \cdot Pn} \geq 0.2 \rightarrow \frac{Pu}{\phi \cdot Pn} + \frac{8}{9} \cdot \frac{Mu}{\phi \cdot Mn} \leq 1 \quad (82)$$

$$\text{Para } \frac{Pu}{\phi \cdot Pn} < 0.2 \rightarrow \frac{Pu}{2 \cdot \phi \cdot Pn} + \frac{Mu}{\phi \cdot Mn} \leq 1 \quad (83)$$

Donde ***Pu*** es la carga última aplicada sobre el elemento, ***Pn*** es la carga nominal que resiste el elemento, ***Mu*** es el momento último aplicado al elemento, **ϕ** son factores de reducción de la capacidad nominal, y ***Mn*** es el momento nominal que resiste el elemento. En pórticos duales, es decir pórticos resistentes a momentos y pórticos con arriostramientos excéntricos, es importante determinar en las uniones de las vigas-columnas de los pórticos resistentes a momento que se cumple el principio de viga débil y columna fuerte. La ecuación 84 permite el cálculo de este principio. [9]

$$\frac{\sum M_{pv}}{\sum M_{pc}} \quad (84)$$

$$\sum M_{pc} = \sum Z_{col} \cdot \left(Fy - \frac{Puc}{Ag} \right) \quad (85)$$

$$\sum M_{pv} = \sum (1.1 \cdot Ry \cdot Fy \cdot Zviga + Mu_{viga}) \quad (86)$$

Donde **$\sum M_{pc}$** es la sumatoria de los momentos plásticos nominales de las columnas que llegan a la junta; **$\sum M_{pv}$** es la sumatoria de los momentos plásticos nominales de las vigas que llegan a la junta. ***Zcol*** y ***Zviga*** son los módulos plásticos de las columnas y vigas. ***Puc*** es la carga axial requerida para la columna usando las combinaciones de carga para columnas (se debe incluir la sobre resistencia); ***Ag*** es el área bruta de la sección; ***Ry***, es el factor de esfuerzo de fluencia probable (para A572 Gr. 50 este valor es **1.1** acorde a la NEC-SE-AC 2015) y ***Mu_{viga}*** es el momento adicional basado en las combinaciones de carga.

4.2.4. Prediseño de Pórticos con Arriostramientos Excéntricos

En esta parte se realizará el análisis del pórtico correspondiente al eje X, en el mismo se incluirá diagonales en V invertida en el vano central, es decir entre los ejes C y D; no obstante, los arriostramientos no convergen en un mismo punto, sino que dejan una excentricidad de **0.50 m** en el tramo central. Para realizar el análisis y diseño de cada pórtico de manera independiente se asume un área colaborante de 6m para la distribución de cargas gravitacionales. [9]

El esquema estructural es el mismo que para los pórticos especiales a momento, incorporando diagonales excéntricas en el vano central.

En cuanto a las cargas gravitatorias, se considera las mismas utilizadas para el sistema de pórticos especiales a momento, debido a que se quiere realizar una comparativa con el sistema de pórticos con diagonales excéntricas. [9]

La estructura se encuentra emplazada en la ciudad de Ambato sobre suelo tipo D; en base a ello se estima los parámetros de la tabla 4-4.

El espectro para la ciudad de Ambato se presenta en la Figura 4-25, de color azul se tiene el espectro elástico de diseño y en color verde el espectro reducido mediante el factor R, en este caso se asume un valor de 8.

La estimación del periodo fundamental de vibración se puede realizar mediante la ecuación 87, como se recomienda en la NEC-15. [9]

$$T = Ct \cdot h_n^\alpha \quad (87)$$

Los coeficientes para pórticos de acero con arriostramientos, concéntricos o excéntricos, se utiliza $Ct = 0.073$ y $\alpha = 0.75$, con ello se obtiene un periodo de **0.478** segundos. Para este periodo de vibración, la estructura en análisis, tendría una aceleración espectral **S_a** para el primer modo de vibración correspondiente a **0.198 g**, que coincide con la meseta del espectro. El cortante basal se puede determinar con la ecuación 90. [9]

$$V = \frac{I \cdot S_a(T)}{R \cdot \phi_p \cdot \phi_e} \cdot W \quad (88)$$

Donde V es el cortante basal; $Sa(T)$ es la aceleración espectral que se determina en función del periodo fundamental de vibración de la estructura T como se indica en la ecuación 90; R es el factor de modificación de respuesta sísmica; ϕ_p y ϕ_e corresponden al factor de irregularidad en planta y elevación, respectivamente; W es la carga reactiva al sismo. En la tabla 4-5 se presenta los valores de las variables mencionadas y el cálculo del coeficiente sísmico, el cortante basal es 19.84% de la carga reactiva total.

En el caso general, la carga reactiva de sismo se compone del 100% de la carga muerta en los pisos que pueden vibrar durante una excitación externa, para este caso se asume 100% de carga muerta y un 25% de participación de la carga viva, este porcentaje de contribución de carga viva se tomó a consideración puesto que representa en mayor seguridad estructural y se encuentra presente en normativas extranjeras. En la tabla 4-7 se presenta el cálculo de la carga reactiva para cada nivel, el área típica de piso se obtiene en base al área colaborante. [9]

Tabla 4-7 Carga reactiva de sismo W .

NIVEL	H [M]	CM [T/M ²]	CV [T/M ²]	ÁREA [M ²]	W=CM+%CV [T]
1	3.60	0.50	0.25	138.00	77.63
2	3.60	0.50	0.25	138.00	77.63
3	3.60	0.50	0.25	138.00	77.63
4	3.60	0.50	0.25	138.00	77.63
5	3.60	0.50	0.25	138.00	77.63
6	3.60	0.50	0.25	138.00	77.63
7	3.60	0.50	0.25	138.00	77.63
8	3.60	0.50	0.25	138.00	77.63
9	3.60	0.50	0.25	138.00	77.63
10	3.60	0.50	0.10	138.00	72.45
					771.08

Fuente: Elaboración autónoma, 2022

Como la carga reactiva es 771.08 T, entonces el cortante basal corresponde a 19.84% de ese valor, que es igual a 152.98 T.

$$V = \% \cdot W \quad (89)$$

$$V = 19.84\% \cdot 771.08 = 152.98 T$$

En la NEC15 (2015) se indica el procedimiento para determinar las fuerzas laterales en cada piso, para ello se aplica la ecuación 92 mostrada a continuación:

$$F_j = \frac{W_j \cdot h_j^k}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i^k} \cdot V \quad (90)$$

Donde W_j , W_i es la fracción del peso en cada nivel; h_j , h_i es la altura de los niveles en j e i ; el valor de “ k ” se relaciona con el periodo de la estructura y varía entre 1 y 2,

este valor refleja la forma en la que se distribuyen las fuerzas laterales en cada nivel de la estructura; para valores de $T < 0.5$ segundos $k = 1$, para periodos mayores a 0.5 seg este valor se calcula como $k = 0.75 + 0.5 * T$, el valor máximo de k es 2. V es el cortante basal que se distribuirá en cada piso como fuerzas laterales F_j . [9]

Tabla 4-8 Fuerzas laterales y cortantes en cada piso.

SE ASUME K=1 PARA LA DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS EN LA ALTURA					
NIVEL	H [m]	Hi*w [T*m]	F [%]	F [T]	Vi [T]
1	3.60	279.45	1.84%	2.82	152.98
2	7.20	558.90	3.68%	5.63	150.17
3	10.80	838.35	5.52%	8.45	144.53
4	14.40	1117.80	7.36%	11.26	136.09
5	18.00	1397.25	9.20%	14.08	124.83
6	21.60	1676.70	11.04%	16.89	110.75
7	25.20	1956.15	12.88%	19.71	93.85
8	28.80	2235.60	14.72%	22.52	74.14
9	32.40	2515.05	16.56%	25.34	51.62
10	36.00	2608.20	17.18%	26.28	26.28
		15183.45	100.00%	152.98	

Fuente: Elaboración autónoma, 2022

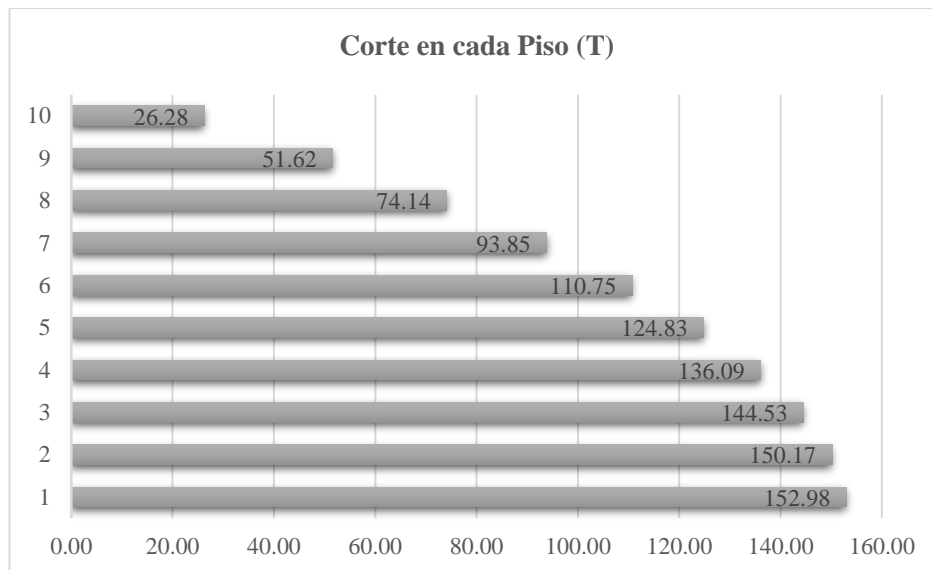


Figura 4-18 Cortante de piso.

Fuente: Elaboración autónoma, 2022

Una vez calculado el cortante basal en base a la normativa es posible aplicar la ecuación 91 con las variables del piso 1 y con esto se tiene la relación entre la fuerza cortante del elemento de enlace y el corte acumulado del piso.

Se aplica esta metodología en el prediseño de los elementos, posteriormente se determinan la demanda en cada elemento mediante la aplicación del método de la rigidez programado en Ceinci-Lab. [9]

$$\frac{V_{Link}}{V_{cum}} = \left(-0.5 \cdot \frac{e}{L} + 1\right) \cdot \frac{h}{L} + \left(0.075 \cdot \left(\frac{e}{L}\right)^3 - 0.035 \cdot \left(\frac{e}{L}\right)^2 - 0.05 \cdot \left(\frac{e}{L}\right) - 0.075\right) \quad (91)$$

$$\frac{V_{Link}}{V_{cum}} = \left(-0.5 \cdot \frac{0.5}{5.0} + 1\right) \cdot \frac{3.6}{5.0} + \left(0.075 \cdot \left(\frac{0.5}{5.0}\right)^3 - 0.035 \cdot \left(\frac{0.5}{5.0}\right)^2 - 0.05 \cdot \left(\frac{0.5}{5.0}\right) - 0.075\right) = 0.60$$

En la tabla 4-9 se muestra los valores de cortante para cada elemento enlace en cada nivel del pórtico, se asume que el cortante de piso que debe resistir los elementos del vano con arriostramientos es 75% del cortante de piso.

Tabla 4-9 Cortante en los elementos de enlace de cada nivel.

NIVEL	H [M]	V _{PISO} [T]	V _{LINK} /V _{PISO} [T]	V _{LINK} [T]
1	3.60	114.74	0.60	68.84
2	3.60	112.62	0.45	50.68
3	3.60	108.40	0.45	48.78
4	3.60	102.07	0.45	45.93
5	3.60	93.62	0.45	42.13
6	3.60	83.06	0.45	37.38
7	3.60	70.39	0.45	31.68
8	3.60	55.61	0.45	25.02
9	3.60	38.71	0.45	17.42
10	3.60	19.71	0.45	8.87

Fuente: Elaboración autónoma, 2022

Para definir las dimensiones de la sección del enlace se emplea la combinación de cargas más conservadora para cargas gravitacionales y el efecto del sismo (NEC SE CG 2015), esto es:

$$Combinación = 1.2D + L + 1.0E \quad (92)$$

Hasta aquí se analiza el efecto del sismo, a continuación, se requiere analizar el efecto de las cargas gravitacionales para posteriormente superponer los efectos. La carga muerta CM en el piso inferior es 500 kg/m² y la carga viva CV es de 250 kg/m². El ancho colaborante perpendicular al pórtico de análisis, se asume con un valor de **6 m**, por lo tanto, la carga uniformemente distribuida en la viga con la combinación de cargas se define por:

$$q = (1.2 \cdot CM + 1.0 \cdot CV) \cdot L_{COLABORANTE} \quad (93)$$

El valor de la carga “**q**” es 5.1 T/m. El modelo de análisis simplificado para la viga con los arriostramientos excéntricos se muestra en la Figura 4-19a, el diagrama de corte y de momento se presentan en la Figura 4-19b y 4-19c. [9]

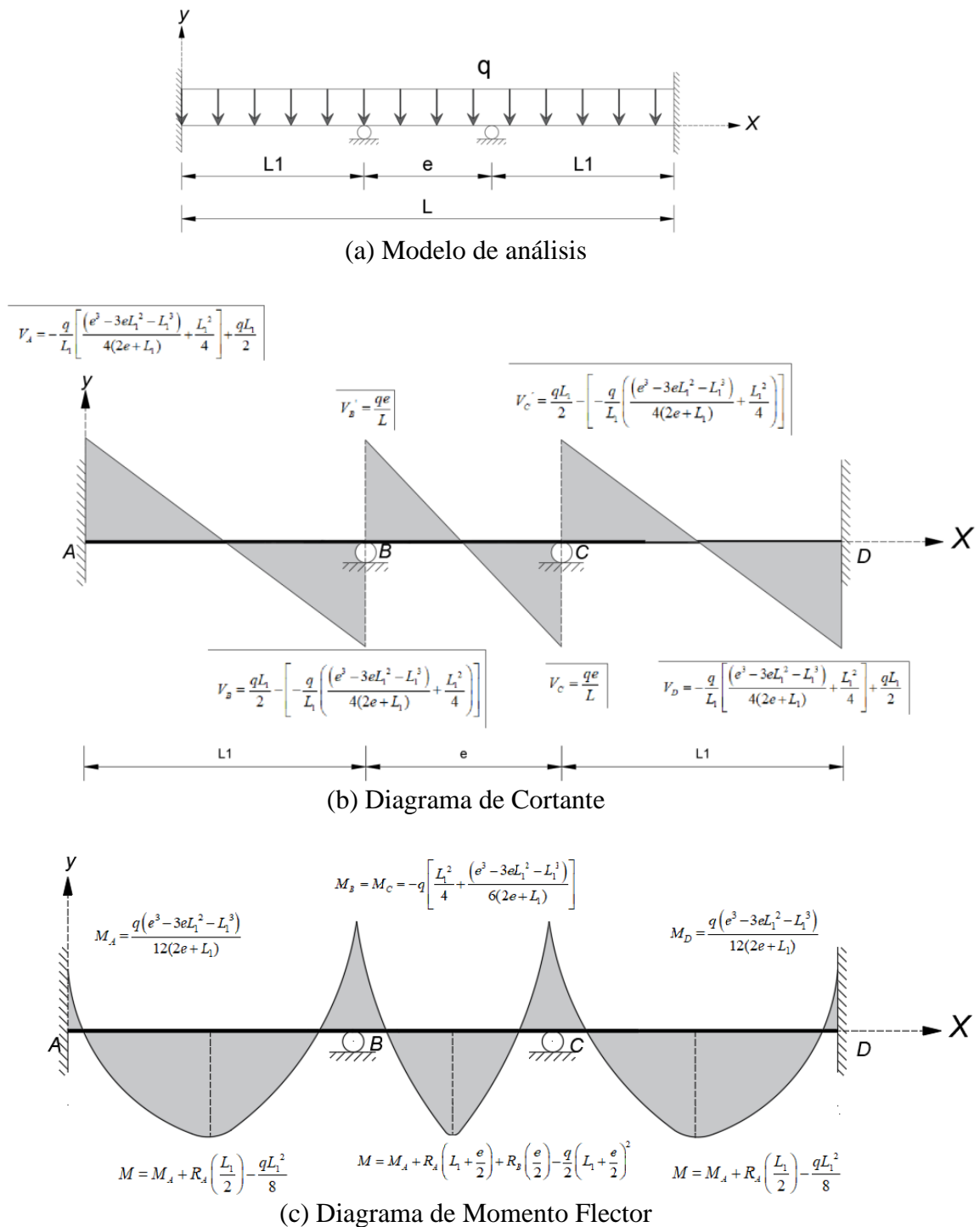
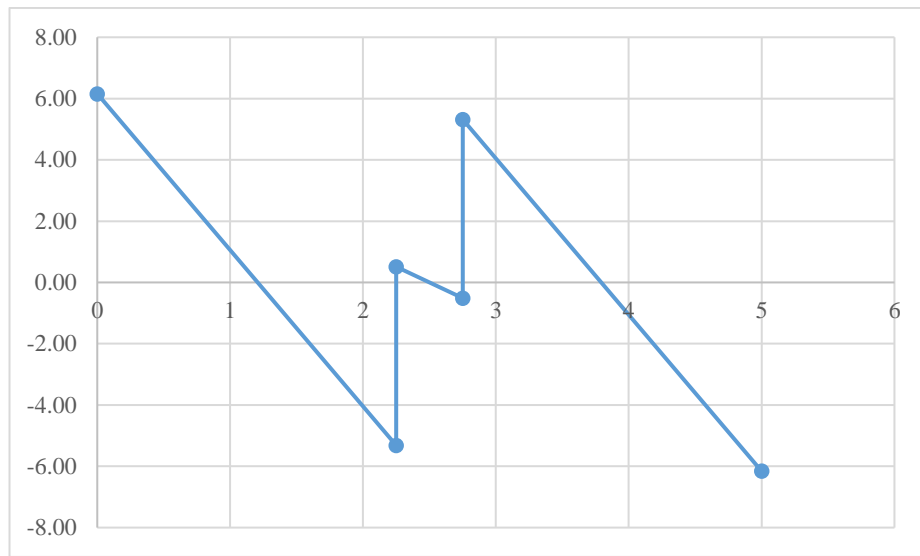


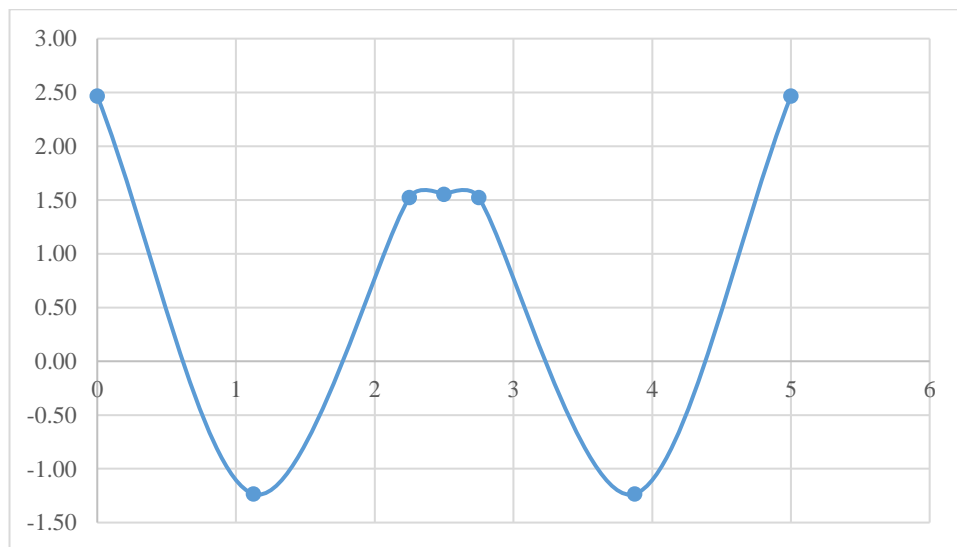
Figura 4-19 Modelo de análisis simplificado para vigas con arriostramientos excéntricos.

Fuente: Nuevas funciones de Ceinci-Lab para el Análisis y Diseño de pórticos de acero con arriostramientos excéntricos, Cagua, et al., 2021, Pág. 541

Al reemplazar los valores de las variables geométricas y de carga en los diagramas de corte y momento se tiene los diagramas de la Figura 4-20.



(a) Diagrama de Cortante



(b) Diagrama de Momento Flector

Figura 4-20 Diagramas de corte y momento obtenidos con fórmulas

Fuente: Elaboración autónoma, 2022

4.2.4.1. Prediseño del elemento de enlace

Para el prediseño del elemento de enlace se determina el cortante y momento último, en la sección del enlace, debido a la combinación de cargas descrita en la ecuación 94, la misma se puede definir con las nomenclaturas de la ecuación 94 para hacer referencia a $V_{LinkSismo}$ al cortante en el elemento Link debido al sismo y $V_{1.2-CM+CV}$ hace

referencia al cortante en el elemento Link debido a cargas gravitacionales. De manera similar se definen las variables para el momento flector en el elemento Link como M_{Link} y la ecuación 97 describe la combinación de estados de carga para determinar el momento flector. [9]

$$V_{Link} = V_{Link_{Sismo}} + V_{1.2 \cdot CM+CV} \quad (94)$$

$$V_{Link} = 68.84 + 5.32$$

$$\mathbf{V_{Link} = 74.16 T}$$

$$M_{Link} = M_{Link_{Sismo}} + M_{1.2 \cdot CM+CV} \quad (95)$$

$$M_{Link_{Sismo}} = V_{Link} \cdot \frac{e}{2} \quad (96)$$

$$M_{Link} = 68.84 \cdot \frac{0.5}{2} + 1.52 = \mathbf{18.73 T \cdot m}$$

Una vez obtenidos el cortante y momento flector actuantes en el elemento de enlace (Link), se procede al predimensionamiento de elementos por lo que se asume la sección IPE300 y se determina el momento y cortante plástico de la sección, ahora se tiene un valor de $Z = 628.51 \text{ cm}^3$, y $A_w = 19.78 \text{ cm}^2$, entonces:

$$M_p = Z \cdot F_y \quad (97)$$

$$M_p = 628.51 \text{ cm}^3 \cdot 3500 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot \frac{1T}{1000\text{kg}} \cdot \frac{1m}{100\text{cm}} = \mathbf{21.99 T \cdot m}$$

$$V_p = 0.6 \cdot F_y \cdot A_w \quad (98)$$

$$V_p = 0.6 \cdot 3500 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 19.78 \text{ cm}^2 \cdot \frac{1T}{1000\text{kg}} = \mathbf{41.54 T}$$

En base a la longitud del enlace, se determina el factor para conocer si es un enlace puede fluir en corte, en flexión o una combinación de estas acciones. [9]

$$Factor = \frac{e}{\frac{M_p}{V_p}} \quad (99)$$

$$\frac{e}{\frac{M_p}{V_p}} = \frac{0.5}{\frac{21.99}{41.54}} = 0.94$$

Dado que el Factor es 0.94 menor que 1.6 entonces la fluencia es por corte; el enlace se denomina como un **elemento corto** y considerando que la rotación máxima que puede alcanzar el enlace es 0.08 rad.

La capacidad a corte se determina igual al corte plástico, y la capacidad a flexión es igual al momento plástico multiplicado por el factor $\phi=0.90$. En la tabla 4-10 se presenta un resumen de la demanda (D) y la capacidad (C) del enlace, también se presenta la relación D/C.

Tabla 4-10 Demanda versus Capacidad del elemento de enlace

$M_u =$	18.73	$T \cdot m$
$\phi \cdot M_n =$	19.79	$T \cdot m$
D/C Flexión =	0.94	
$V_u =$	74.16	T
$\phi \cdot V_n =$	37.38	T
D/C Corte =	1.98	

Fuente: Elaboración autónoma, 2022

Una vez determinadas las características de demanda y capacidad se deben tomar en cuenta que el prediseño de la **viga fuera del enlace**, de los **arriostramientos** y las **columnas** se basa en la filosofía del diseño por capacidad, es decir, asumiendo que el elemento de enlace desarrollará la fluencia y disipación de energía mientras los otros elementos deben mantenerse esencialmente elásticos para este nivel de fuerzas. Las fuerzas debido a la fluencia del enlace sustituirán a la carga sísmica en las combinaciones de carga para el análisis.

Para cumplir con este principio la normativa recomienda diseñar la viga fuera del enlace para un cortante máximo probable en el enlace que se describe en la ecuación 100. La reducción del **factor 0.88** se fundamenta en que la losa podría contribuir en la capacidad de la viga fuera del enlace. [9]

Para el diseño de las diagonales se determina el cortante máximo probable del enlace con la ecuación 100. [9]

$$V_{MP} = 0.88 \cdot (1.25 \cdot R_y \cdot V_{n_{LINK}}) = 1.1 \cdot R_y \cdot V_{n_{LINK}} \quad (100)$$

$$V_{MP} = 1.25 \cdot R_y \cdot V_{n_{LINK}} \quad (101)$$

Además, se asume que existirá una fuerza axial en el enlace P_{MP} , como se indica en la ecuación 102. [9]

$$P_{MP} = \frac{V_{MP} \cdot L}{2 \cdot H} \quad (102)$$

Para el prediseño de las columnas se puede asumir de manera conservadora que todos los enlaces van a alcanzar el cortante máximo probable de la ecuación 100, incluyendo el **factor 0.88** debido a que es poco probable que todos los enlaces, de todos los niveles, ingresen al rango inelástico. [9]

4.2.4.2. Prediseño de la viga fuera del enlace

El diagrama de cuerpo libre para el análisis de fuerzas en los elementos se muestra en la Figura 4-21. [9]

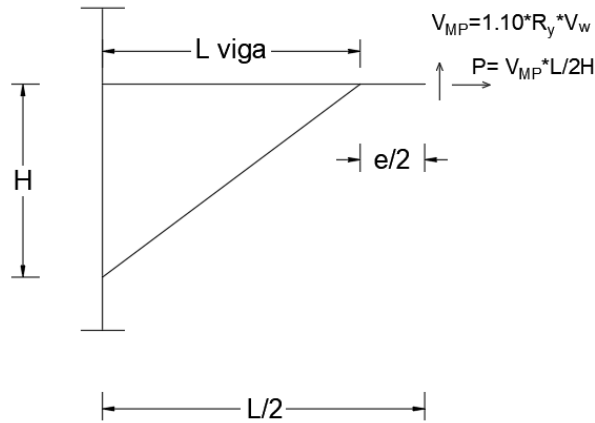


Figura 4-21 Diagrama de cuerpo libre para el prediseño de la viga fuera del enlace.

Fuente: Nuevas funciones de Ceinci-Lab para el Análisis y Diseño de pórticos de acero con arriostramientos excéntricos, Cagua, et al., 2021, Pág. 545

El momento flector ($M_{EmhViga}$) y la carga axial ($P_{EmhViga}$) en la viga se pueden encontrar mediante las ecuaciones 109 y 108 respectivamente. El factor F_{dviga} permite determinar la fracción del momento que debe ser resistido por la viga, las variables auxiliares se pueden determinar con las ecuaciones 105 a 109. [9]

$$S_{viga} = \frac{E \cdot I_{xxViga}}{L_{viga}} \quad (103)$$

$$L_{viga} = \frac{L - e}{2} \quad (104)$$

$$S_{Diag} = \frac{E \cdot I_{xxDiag}}{L_{Diag}} \quad (105)$$

$$Fd_{Viga} = \frac{S_{Viga}}{S_{Viga} + S_{Diag}} \quad (106)$$

$$M_{enlace} = V_{MP} \cdot \frac{e}{2} \quad (107)$$

$$M_{EmhViga} = Fd_{Viga} \cdot M_{enlace} \quad (108)$$

$$P_{EmhViga} = P_{MP} = \frac{V_{MP} \cdot L}{2 \cdot H} \quad (109)$$

Donde S_{Viga} y S_{Diag} son las relaciones entre el módulo de elasticidad, la inercia del elemento respecto a la longitud de la viga y la diagonal respectivamente. Para los cálculos se asume la sección de viga **IPE 500**, cabe destacar que el elemento de enlace tiene dimensiones distintas, y para las diagonales se estima la sección cuadrada de acero con dimensiones **150mm x 150mm x 10mm**.

En la tabla 4-11 se indica las solicitaciones y la capacidad a flexión, corte, axial y acciones combinadas flexión-axial, se corrobora que la sección **IPE500** es adecuada para a viga fuera del enlace.

$$L_{viga} = \frac{L - e}{2} = \frac{5.0 \text{ m} - 0.5 \text{ m}}{2} = 2.25 \text{ m}$$

$$S_{viga} = \frac{E \cdot I_{xxViga}}{L_{viga}} = \frac{20389019.16 \text{ T/m}^2 \cdot 0.00048199 \text{ m}^4}{2.25 \text{ m}} = 4367.69 \text{ T} \cdot \text{m}$$

$$S_{Diag} = \frac{E \cdot I_{xxDiag}}{L_{Diag}} = \frac{20389019.16 \text{ T/m}^2 \cdot 0.00001839 \text{ m}^4}{4.25 \text{ m}} = 88.22 \text{ T} \cdot \text{m}$$

$$Fd_{viga} = \frac{S_{viga}}{S_{viga} + S_{Diag}} = \frac{4367.69 \text{ T} \cdot \text{m}}{4367.69 \text{ T} \cdot \text{m} + 88.22 \text{ T} \cdot \text{m}} = 0.98$$

$$V_{MP} = 1.25 \cdot R_y \cdot V_{nLINK} = 1.25 \cdot 1.1 \cdot 74.16 \text{ T} = \mathbf{101.97 \text{ T}}$$

$$M_{enlace} = V_{MP} \cdot \frac{e}{2} = 101.97 \text{ T} \cdot \frac{0.50 \text{ m}}{2} = 25.49 \text{ T} \cdot \text{m}$$

$$M_{EmhViga} = Fd_{viga} \cdot M_{enlace} = 0.98 \cdot 25.49 \text{ T} \cdot \text{m} = \mathbf{24.98 \text{ T} \cdot \text{m}}$$

$$P_{EmhViga} = P_{MP} = \frac{V_{MP} \cdot L}{2 \cdot H} = \frac{101.97 \text{ T} \cdot 2.25 \text{ m}}{2 \cdot 3.60 \text{ m}} = \mathbf{31.86 \text{ T}}$$

$$M_p = Z \cdot F_y = 2194.62 \text{ cm}^3 \cdot 3500 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot \frac{1 \text{ T}}{1000 \text{ kg}} \cdot \frac{1 \text{ m}}{100 \text{ cm}} = 76.81 \text{ T} \cdot \text{m}$$

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g = 25953.53 \text{ T/m}^2 \cdot 0.004774 \text{ m}^2 = 123.90 \text{ T}$$

Tabla 4-11 Demanda versus Capacidad de la viga fuera del enlace

$Mu = M_{EmhViga} + M_{1.2CM+CV} =$	27.45	$T \cdot m$
$\phi \cdot Mn = \phi \cdot Mp =$	69.13	$T \cdot m$
D/C Flexión =	0.40	
$Vp = V_{MP} =$	83.07	T
$\phi \cdot Vn = \phi \cdot Vp =$	91.77	T
D/C Corte =	0.91	
$Fcr =$	25953.53	T/m^2
$Pu = P_{EmhViga} =$	31.86	T
$\phi \cdot Pn =$	111.51	T
D/C Axial =	0.29	
D/C Flexión – Axial =	0.69	

Fuente: Elaboración autónoma, 2022

4.2.4.3. Prediseño de diagonales

En esta etapa para las diagonales se asume que la sollicitación a flexión ($M_{EmhDiag}$) y axial ($P_{EmhDiag}$) se determina con las ecuaciones 110 y 111 es importante notar que, para las secciones impuestas de viga y diagonal, la inercia de la viga es muy superior a la de la diagonal y por ende la sollicitación a flexión en la diagonal es pequeña. [9]

$$Fd_{Diag} = \frac{S_{Diag}}{S_{Viga} + S_{Diag}} \quad (110)$$

$$M_{EmhDiag} = Fd_{Diag} \cdot M_{enlace} \quad (111)$$

$$P_{EmhDiag} = P_{MP} \cdot \cos(\theta) + V_{MP} \cdot \sen(\theta) \quad (112)$$

En la tabla 4-12 se indica las sollicitaciones y la capacidad a flexión, axial y acciones combinadas flexión-axial, se corrobora que la sección de la diagonal es adecuada. En esta etapa de prediseño la sollicitación a flexión y axial debido a las cargas gravitacionales en la diagonal no se consideran.

$$Fd_{Diag} = \frac{S_{Diag}}{S_{Viga} + S_{Diag}} = \frac{88.22 T \cdot m}{4367.69 T \cdot m + 88.22 T \cdot m} = 0.02$$

$$M_{EmhDiag} = Fd_{Diag} \cdot M_{enlace} = 0.02 \cdot 25.49 T \cdot m = \mathbf{0.51 T \cdot m}$$

$$\begin{aligned} P_{EmhDiag} &= P_{MP} \cdot \cos(\theta) + V_{MP} \cdot \sen(\theta) \\ &= 31.86 T \cdot \cos(31.96^\circ) + 101.97 T \cdot \sen(31.96^\circ) = \mathbf{81.01 T} \end{aligned}$$

$$M_p = Z \cdot F_y = 286 \text{ cm}^3 \cdot 3500 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot \frac{1T}{1000\text{kg}} \cdot \frac{1\text{m}}{100\text{cm}} = 10.01 T \cdot \text{m}$$

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g = 25953.53 T/m^2 \cdot 0.00549 \text{ m}^2 = 142.48 T$$

Tabla 4-12 Demanda versus Capacidad de la diagonal

$M_u = M_{Emh_{Diag}} + M_{1.2CM+CV} =$	2.03	$T \cdot \text{m}$
$\phi \cdot M_n = \phi \cdot M_p =$	9.01	$T \cdot \text{m}$
D/C Flexión =	0.23	
$F_{cr} =$	25953.53	T/m^2
$P_u = P_{Emh_{Diag}} =$	81.01	T
$\phi \cdot P_n =$	128.23	T
D/C Axial =	0.63	
D/C Flexión – Axial =	0.86	

Fuente: Elaboración autónoma, 2022

4.2.4.4. Prediseño de columnas

Para prediseñar la columna más cargada ante cargas gravitacionales en planta baja, se calcula la carga axial en función del área colaborante de la columna y de las cargas gravitatorias antes definidas. La ecuación 113 permite realizar la sumatoria de la carga de cada piso. [9]

$$P_u = \sum_{i=1}^{\text{num pisos}} (1.2 \cdot CM_i + 1.6 \cdot CV_i) \cdot \left(L_{\text{colaborante}} \cdot \frac{L_{\text{viga izq}} + L_{\text{viga der}}}{2} \right) \quad (113)$$

El valor resultante es P_u . Para el estado de carga de sismo se considera la carga axial $P_{Emh_{Col}}$ con la siguiente ecuación:

$$P_{Emh_{Col}} = \sum_{i=1}^{\text{num pisos}} V_{MPi} \quad (114)$$

Donde V_{MP} es el cortante máximo probable de los enlaces en cada piso, se determina su valor con la ecuación 102.

$$V_{MP} = 1.1 \cdot R_y \cdot V_{nLINK}$$

$$P_{Emh_{col}} = \sum_{i=1}^{num\ pisos} V_{MPi} = 376.73\ T$$

Los valores de la demanda y capacidad de la columna se resumen en la tabla 4-13 (se asume una sección HEM 650 para la columna), para la capacidad axial se asume un elemento de acero A572 Gr. 50, con una relación de esbeltez $Kl/r = 60$, el esfuerzo crítico que corresponde es $F_{cr} = 2693\ [kg/cm^2]$, y se corrobora que la sección impuesta puede ser adecuada en la etapa de prediseño.

$$P_u = P_{u_{1.2CM+CV}} + P_{Emh_{col}} = 273.03\ T + 376.73\ T = 649.76\ T$$

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g = 25953.53\ T/m^2 \cdot 0.03737\ m^2 = 969.88\ T$$

Tabla 4-13 Demanda versus Capacidad de la columna

$F_{cr} =$	25953.53	T/m^2
$P_u = P_{u_{1.2CM+CV}} + P_{Emh_{col}} =$	649.76	T
$\phi \cdot P_n =$	872.89	T
$D/C\ Axial =$	0.74	

Fuente: Elaboración autónoma, 2022

A continuación, se verifica la relación entre momentos nominales probables de columna ΣM_{pc} versus vigas ΣM_{pv} que convergen a una misma junta.

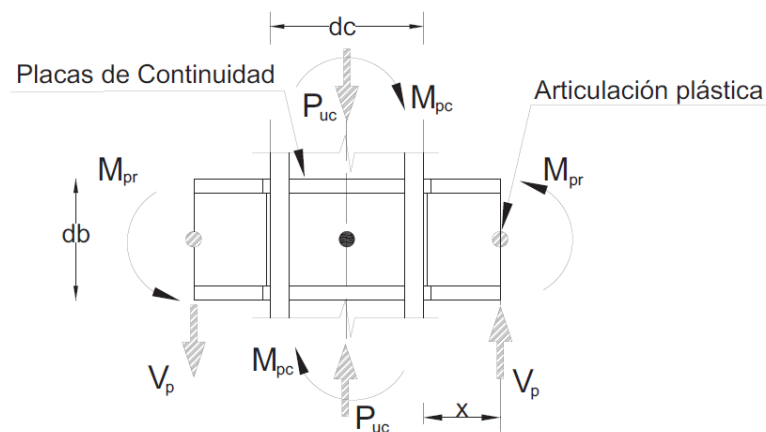


Figura 4-22 Nudo de una columna interior de un pórtico.

Fuente: NEC-SE-AC 2015, Pág. 44

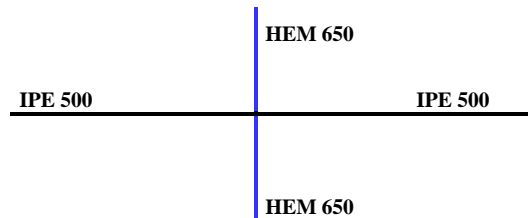
En la primera parte de esta investigación en los sistemas SMF se demuestra relaciones aproximadas para cumplir con esta relación en base al módulo plástico de las secciones

Z, para columnas este se entenderá como **Zcol** y para vigas como **Zviga**, y el esfuerzo de fluencia del material **Fy**. El nudo viga-columna de nivel 1, en el eje C, las secciones de los elementos se indican en la Figura 4-36 y se analizan de la siguiente manera.

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pv}} \geq 1.0 \quad (115)$$

$$\frac{\sum 0.7 \cdot Z_{col} \cdot F_y}{\sum 1.15 \cdot F_y \cdot Z_{viga}} \geq 1.0$$

$$\frac{\sum Z_{col}}{\sum Z_{viga}} \geq 1.64$$



La relación de la capacidad de las columnas versus la relación de capacidad de las vigas, en función de los módulos plásticos de sección de estos elementos, se indica en la tabla 4-14.

Aquí se observa que esta relación es 2.2 mayor a 1.64, por lo tanto, se asume que las secciones impuestas son adecuadas para proceder con el análisis.

Tabla 4-14 Relación aproximada viga-columna nudo de análisis

$Z_{col_{HEM650}} =$	9658.01	cm^3
$Z_{viga_{IPE500}} =$	2194.62	cm^3
$Z_{viga_{IPE500}} =$	2194.62	cm^3
$\frac{Z_{cols}}{Z_{vigas}} =$	2.2	ok

Fuente: Elaboración autónoma, 2022

El análisis se desarrollará con secciones similares a las del sistema SMF y únicamente se modifica algunos elementos de vigas y diagonales, el pórtico corresponde a un sistema dual compuesto por elementos resistentes a momento y diagonales excéntricas en el vano central.

4.2.5. Modelación con el programa computacional Ceinci Lab (sistema EBF)

Para corroborar el prediseño se requiere un análisis numérico global de la estructura. Es necesario aplicar una metodología de análisis sísmico para determinar desplazamientos, derivas, fuerzas y cortante en cada piso; posteriormente verificar que las derivas sean menores a los límites permitidos por la NEC-15. [9]

Además, en pórticos con arriostramientos excéntricos se debe realizar el diseño por capacidad, es decir reemplazar a los elementos de enlace con las fuerzas esperadas, que viene a ser el cortante máximo probable que pueden llegar a desarrollar en función de la longitud del elemento. Estos efectos reemplazan al sismo, que en conjunto con las cargas muerta y viva en base a las combinaciones de carga. [9]

En pórticos con arriostramientos excéntricos se recomienda conexiones de las riostras a la viga que permitan transmitir parte del momento flector a estos elementos. [9]

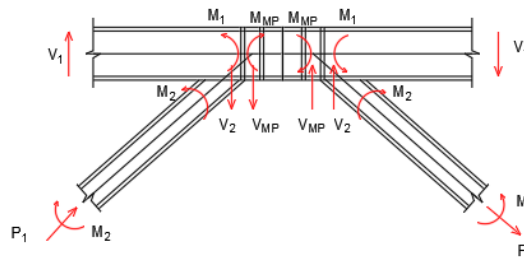


Figura 4-23 Diagrama de cuerpo libre en el enlace.

Fuente: Nuevas funciones de Ceinci-Lab para el Análisis y Diseño de pórticos de acero con arriostramientos excéntricos, Cagua, et al., 2021, Pág. 555

Para el análisis sísmico existen funciones de Ceinci-Lab que permiten calcular las matrices de masa, rigidez, periodos de cada modo de vibración (modelo de 1 grado de libertad por piso), con la ecuación de la NEC-15, para determinar cortante, fuerzas laterales, derivas y desplazamientos inelásticos de cada piso. [9]

Las funciones de Ceinci-Lab permiten calcular los desplazamientos y derivas inelásticas de cada piso, para la deriva se emplea la ecuación 116, considerando la variable **Factor** = 1, esto de manera conservadora para estructuras metálicas, también se puede modificar la rutina si desea considera **Factor** = 0.75 como lo indican algunas normativas. [9]

$$\Delta m = Factor \cdot \Delta e \cdot R \quad (116)$$

$$\Delta e = \frac{Despl. Rel.(n)}{h} \quad (117)$$

Donde Δm es la deriva inelástica para cada piso, este valor debe ser menor a 0.02 para pórticos de acero NEC-15 (2015); R es el factor de modificación de la respuesta sísmica; Δe es la deriva elástica para cada piso; $Despl.Rel.(n)$ es el desplazamiento de cada piso obtenido con la aplicación de fuerzas laterales; h es la altura de cada piso.

Posteriormente se debe calcular el índice de estabilidad de la estructura (θ), esto se relaciona con el efecto **P-Delta**, es decir con efectos adicionales que pueden causar un incremento en las fuerzas internas, momentos y derivas, esto se debe considerar para la evaluación de la estabilidad estructural ante posible volteo y se determina con la ecuación 120. [9]

$$\theta_i = \frac{P_i \cdot \Delta i}{V_i \cdot h_i} \quad (118)$$

Donde P_i es la carga axial debido a los estados de cargas muerta y viva, es posible considerar la reducción de cargas vivas como se establece en las normativas, sin embargo, para ser conservadores en Ceinci-Lab no se considera reducción. Δi es el desplazamiento relativo elástico de cada piso, si se considera una conexión RBS debido a la reducción de los patines en las vigas se puede aumentar un 10% estos desplazamientos como lo indica la NEC-SE-AC 2015; V_i es el cortante en cada nivel; h_i es la altura de cada nivel. Cuando el índice de estabilidad es menor a **0.10** entonces se clasifican los pisos como no susceptibles al volteo; si este índice es superior a **0.30** entonces la estructura es potencialmente inestable y debe rigidizarse; cuando se encuentra entre 0.10 y 0.30 se debe calcular un factor $f_{P-\Delta}$ y multiplicar todas las fuerzas laterales por este factor. [9]

$$f_{P-\Delta} = \frac{1}{1 - \theta} \quad (119)$$

Siendo θ el mayor valor de los θ_i . En Ceinci Lab, se muestran los resultados del índice de estabilidad de cada piso de la estructura y se comprueba que es menor a 0.10 en todos los niveles, además, debido a la gran rigidez lateral de la estructura en comparación con pórticos a momentos entonces estos valores son pequeños. [9]

Las secciones de columnas, vigas y diagonales permiten controlar los desplazamientos laterales de manera adecuada, entonces se procede a calcular la relación de los módulos plásticos de columnas respecto a vigas que llegan a un mismo nudo, asegurando que sea mayor a **1.64** como se demostró anteriormente. [9]

En esta etapa del análisis se comprueba que las secciones de columnas y vigas asignadas al pórtico dual permiten cumplir con los requisitos “viga débil y columna fuerte”, estabilidad global y derivas, por lo tanto, se puede continuar con el análisis estático, es decir aplicar los estados de carga gravitacionales y laterales (sismo) para determinar las fuerzas internas en los elementos. Para el análisis estático se cambian los grados de libertad y se considera un modelo con 3 grados de libertad por nudo (Desplazamiento en horizontal, vertical y Giro), ya que es un pórtico plano. [9]

A continuación, se aplica las cargas sísmicas en la estructura, recordando que un caso de carga es cuando se analiza con fuerzas laterales de izquierda a derecha y otro caso es aplicando las fuerzas en sentido opuesto, esto es importante en estructuras que no son simétricas. [9]

En Ceinci-Lab se puede realizar el análisis estático con fuerzas laterales, el procedimiento consiste en definir las fuerzas en los nudos, esto se lo hace en el vector **F**. Se calcula el vector de cargas generalizadas, es decir las cargas en los nudos de las estructuras que son correspondientes a los grados de libertad. Se resuelve la operación matricial planteada en la ecuación 120, donde **Q** y **K** son el vector de cargas generalizadas y la matriz de rigidez de la estructura. Entonces se calculan los desplazamientos y giros del vector **q**. [9]

$$Q = K \cdot q \quad (120)$$

Cuando la estructura tiene riostras y elemento de enlace, se debe dividir en el análisis para el pórtico con columnas y vigas, el análisis para las diagonales y posteriormente los elementos de enlace. [9]

Con el vector de coordenadas generalizadas **q** y la matriz de rigidez de cada elemento **k** se calcula en coordenadas locales, las fuerzas en cada elemento; cada elemento tiene 6 grados de libertad, 3 en el nudo inicial y 3 en el nudo final. [9]

Para el caso de cargas muertas y vivas se realizan análisis individuales de estados de carga, se reitera que el problema se divide en encontrar las fuerzas en los elementos del pórtico principal, posteriormente calcular las fuerzas en los elementos diagonales y finalmente en los elementos de enlace e integrarlos al final del análisis. [9]

Basado en el principio de superposición los efectos de cargas en los elementos se suman directamente entre los diferentes estados de carga para tener las combinaciones de carga. En la NEC-SE-CG 2015 se tienen las siguientes combinaciones de carga al considerar el método LRFD:

Combinación 1	$1.4D$
Combinación 2	$1.2D + 1.6L + 0.5\max[Lr; S; R]$
Combinación 3	$1.2D + 1.6\max[Lr; S; R] + \max[Lr; 0.5W]$
Combinación 4	$1.2D + 1.0W + L + \max[Lr; S; R]$
Combinación 5	$1.2D \pm 1.0E + L + 0.2S$
Combinación 6	$0.9D + 1.0W$
Combinación 7	$0.9D \pm 1.0E$

Donde **D** corresponde a la carga muerta (carga permanente + peso propio); **E** carga de sismo (componente horizontal y vertical); **L** sobrecarga viva; **Lr** es la sobrecarga viva en cubierta; **S** carga de granizo; **R** es la carga de lluvia; **W** carga de viento.

En las combinaciones de carga donde se incluye los efectos del sismo es posible hacer una reducción del efecto de la carga viva en función de la probabilidad de ocupación, no obstante, no se considera esta reducción para ser conservadores en el análisis. [9]

También se debe considerar que las combinaciones de carga con sismo implican, la componente vertical, pero en estos cálculos no se incluye este efecto. Con estas consideraciones se calcula las combinaciones de carga aplicables en este caso particular, con los efectos de carga muerta, viva y sismo (con fuerzas laterales en ambos sentidos). Los efectos del sismo con el factor de la sobre resistencia se consideran con el estado de carga indicad en la ecuación 121. [9]

$$E_{mh} = \Omega \cdot Q_E \quad (121)$$

Donde E_{mh} es la componente horizontal del sismo con el efecto de sobre resistencia; Ω es el factor de sobre resistencia (en el ASCE 7-16 se exponen valores referenciales en función del sistema estructural) [30]; Q_E es el efecto de sismo horizontal (cortante basal). [9]

Asumiendo que se desprecia el efecto de sismo vertical entonces las combinaciones de carga 5 y 7 cambian como se indica a continuación.

$$\text{Combinación 5b} \quad 1.2D \pm 1.0E_{mh} + L + 0.2S$$

$$\text{Combinación 7b} \quad 0.9D \pm 1.0E_{mh}$$

Para considerar estos nuevos estados de carga se hace un análisis similar al caso anterior, con la particularidad de que se debe mayorar las fuerzas laterales debido al sismo en su componente horizontal. [9]

En la sección 6.2 de la NEC-SE-AC 2015 se manifiesta que columnas, vigas y diagonales de pórticos especiales deben tener secciones clasificadas como sísmicamente compactas (para pórticos duales), esto se puede interpretar como secciones de alta ductilidad como lo indica el AISC 341-16 en su capítulo D. Este requerimiento es importante debido a que asegura que las secciones no sean susceptibles de fallas anticipadas por inestabilidad local o pandeo local. [9]

En la tabla D1.1. del AISC 341-16 (tabla 4.6) se muestran los límites para clasificar a las secciones según la relación de aspecto de patines y alma denominada λ ; si este factor es menor a λ_{hd} la sección es altamente dúctil y si se encuentra entre λ_{hd} y λ_{md} se clasifica como moderadamente dúctil; si el valor de λ es superior a este límite entonces la sección es no compacta. Los códigos HD, MD y ND también definen un color al elemento, como azul, verde y rojo respectivamente. Para este caso todas las secciones son altamente dúctiles. [9]

Para calcular la capacidad axial de los materiales se requiere del factor de longitud efectiva K , el mismo depende de las condiciones de borde del elemento. Para las vigas se considera un factor $K=1$ y para diagonales $K=0.75$. En Ceinci-Lab se puede calcular la capacidad de los elementos y para comparar la demanda versus la capacidad axial, a corte y flexión con las diferentes combinaciones de carga. [9]

Para el diseño por capacidad se calcula el corte máximo probable con la ecuación 122 y se aplica una fuerza igual a 2 veces este valor en el nudo inicial del elemento de enlace como se indica en el código de Ceinci-Lab de los anexos.

Al aplicar las fuerzas de esta forma se puede simular que el elemento de enlace alcanza su máxima capacidad de corte. Se calculan las fuerzas en los elementos con estos estados de carga.

$$V_{MP} = 1.25 \cdot R_y \cdot V_{nLINK} \quad (122)$$

Con los estados de carga del diseño por capacidad, las cargas vivas y muertas, se procede a realizar las combinaciones de carga y determinar las envolventes de fuerzas máximas y mínimas en los elementos que corresponden a la Demanda (D). Anteriormente se determina la capacidad de los elementos y con estas variables es posible calcular la relación Demanda versus Capacidad (D/C) para cada elemento.

Para finalizar el diseño por capacidad se debe calcular la relación columna fuerte y viga débil en base a los momentos plásticos nominales.

4.3. Resultados del análisis lineal en Ceinci Lab.

4.3.1. Respuestas del análisis estático lineal para la aplicación de cargas laterales

Se presenta la respuesta de las estructuras a la aplicación de cargas laterales mediante gráficas que representan desplazamientos, derivas y cortante en cada piso. Estos resultados se han determinado mediante el Método Modal Espectral (línea azul) y el Método Estático Equivalente (línea roja).

Es importante destacar que los resultados obtenidos por el Método Modal Espectral son menores a los obtenidos por el Método Estático Equivalente y uno de los controles a realizar, es verificar que la respuesta del Método Modal Espectral no sea menor al 80% del Método Estático Equivalente. Para efectos de **análisis y comparación**, se evalúan los resultados del **Método Modal Espectral**.

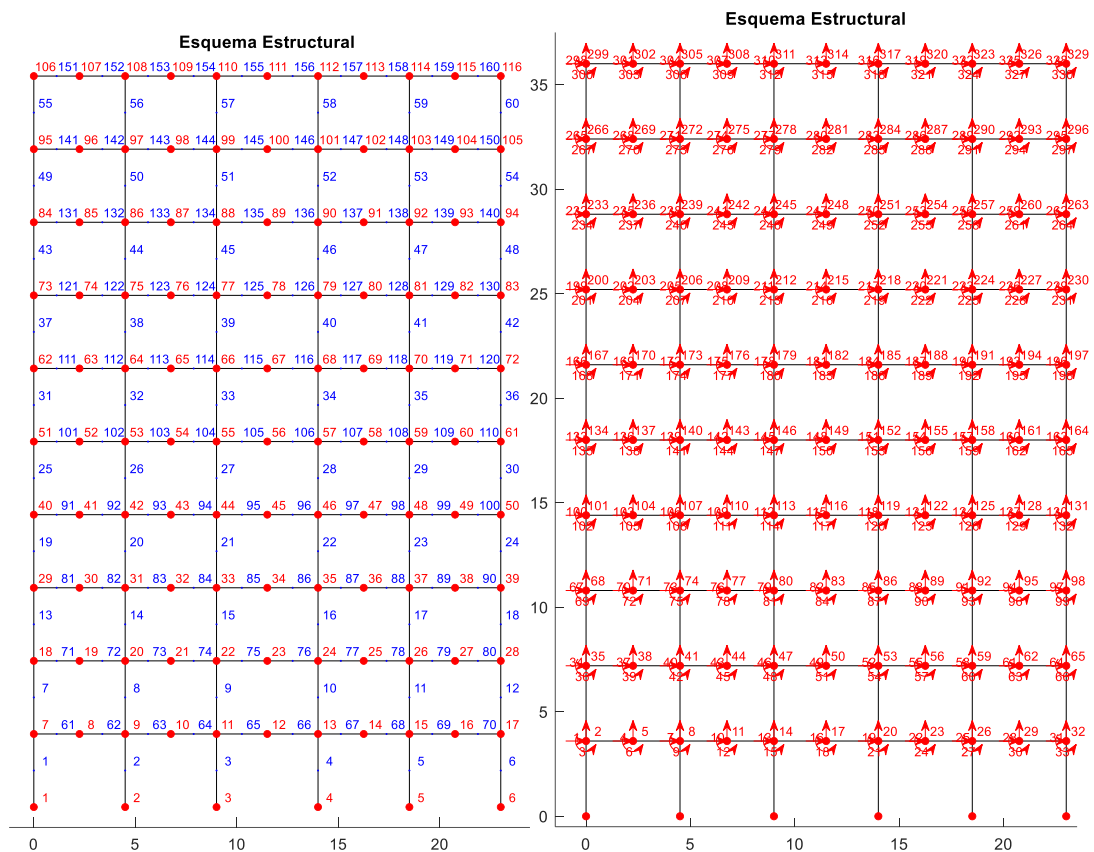
4.3.2. Respuestas Sísmicas de Pórticos Especiales a Momento

Generalmente los sistemas que resisten cargas laterales son los pórticos perimetrales de la estructura, para este caso se realiza el análisis del pórtico en el sentido x que corresponde a los ejes 1 y 3 del edificio.

Para el análisis sísmico de pórticos planos, se considera únicamente la componente horizontal del sismo y se puede definir un modelo simplificado de un grado de libertad por piso. En Ceinci-Lab se puede graficar el esquema estructural; los grados de libertad en cada nudo y la numeración de nudos y elementos. Los grados de libertad presentados son para el análisis sísmico.

Para designar cada sección a un elemento se debe tener en cuenta la numeración de los mismos.

Sentido X Ejes 1 y 3



a) Numeración de nudos y elementos, b) Grados de libertad para análisis sísmico

Figura 4-24 Esquemas de la estructura de 10 pisos (SMF).

Fuente: Elaboración autónoma, 2022

El periodo fundamental de vibración calculado con la matriz de masa y rigidez es de **1.00** segundos, que es inferior al límite de **1.26** veces el periodo de la NEC 15. En la figura 4-25 se puede visualizar el espectro elástico de diseño de color azul y de color verde el espectro reducido por el factor **R**, además la línea vertical de color rojo representa el periodo fundamental de vibración y las otras líneas de color gris son los otros periodos de vibración.

El periodo de vibración en segundos con Ceinci-Lab es:

$$T = 1.00$$

El periodo de vibración fundamental en segundos NEC 15 es:

$$T_{Nec} = 1.26$$

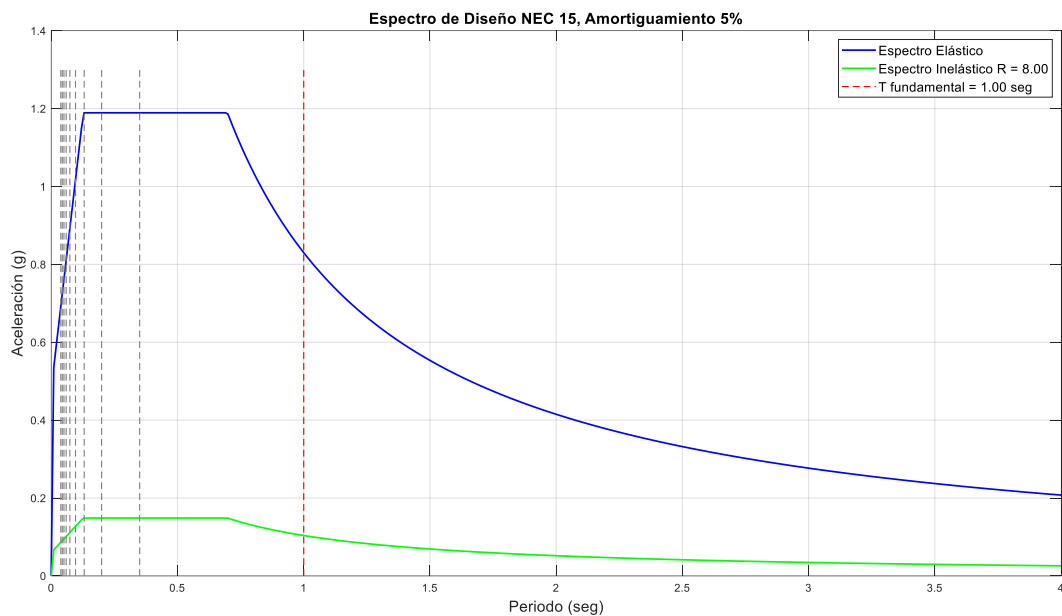
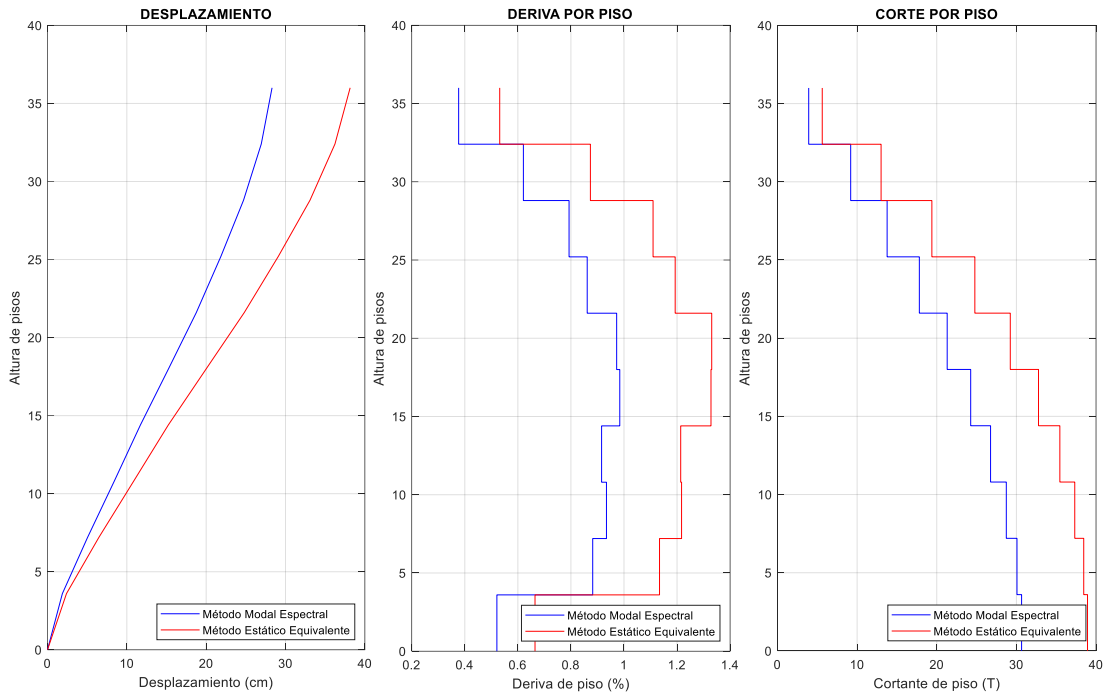


Figura 4-25 Espectro de diseño, Ejes 1, 3.

Fuente: Elaboración autónoma, 2022

En la Figura 4-26a se evidencia que el desplazamiento de la estructura es creciente de acuerdo con su altura, es decir, el **desplazamiento máximo** es de **28.30 cm** y se da en el décimo piso, no obstante, en la Figura 4-26b se observa que la **deriva inelástica máxima** es de **0.98%** y se concentra en el quinto piso. Se comprueba que la deriva máxima es menor límite de deriva descrito en los lineamientos de la NEC-15, que es del 2%, con un cortante de piso de 30.65 Tn.



a) Desplazamiento máximo. b) Derivas de piso. c) Cortante por piso.

Figura 4-26 Respuestas del análisis lineal, estructura de 10 pisos (SMF), Ejes 1, 3.

Fuente: Elaboración autónoma, 2022

Las relaciones de módulos plásticos de columnas con respecto a vigas son mayores que 1.64, por lo tanto, las secciones impuestas son adecuadas.

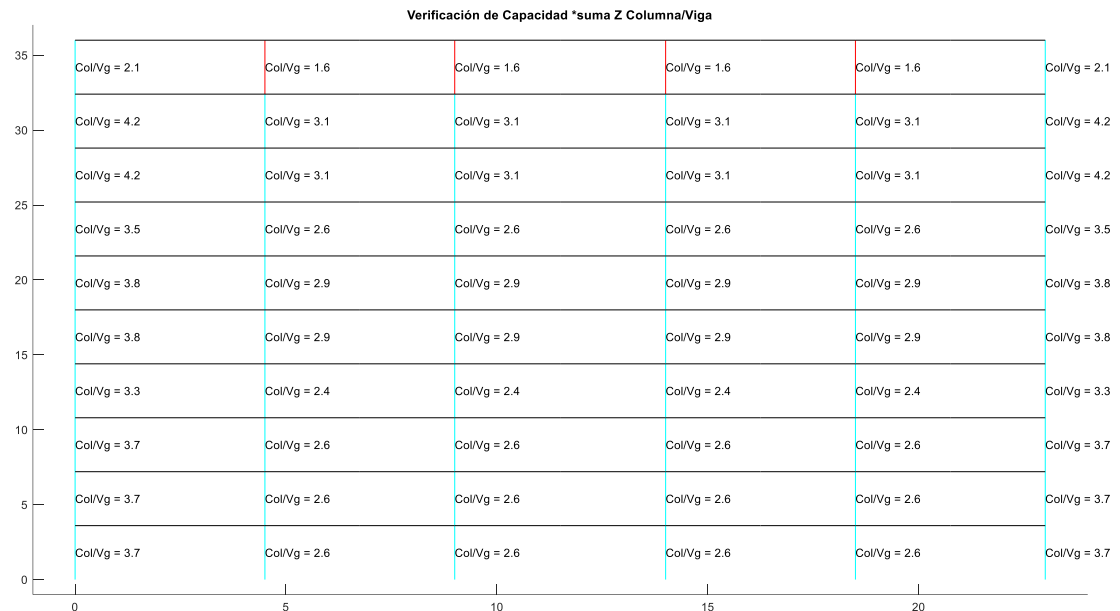


Figura 4-27 Relaciones de capacidad columna/viga, Ejes 1, 3.

Fuente: Elaboración autónoma, 2022

Las secciones determinadas son altamente dúctiles.

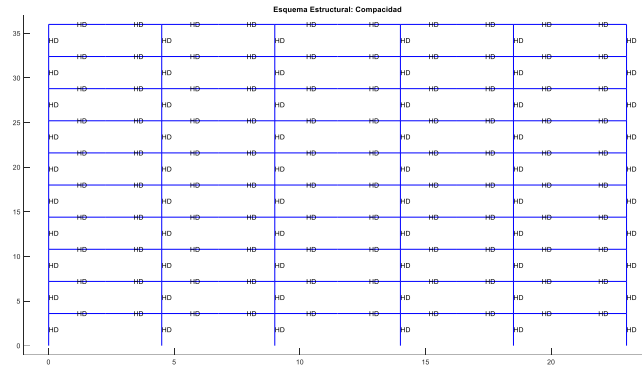


Figura 4-28 Compacidad de secciones del pórtico, estructura SMF, Ejes 1, 3.

Fuente: Elaboración autónoma, 2022

Parámetros de demanda vs capacidad a flexión y axial con las envolventes de las combinaciones de carga SMF (Sentido X Ejes 1 y 3)

Para la demanda versus la capacidad a compresión de las columnas, se destaca que las solicitaciones incluyen el factor de sobre resistencia (Ω).

Los valores de D/C Axial están en un rango de 0.018 a 0.47

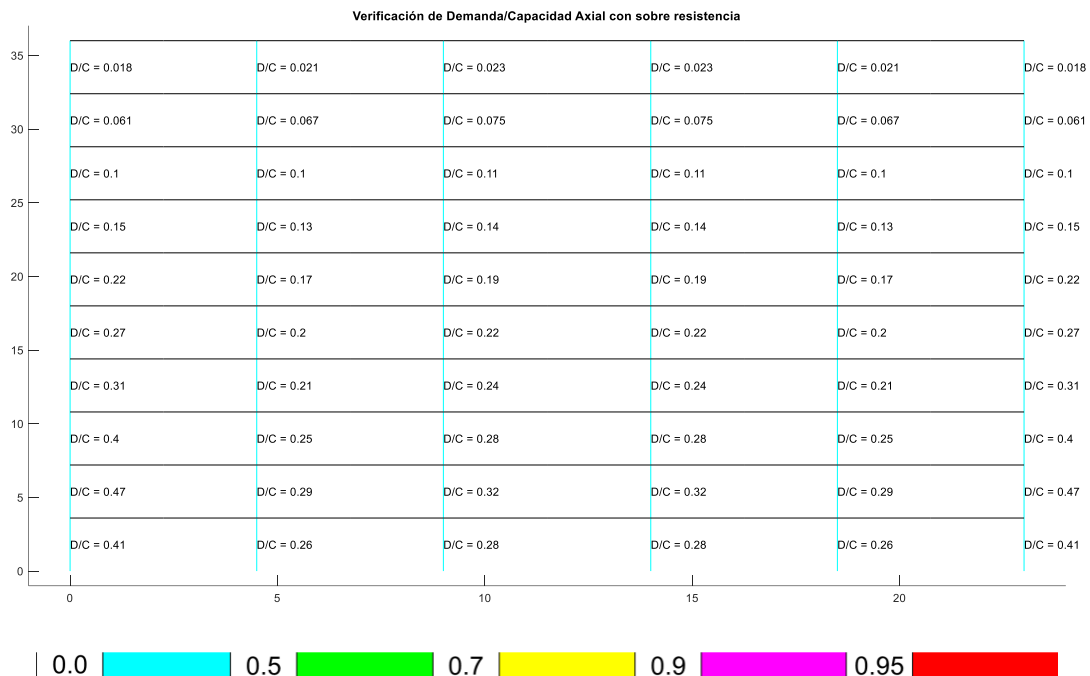


Figura 4-29 Demanda vs Capacidad axial de columnas con sobre resistencia, estructura SMF, Ejes 1, 3.

Fuente: Elaboración autónoma, 2022

La demanda capacidad para los estados de carga del diseño por capacidad se presentan a continuación:

Los valores de D/C a Flexo-Axial están en un rango de 0.09 a 0.40

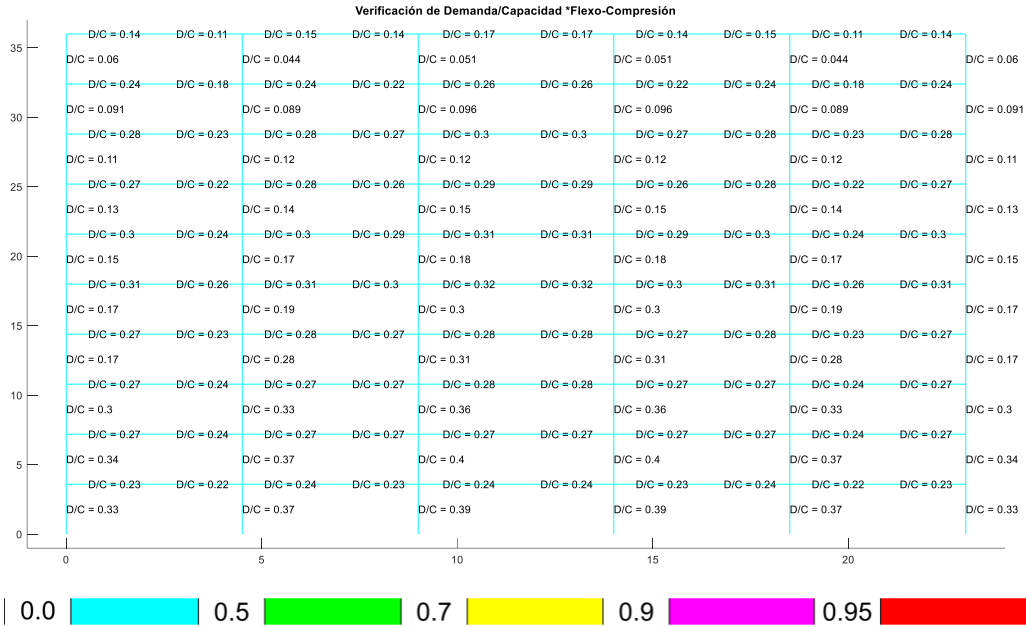


Figura 4-30 Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura, estructura SMF, Ejes 1, 3.

Fuente: Elaboración autónoma, 2022

Los valores de D/C a Corte están en un rango de 0.014 a 0.14

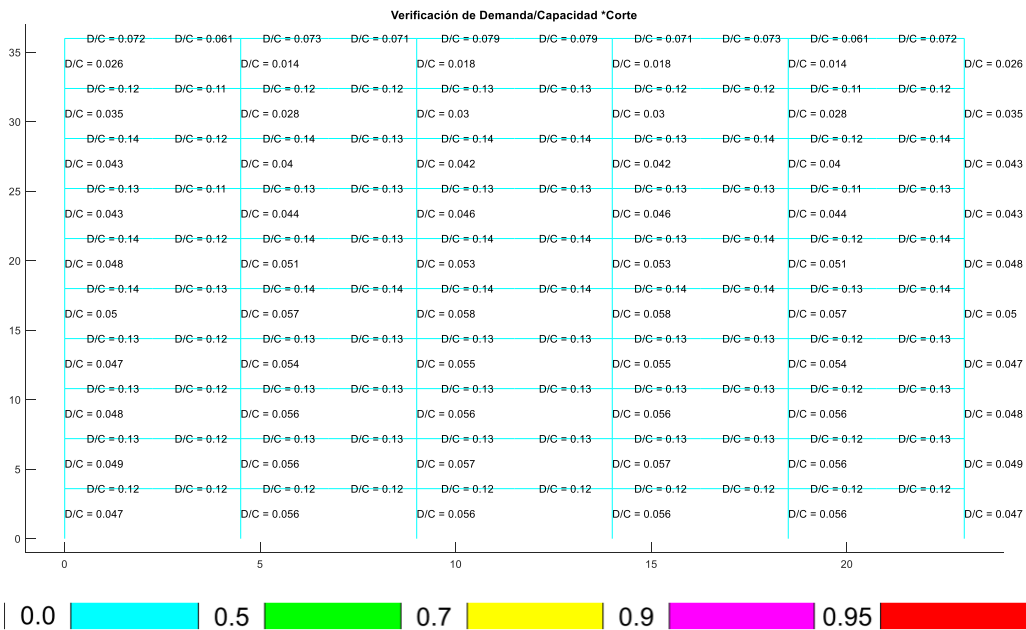


Figura 4-31 Demanda vs Capacidad Corte de estructura, estructura SMF, Ejes 1, 3.

Fuente: Elaboración autónoma, 2022

Los valores de D/C Viga/Columna están en un rango de 0.30 a 0.80, inferior a la unidad.

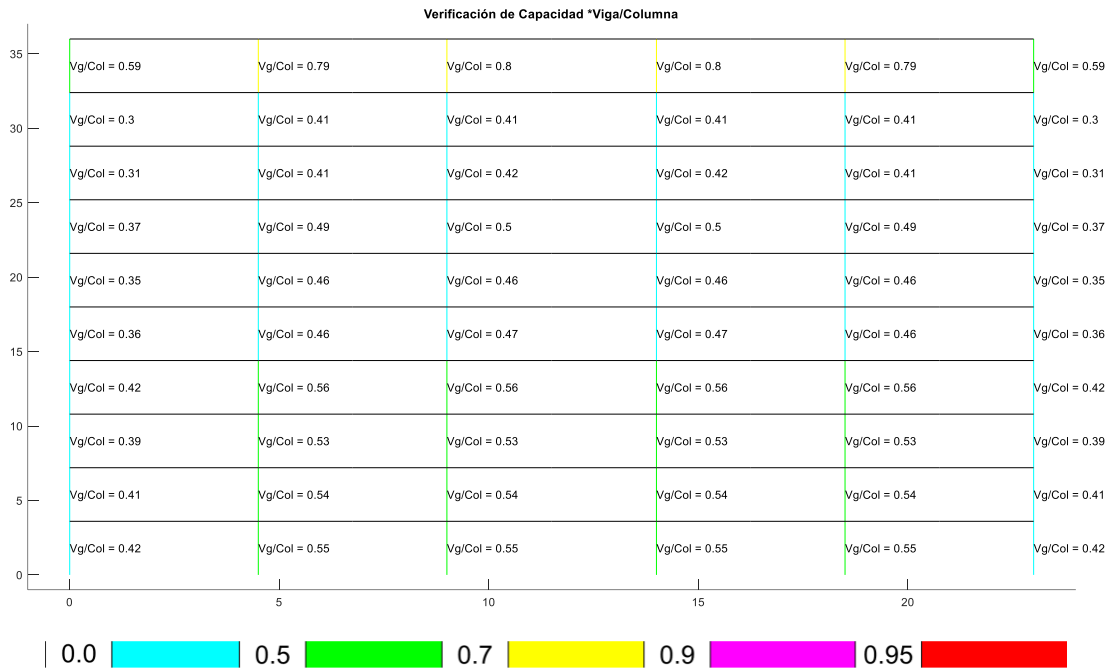


Figura 4-32 Relaciones columna-fuerte viga-débil, estructura SMF, Ejes 1, 3.

Fuente: Elaboración autónoma, 2022

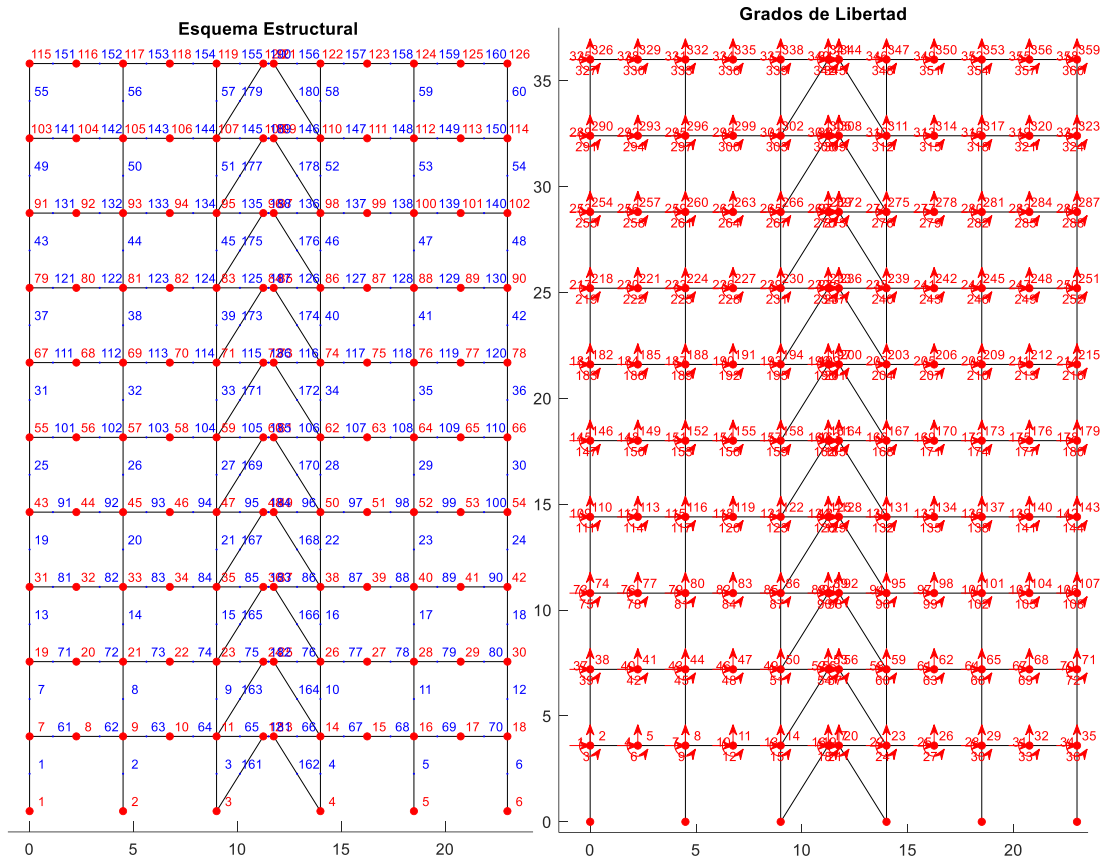
4.3.3. Respuestas Sísmicas de Pórticos Arriostrados Excéntricamente

Los sistemas que resisten cargas laterales son los pórticos perimetrales de la estructura, con incorporación de diagonales en el vano central, para este caso se realiza el análisis del pórtico en el sentido x que corresponde a los ejes 1 y 3 del edificio.

Para el análisis sísmico de pórticos planos, se considera únicamente la componente horizontal del sismo y se puede definir un modelo simplificado de un grado de libertad por piso.

En Ceinci-Lab se puede graficar el esquema estructural; los grados de libertad en cada nudo y la numeración de nudos y elementos. Los grados de libertad presentados son para el análisis sísmico.

Sentido X Ejes 1 y 3



a) Numeración de nudos y elementos, b) Grados de libertad para análisis sísmico

Figura 4-33 Esquemas de la estructura de 10 pisos (EBF), Ejes 1, 3.

Fuente: Elaboración autónoma, 2022

El periodo fundamental de vibración calculado con la matriz de masa y rigidez es de **0.69** segundos, que es inferior al límite de **1.07** veces el periodo de la NEC 15. En la figura 4-34 se puede visualizar el espectro elástico de diseño de color azul y de color verde el espectro reducido por el factor **R**, además la línea vertical de color rojo representa el periodo fundamental de vibración y las otras líneas de color gris son los otros periodos de vibración.

El periodo de vibración en segundos con Ceinci-Lab es:

$$\mathbf{T} = \mathbf{0.69}$$

El periodo de vibración fundamental en segundos NEC 15 es:

$$\mathbf{T}_{Nec} = \mathbf{1.07}$$

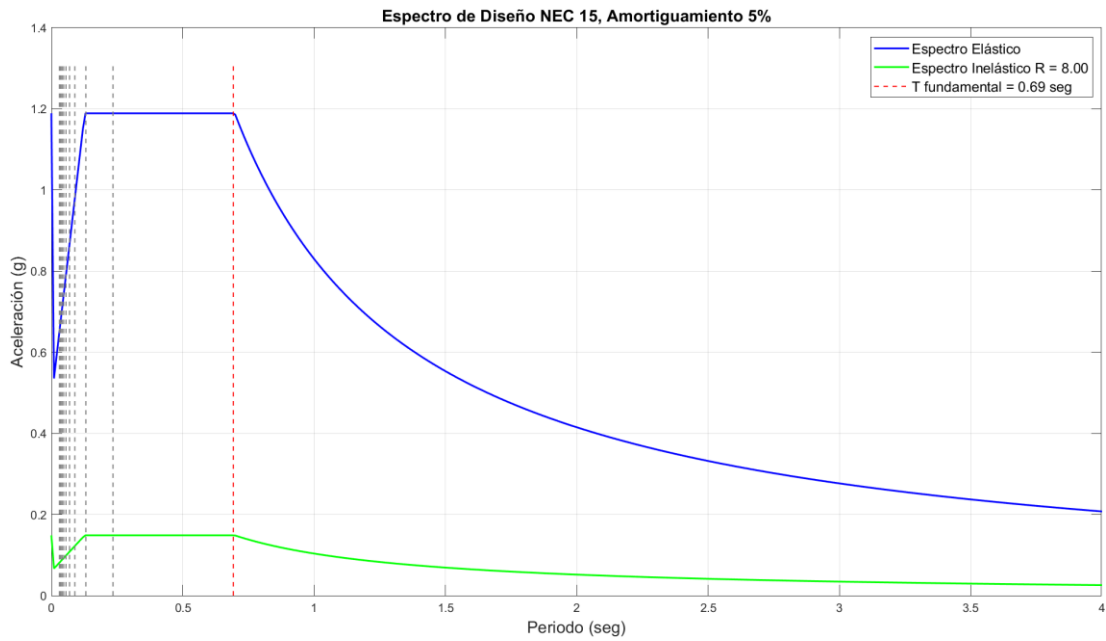
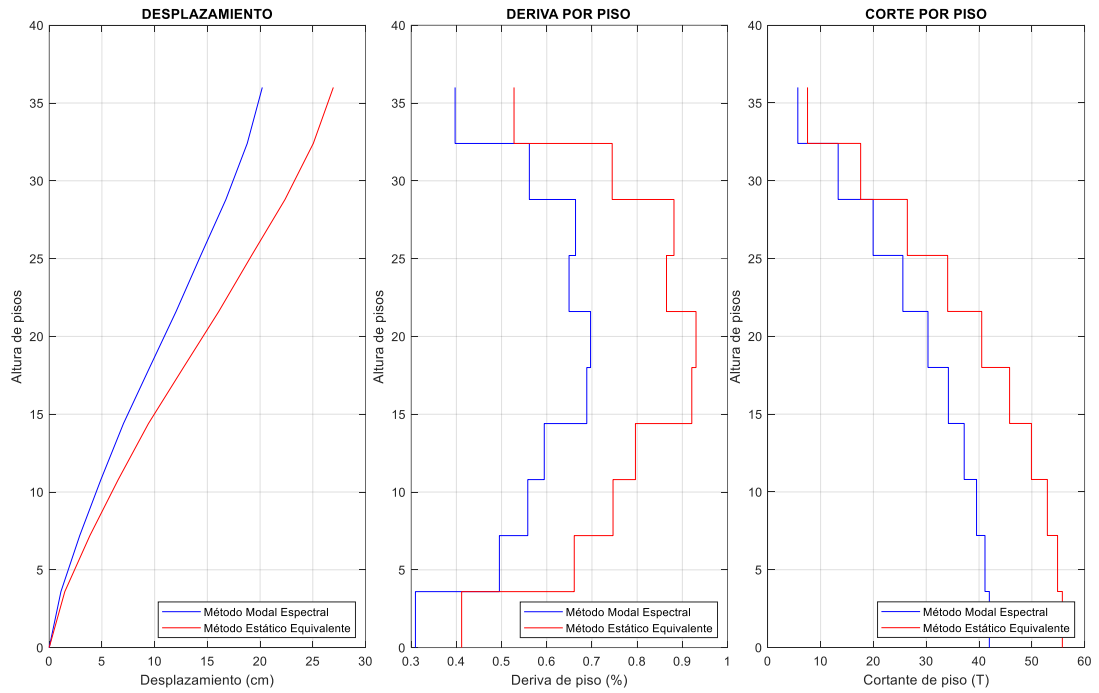


Figura 4-34 Espectro de diseño, Ejes 1, 3.

Fuente: Elaboración autónoma, 2022

En la Figura 4-35a se evidencia que el desplazamiento de la estructura es creciente de acuerdo con su altura, es decir, el **desplazamiento máximo** es de **20.21 cm** y se da en el décimo piso, no obstante, en la Figura 4-35b se observa que la deriva inelástica máxima es de **0.69%** y se concentra en el sexto piso. Se comprueba que la deriva máxima es menor límite de deriva descrito en los lineamientos de la NEC-15, que es del 2%, con un cortante de piso de 41.94 Tn.



a) Desplazamiento máximo. b) Derivas de piso. c) Cortante por piso.

Figura 4-35 Respuestas del análisis lineal, estructura de 10 pisos (EBF), Ejes 1, 3.

Fuente: Elaboración autónoma, 2022

Las relaciones de módulos plásticos de columnas con respecto a vigas son mayores que 1.64, por lo tanto, las secciones impuestas son adecuadas.

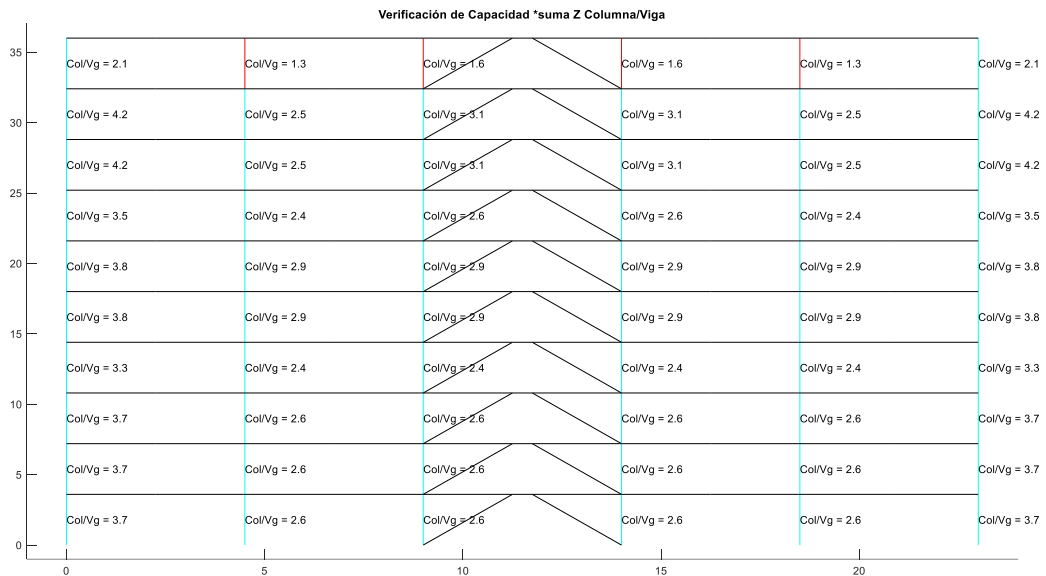


Figura 4-36 Relaciones de capacidad columna/viga, Ejes 1, 3.

Fuente: Elaboración autónoma, 2022

Las secciones determinadas son altamente dúctiles.

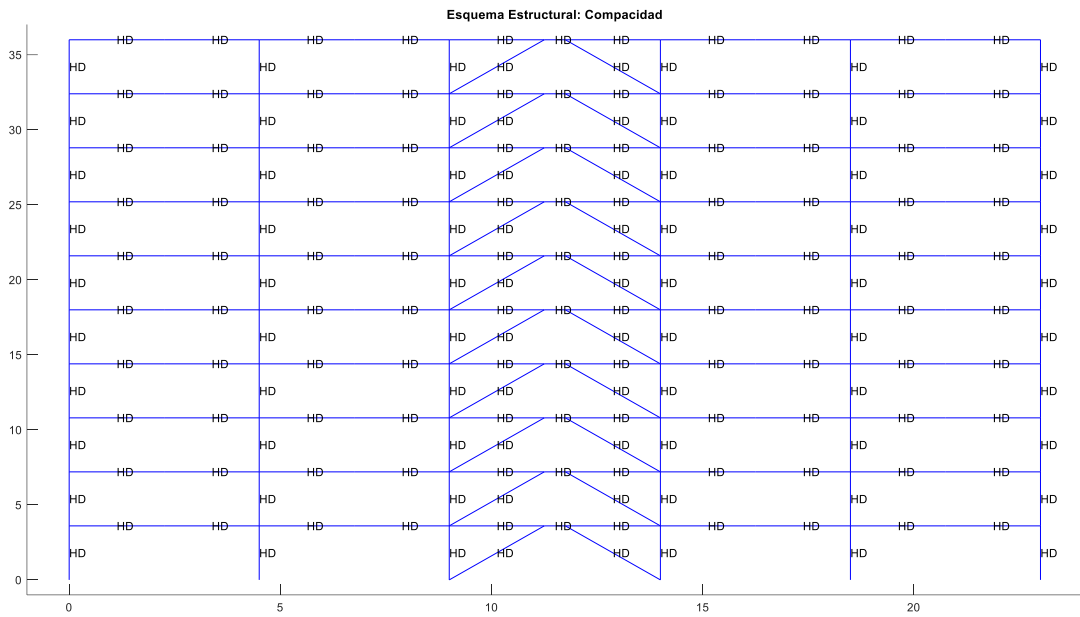


Figura 4-37 Compacidad de secciones del pórtico, estructura EBF, Ejes 1, 3.

Fuente: Elaboración autónoma, 2022

Parámetros de demanda vs capacidad a flexión y axial con las envolventes de las combinaciones de carga EBF (Sentido X Ejes 1 y 2)

Para estos análisis se considera carga muerta, viva, sismo sin amplificar con sus respectivas combinaciones de carga. Se considera únicamente las acciones axiales en columnas con la demanda de la envolvente del análisis con el sismo amplificado por la sobre resistencia.

Los valores de D/C Axial están en un rango de 0.011 a 0.40

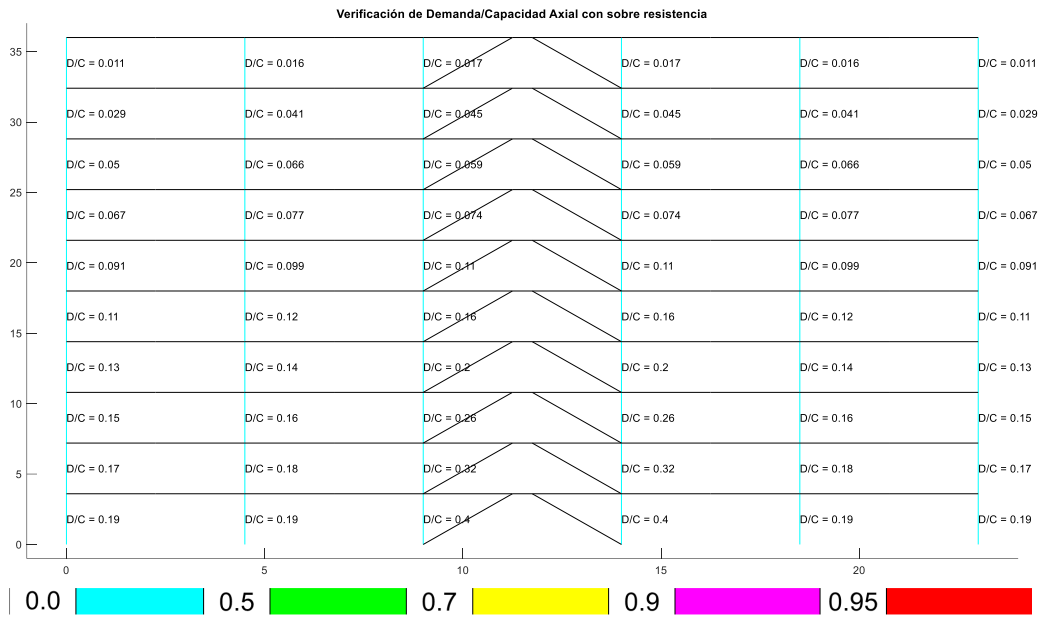


Figura 4-38 Demanda vs Capacidad axial de columnas con sobre resistencia, estructura EBF, Ejes 1, 3.

Fuente: Elaboración autónoma, 2022

Los valores de D/C a Flexo-Axial están en un rango de 0.04 a 0.31

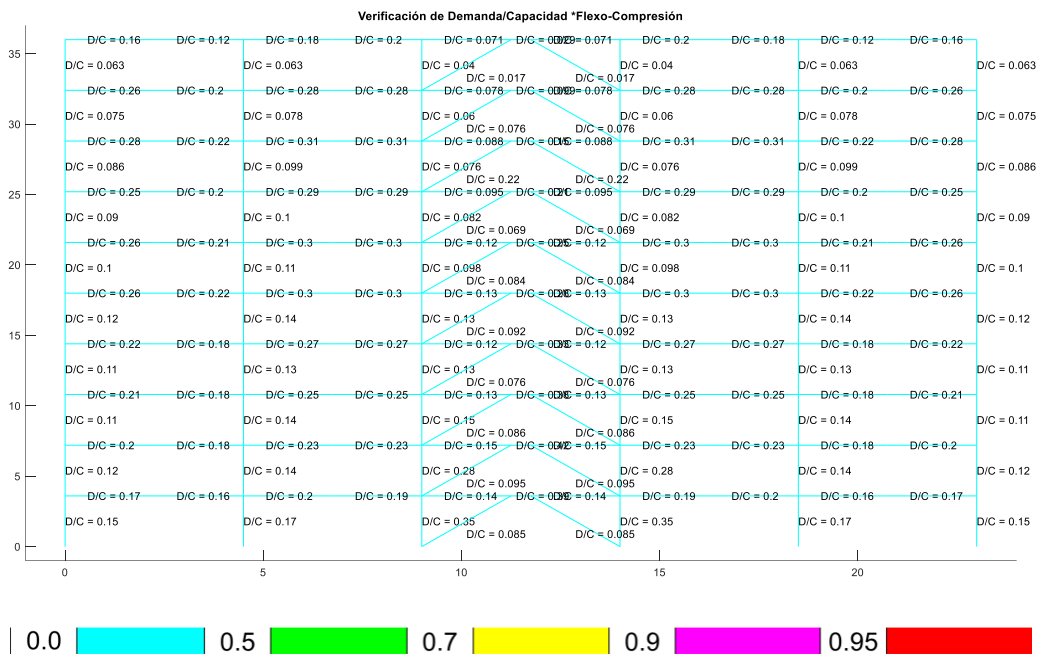


Figura 4-39 Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura, estructura EBF, Ejes 1, 3.

Fuente: Elaboración autónoma, 2022

Los valores de D/C a Corte están en un rango de 0.014 a 0.14

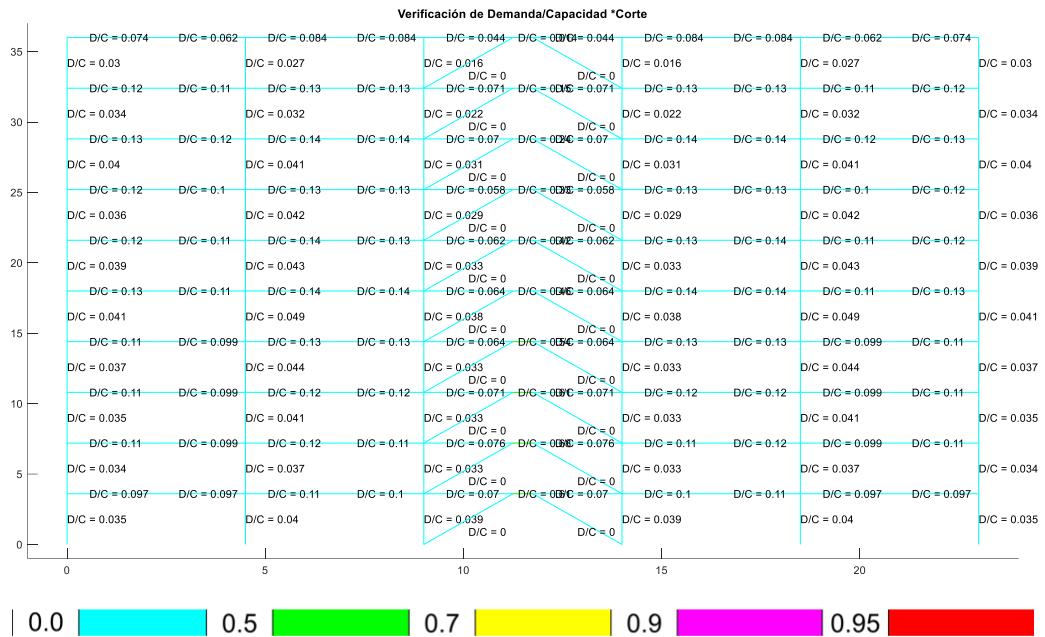


Figura 4-40 Demanda vs Capacidad Corte de estructura, estructura EBF, Ejes 1, 3.

Fuente: Elaboración autónoma, 2022

La demanda capacidad para los estados de carga del diseño por capacidad se presentan a continuación:

Los valores de D/C a Flexo-Axial están en un rango de 0.09 a 1.00

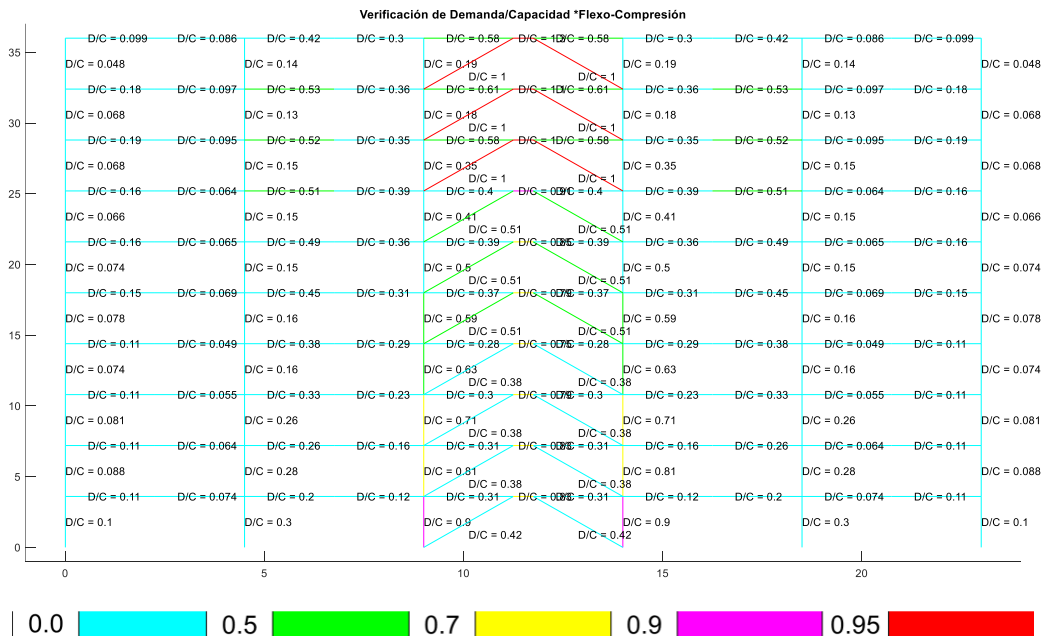


Figura 4-41 Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura, estructura EBF, Ejes 1, 3.

Fuente: Elaboración autónoma, 2022

Los valores de D/C a Corte están en un rango de 0.010 a 1.00,

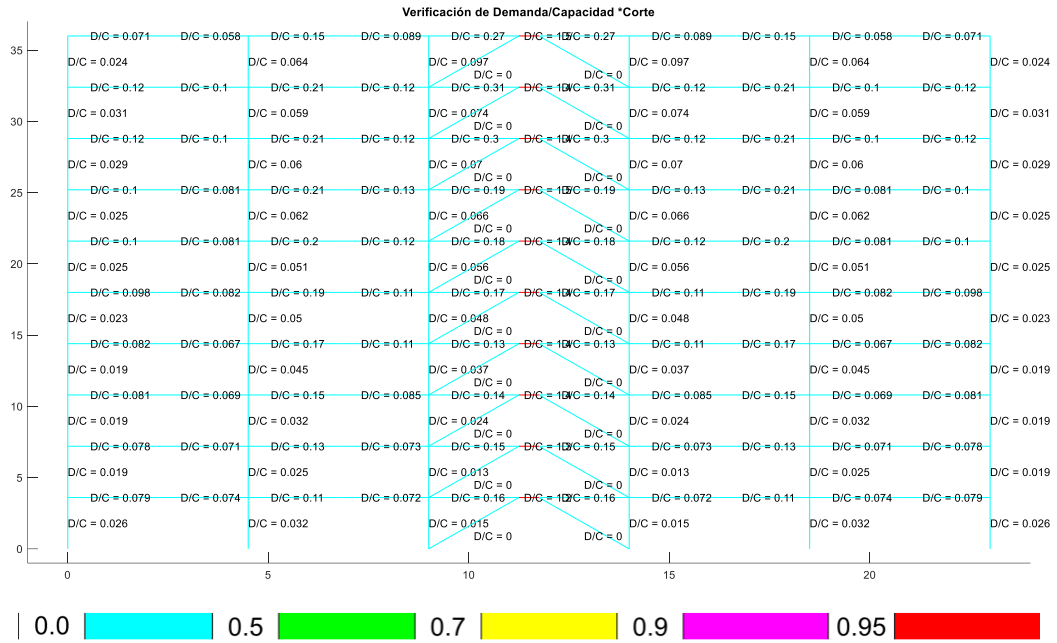


Figura 4-42 Demanda vs Capacidad Corte de estructura, estructura EBF, Ejes 1, 3.

Fuente: Elaboración autónoma, 2022

Para finalizar el diseño por capacidad se debe calcular la relación columna fuerte y viga débil en base a los momentos plásticos nominales.

Los valores de D/C Viga/Columna están en un rango de 0.30 a 0.98, inferior a uno.

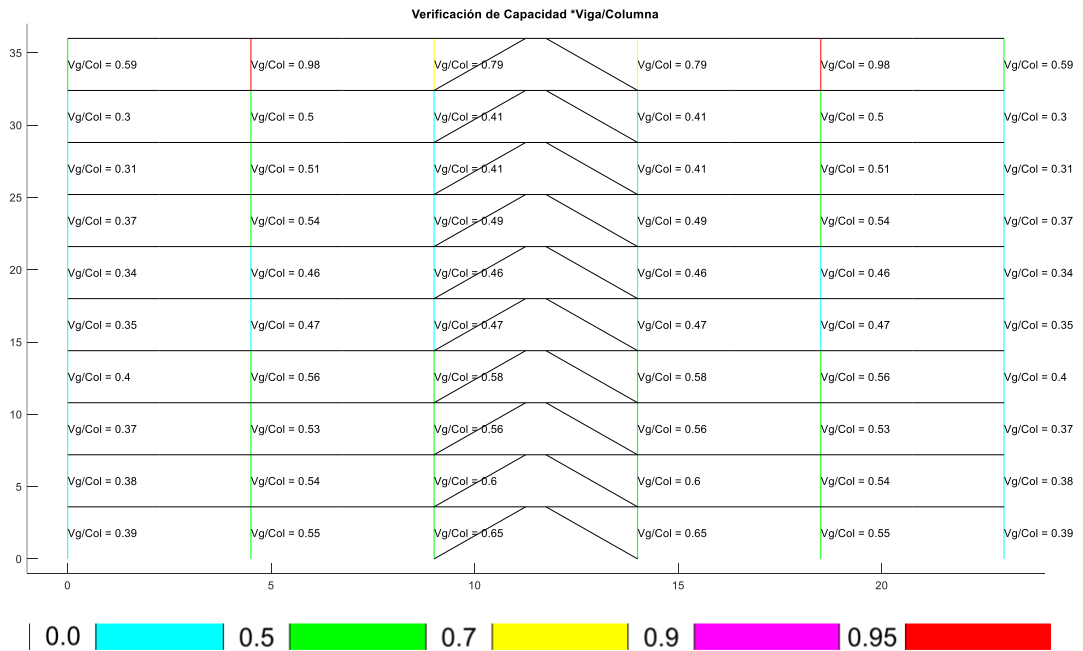


Figura 4-43 Relaciones columna-fuerte viga-débil, estructura EBF, Ejes 1, 3.

Fuente: Elaboración autónoma, 2022

4.4. Resultados del análisis no lineal Pushover en Ceinci Lab.

SISTEMA SMF SENTIDO X

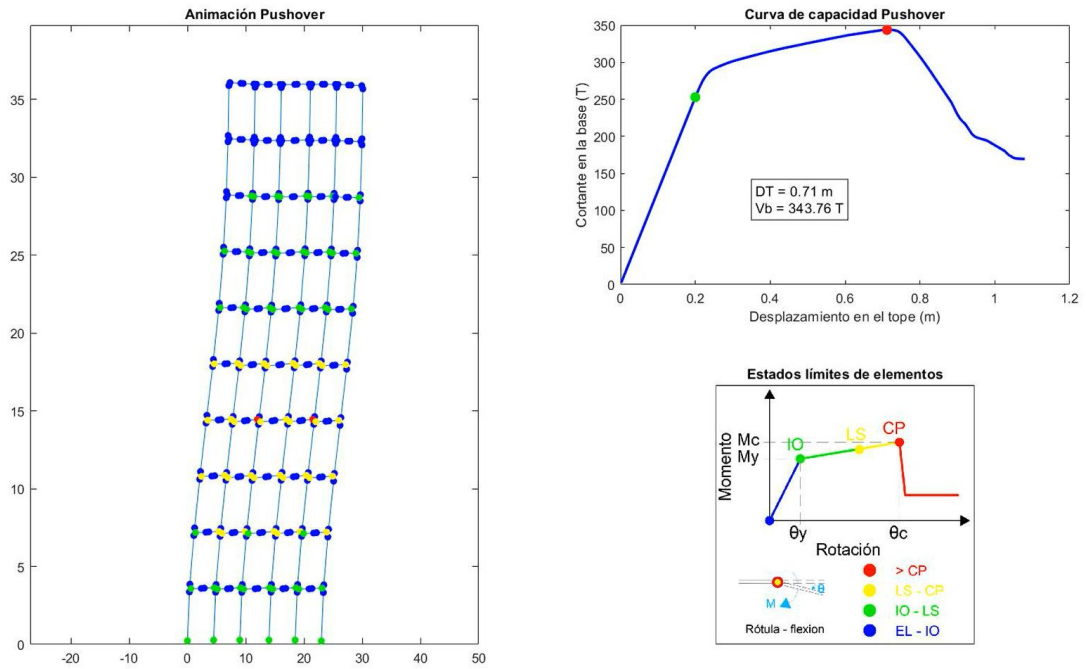


Figura 4-44 Rótulas Plásticas sistema SMF sentido X.

Fuente: Elaboración autónoma, 2022

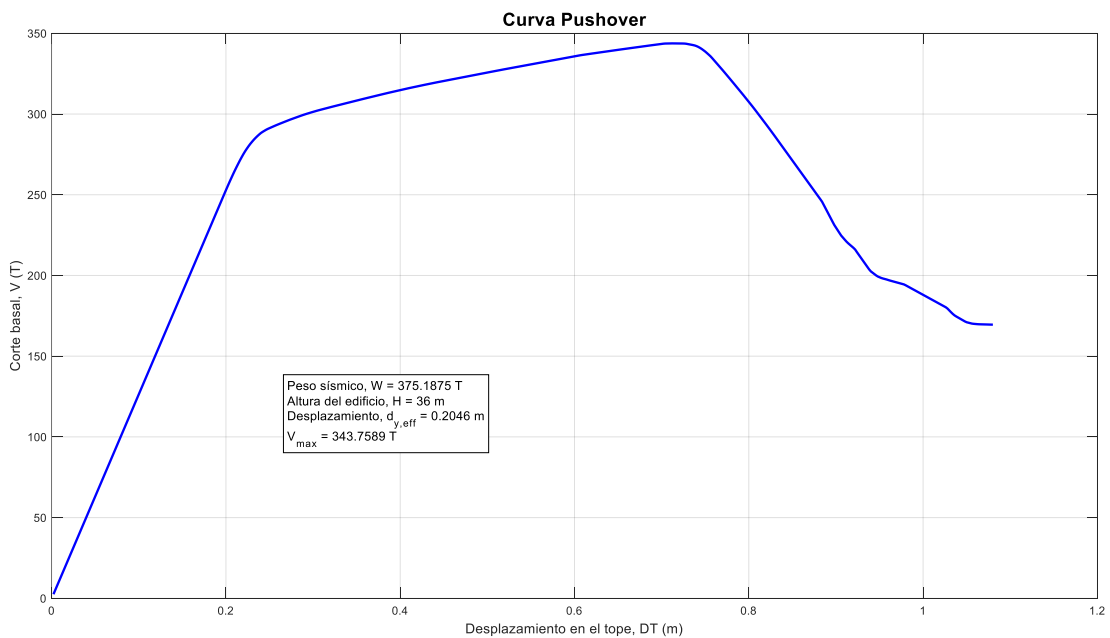


Figura 4-45 Curva de capacidad sistema SMF sentido X.

Fuente: Elaboración autónoma, 2022

$$d_{y,eff} = 0.20 \text{ m}, V_{m\acute{a}x} = 343.75 \text{ T.}$$

SISTEMA EBF SENTIDO X

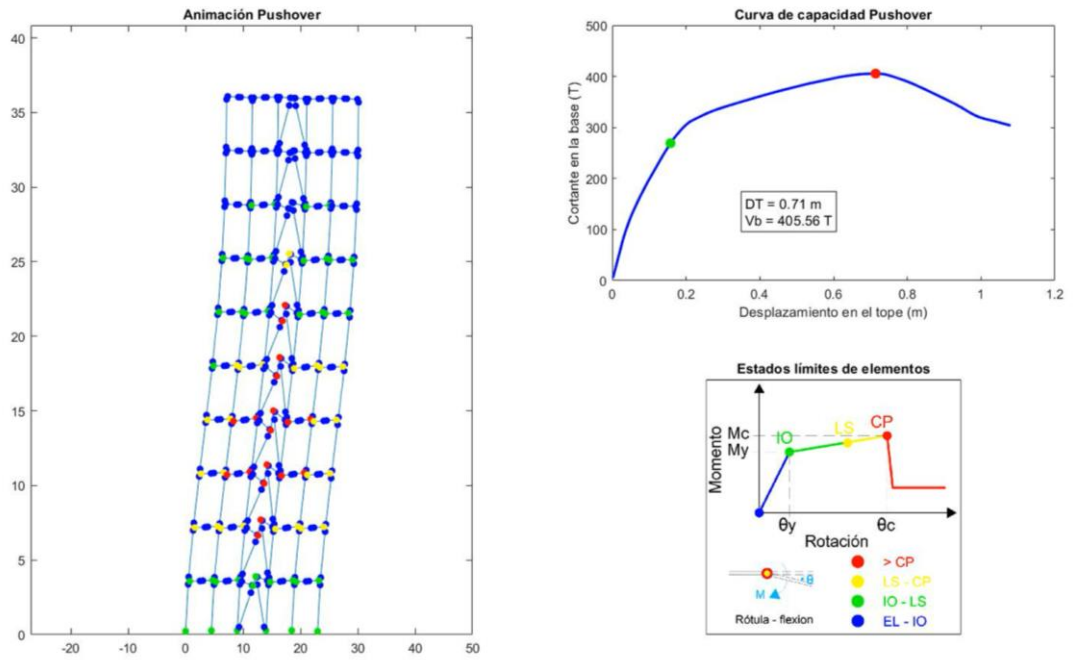


Figura 4-46 Rótulas Plásticas sistema EBF sentido X.

Fuente: Elaboración autónoma, 2022

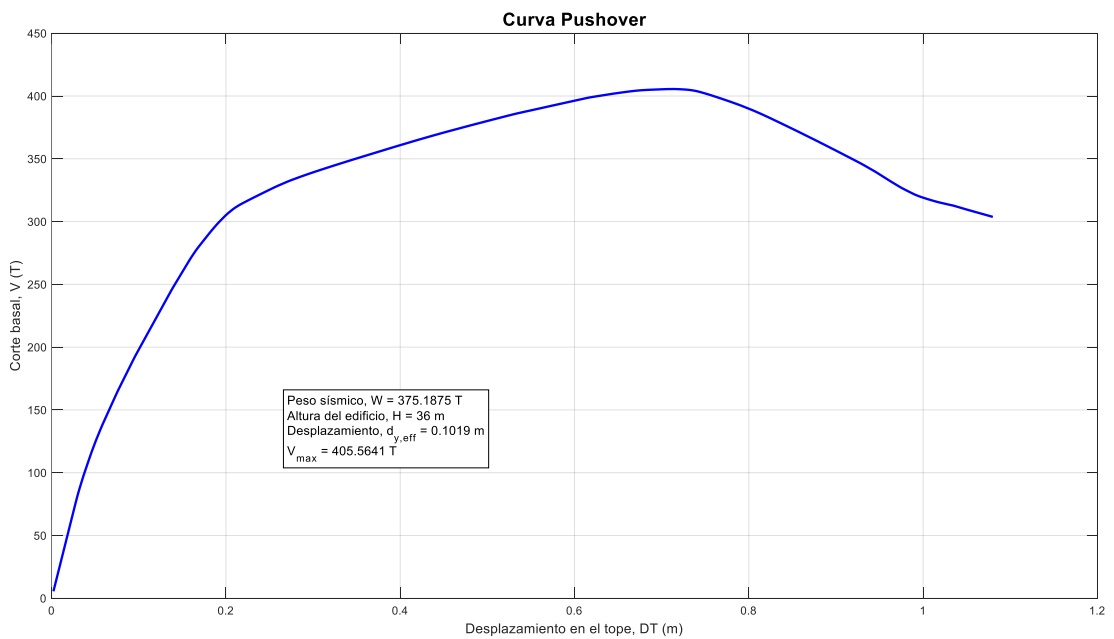


Figura 4-47 Curva de capacidad sistema EBF sentido X.

Fuente: Elaboración autónoma, 2022

$$d_{y,eff} = 0.10 \text{ m}, V_{m\acute{a}x} = 405.56 \text{ T.}$$

SISTEMA SMF SENTIDO Y

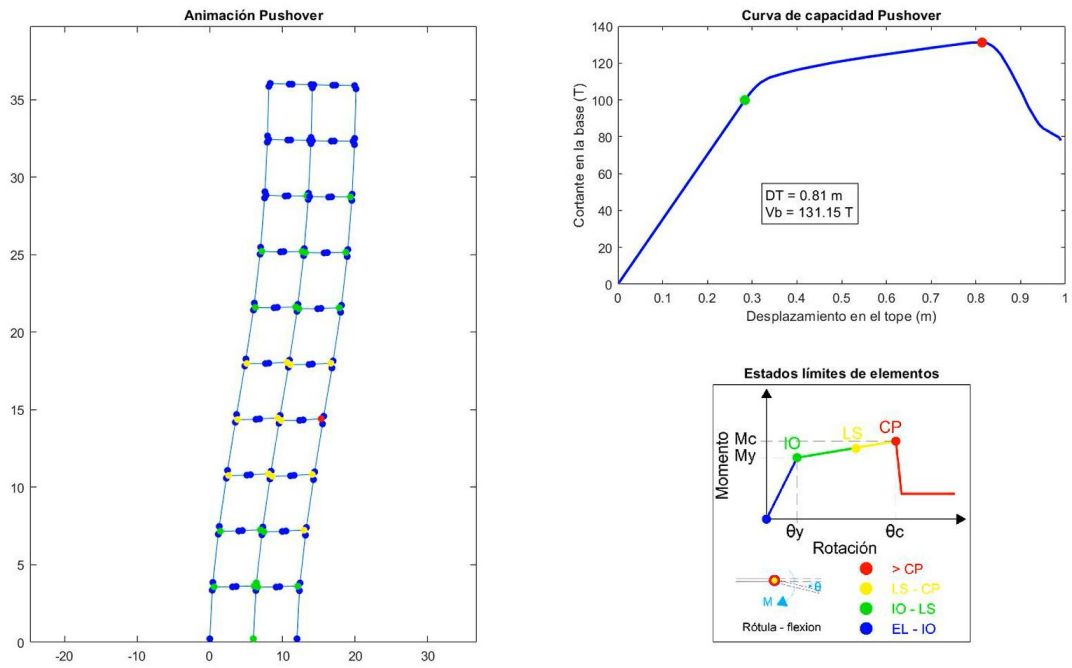


Figura 4-48 Rótulas Plásticas sistema SMF sentido Y.

Fuente: Elaboración autónoma, 2022

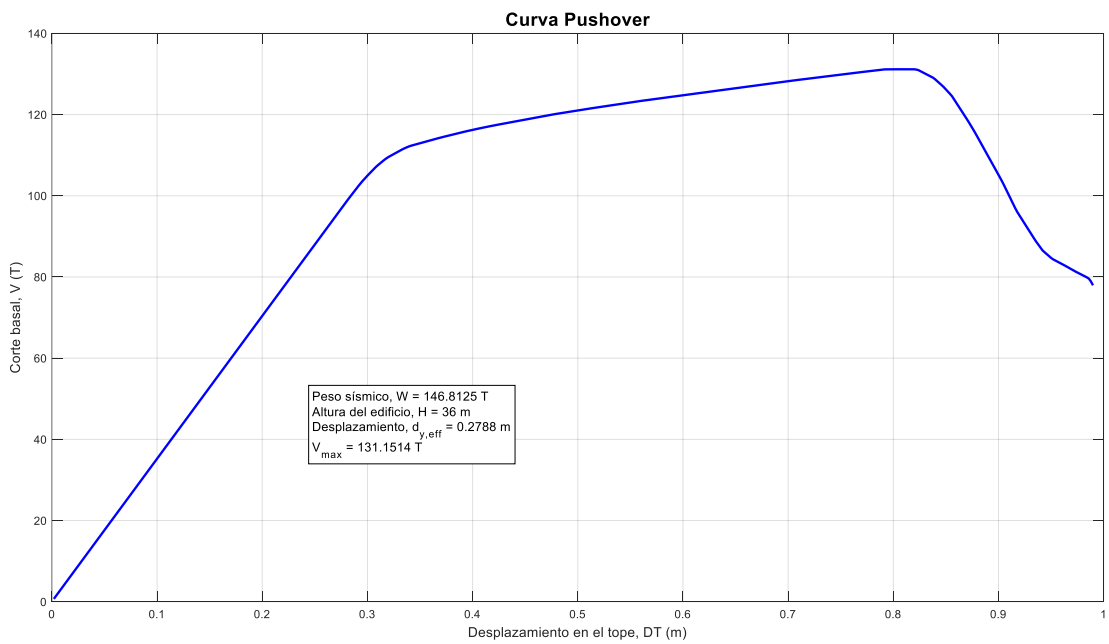


Figura 4-49 Curva de capacidad sistema SMF sentido Y.

Fuente: Elaboración autónoma, 2022

$$d_{y, \text{eff}} = 0.28 \text{ m}, V_{\text{máx}} = 131.15 \text{ T.}$$

CAPÍTULO V

5.1. CONCLUSIONES

En esta investigación se realizó la comparación de la respuesta sísmica entre pórticos especiales a momento y pórticos arriostrados excéntricamente, en un edificio de acero de 10 pisos en el cantón Ambato; determinándose que los pórticos con diagonales excéntricas tienen mayor rigidez, por lo tanto, tienen mejor respuesta sísmica.

Se estableció el **modelo estructural** para los dos edificios de acero con las mismas dimensiones, la única diferencia fue la incorporación de diagonales excéntricas en el vano central del segundo modelo para la comparativa de la respuesta sísmica, las edificaciones están conformadas en planta en el un sentido por cinco vanos con una longitud total de 23 metros, y en el otro sentido por dos vanos con una longitud total de 12 metros, la altura total es de 36 metros distribuida en 10 pisos de 3.60 metros.

Se determinó que la relación de esbeltez del edificio es de 1.57 en el sentido longitudinal y de 3 en el sentido transversal, ambos valores cumplen que la relación **altura/ancho** es **menor que 4**, lo que asegura que la edificación no va a sufrir efectos de volteo durante un sismo, y la estructura se va a comportar como fue diseñada, esto se verifica en el análisis de estabilidad realizado en el sistema de computación Ceinci Lab en donde todos los valores no sobrepasan el valor de 0.10.

Se realizó el **análisis y diseño sismo resistente** de todos los elementos que conforman la edificación de acero, de conformidad con las normas NEC 15, AISC 360-16, AISC 341-16 y ASCE/SEI 7-16, partiendo de un prediseño y realizando algunas verificaciones manuales como se muestra en el capítulo 4, posteriormente se realizó el análisis y diseño estructural en el programa computacional Ceinci-Lab, en donde gráficamente se puede apreciar que los elementos diseñados son altamente dúctiles y cumplieron con todas las verificaciones correspondientes para estructuras de acero de cada sistema planteado.

En el sistema de pórticos especiales a momento se ha logrado determinar las relaciones **demanda/capacidad** de cada uno de los elementos, en donde se logró apreciar que en

ningún piso se excede el valor de la unidad, la normativa menciona que en el último piso no es necesario que se cumpla esta relación, por consiguiente la estructura está bien diseñada y se asegura que la relación columna-fuerte viga-débil sea verdadera, por ende el edificio va a tener un comportamiento sismorresistente adecuado, y la disipación de energía se dará primero en las vigas. En cuanto al sistema de pórticos con arriostramientos excéntricos se ha logrado determinar que se cumplen las relaciones **demanda/capacidad** de todos los elementos con un valor inferior a la unidad, por lo tanto, se puede asegurar un comportamiento de enlace débil, viga y riostras fuertes y columna mucho más fuerte. (véase, figuras 4-29 – 4-32 y figuras 4-38 – 4-43).

Las **respuestas** del análisis sísmico en el sistema de **pórticos especiales a momento** son adecuadas de acuerdo a la disposición de la norma ecuatoriana de la construcción considerando el método modal espectral para el análisis, el desplazamiento de la estructura es creciente de acuerdo con su altura, es decir, el desplazamiento máximo es de **28.30 cm** y se da en el décimo piso, no obstante, se observa que la deriva inelástica máxima es de **0.98%** y se concentra en el quinto piso, se comprueba que la deriva máxima es menor límite de deriva descrito en los lineamientos de la NEC-15, que es del 2%, con un cortante de piso de **30.65 Tn**. (véase, figura 4-26).

Las **respuestas** del análisis sísmico en el sistema de **pórticos con arriostramientos excéntricos** de igual manera son adecuadas de acuerdo a la NEC 15 considerando el método modal espectral para el análisis, el desplazamiento de la estructura es creciente de acuerdo con su altura, es decir, el **desplazamiento máximo** es de **20.21 cm** y se da en el décimo piso, no obstante, se observa que la deriva inelástica máxima es de **0.69%** y se concentra en el sexto piso. Se comprueba que la deriva máxima es menor límite de deriva descrito en los lineamientos de la NEC-15, que es del 2%, con un cortante de piso de **41.94 Tn**. (véase, figura 4-35).

En lo que se refiere a las respuestas del análisis sísmico se puede analizar numéricamente, que en los pórticos especiales a momento el cortante basal es menor pero las derivas y desplazamientos son mayores, en cambio en los pórticos con diagonales excéntricas se observa que el cortante basal es mayor y los desplazamientos y derivas son menores, esto se debe a que la estructura tiene mayor rigidez.

Adicionalmente se realizó el análisis pushover para los dos sistemas estructurales planteados en donde se corrobora que la resistencia máxima real de la estructura es mayor que la resistencia de diseño; luego de sobrepasar el rango elástico se observa la respuesta inelástica de las estructuras con el punto de desempeño progresivo hasta llegar a la fuerza cortante máxima que va a soportar el edificio antes del colapso; considerando un peso sísmico de 375.18 T, y una altura total de 36 m, se observa en las gráficas pushover que para el sistema SMF tiene un desplazamiento inicial de 0.20 m, un desplazamiento final de 0.84 m y una fuerza cortante máxima de 343.75 T; para el sistema EBF tiene un desplazamiento inicial de 0.13 m, un desplazamiento final de 0.98 m y una fuerza cortante máxima de 404.26 T; estos valores concluyen que el sistema con diagonales excéntricas tiene un mejor desempeño sísmico ante el terremoto máximo probable que pueda ocurrir.

5.2. RECOMENDACIONES

Es importante tener una comparativa de los sistemas estructurales que son más utilizados en el país, ya que al momento de realizar un análisis y diseño estructural se pueda tener suficientes argumentos para poder asegurar una mejor respuesta sísmica de una edificación si se incorporan elementos rigidizadores.

Se recomienda que, para edificaciones de altura considerable, en el momento de establecer el **modelo estructural** para el análisis inicial, se considere una configuración regular y se revise que la relación de esbeltez sea adecuada y menor a 4 en ambos sentidos, para así evitar posibles efectos de volteo o levantamientos en la base durante un evento sísmico y que además se complemente con la verificación del análisis de estabilidad que se expone en las normas.

Para realizar un adecuado **diseño sismo resistente** de estructuras de acero, se recomienda la utilización de las normas nacionales principalmente, y estas deben ser apoyadas por las normativas internacionales, por lo tanto, el diseñador va a tener un mejor criterio para realizar un correcto análisis estructural.

La revisión de la **relación demanda vs. capacidad** en cada etapa del análisis debe ser satisfactoria para corte, flexión, flexo-compresión, y finalmente para determinar la relación columna-fuerte viga-débil, para así asegurar un óptimo diseño.

En general la incorporación de diagonales excéntricas al sistema estructural de un edificio de acero ayuda a mejorar las **respuestas sísmicas** en cuanto a derivas de piso; los elementos que conforman el sistema de arriostramiento excéntrico pueden comportarse como disipadores de energía ya que se espera que la falla principal sea en los elementos de enlace, los cuales se podrían reparar de una manera fácil después de un evento sísmico.

Se recomienda a los lectores el estudio y utilización del programa computacional Ceinci-Lab, para el análisis y diseño de estructuras de acero, debido a que se puede lograr un entendimiento adecuado desde el ingreso de datos hasta la visualización de resultados y así comprobar que el diseño este bien realizado mediante una comprensión paso a paso de la secuencia de cálculo.

Hay que considerar el uso de conexiones precalificadas para el diseño de edificios sismo resistentes de acero, y posteriormente exigir una construcción y supervisión adecuada de estas conexiones, las cuales garanticen que la estructura se comporte como fue diseñada.

Un adecuado diseño de cimentaciones para cada sistema permitirá que las estructuras alcancen un comportamiento dúctil, y así evitar que existan levantamientos en la base.

Se recomienda a los profesionales de la Ingeniería Civil considerar la incorporación de diagonales a los diseños estructurales, ya que estas proporcionan una mayor rigidez al sistema, por ende, van a tener mejores respuestas sísmicas, lo cual **no** va a generar costos muy representativos en el presupuesto general de la edificación, pero **si** se va a garantizar un mejor comportamiento.

5.3. BIBLIOGRAFÍA

- [1] D. de C. S. MIDUVI, *NEC-SE-CG, Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015, Cargas No Sísmicas*. Quito - Ecuador, 2014.
- [2] D. de C. S. MIDUVI, *NEC-SE-DS, Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015, Cargas Sísmicas - Diseño Sismo Resistente*. Quito - Ecuador, 2014.
- [3] D. de C. S. MIDUVI, *NEC-SE-AC, Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015, Estructuras de Acero*. Quito - Ecuador, 2014.
- [4] MIDUVI, *Guía práctica para el diseño de estructuras de acero de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015*, Primera Edición. Quito - Ecuador, 2016.
- [5] American Institute of Steel Construction, *ANSI/AISC 360-16, Specification for Structural Steel Buildings*. Chicago - Illinois, 2016.
- [6] American Institute of Steel Construction, *ANSI/AISC 341-16, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. Chicago - Illinois, 2016.
- [7] D. E. Nassani, A. K. Hussein, y A. H. Mohammed, “Comparative Response Assessment of Steel Frames With Different Bracing Systems Under Seismic Effect”, *Structures*, vol. 11, pp. 229–242, ago. 2017, doi: 10.1016/j.istruc.2017.06.006.
- [8] B. Cagua, J. Pilatasig, y R. Aguiar, “Nuevas Funciones de Ceinci-Lab para el Análisis y Diseño de Pórticos de Acero acorde a la NEC-15”, *Rev. Int. Ing. Estruct.*, vol. 26, núm. 1, Art. núm. 1, mar. 2021, doi: 10.24133/riie.v26i1.1958.
- [9] B. Cagu, J. Pilatasig, R. Aguiar, y A. Bonilla, “Nuevas Funciones de Ceinci-Lab para el Análisis y Diseño de Pórticos de Acero con Arriostramientos Excéntricos”, *Rev. Int. Ing. Estruct.*, vol. 26, núm. 3, Art. núm. 3, sep. 2021, doi: 10.24133/riie.v26i3.2344.
- [10] S. Etlı y E. M. Güneyisi, “Seismic performance evaluation of regular and irregular composite moment resisting frames”, *Lat. Am. J. Solids Struct.*, vol. 17, sep. 2020, doi: 10.1590/1679-78255969.
- [11] M. Aied Qissab Al-Janabi y C. Topkaya, “Seismic performance of eccentrically braced frames designed to AISC341 and EC8 specifications”, *Structures*, vol. 29, pp. 339–359, feb. 2021, doi: 10.1016/j.istruc.2020.11.031.
- [12] R. Chen, C. Qiu, y D. Hao, “Seismic Response Analysis of Multi-Story Steel Frames Using BRB and SCB Hybrid Bracing System”, *Appl. Sci.*, vol. 10, núm. 1, Art. núm. 1, ene. 2020, doi: 10.3390/app10010284.
- [13] S. Shahbazi, I. Mansouri, J. W. Hu, N. Sam Daliri, y A. Karami, “Seismic Response of Steel SMFs Subjected to Vertical Components of Far- and Near-Field Earthquakes with Forward Directivity Effects”, *Adv. Civ. Eng.*, vol. 2019, p. e2647387, abr. 2019, doi: 10.1155/2019/2647387.
- [14] S. Shahbazi, A. Karami, J. W. Hu, y I. Mansouri, “Seismic Response of Steel Moment Frames (SMFs) Considering Simultaneous Excitations of Vertical and Horizontal Components, Including Fling-Step Ground Motions”, *Appl. Sci.*, vol. 9, núm. 10, Art. núm. 10, ene. 2019, doi: 10.3390/app9102079.
- [15] Y. O. Özkılıç, M. B. Bozkurt, y C. Topkaya, “Evaluation of seismic response factors for BRBFs using FEMA P695 methodology”, *J. Constr. Steel Res.*, vol. 151, pp. 41–57, dic. 2018, doi: 10.1016/j.jcsr.2018.09.015.
- [16] P. Chi, W. Tian, T. Guo, D. Cao, y J. Dong, “Parametric Study on the Seismic Response of Steel-Framed Buildings with Self-Centering Tension-Only Braces”, *Adv. Civ. Eng.*, vol. 2019, p. e9204362, ago. 2019, doi: 10.1155/2019/9204362.

- [17] L. Chen, R. Tremblay, y L. Tirca, “Modular tied eccentrically braced frames for improved seismic response of tall buildings”, *J. Constr. Steel Res.*, vol. 155, pp. 370–384, abr. 2019, doi: 10.1016/j.jcsr.2019.01.005.
- [18] C. Molina Hutt, T. Rossetto, y G. G. Deierlein, “Comparative risk-based seismic assessment of 1970s vs modern tall steel moment frames”, *J. Constr. Steel Res.*, vol. 159, pp. 598–610, ago. 2019, doi: 10.1016/j.jcsr.2019.05.012.
- [19] P. Stenecker y L. Wiebe, “Identifying and selecting critical connections for seismic response of steel moment resisting frames”, *Eng. Struct.*, vol. 242, p. 112634, sep. 2021, doi: 10.1016/j.engstruct.2021.112634.
- [20] A. Ashrafi y A. Imanpour, “Seismic response of steel multi-tiered eccentrically braced frames”, *J. Constr. Steel Res.*, vol. 181, p. 106600, jun. 2021, doi: 10.1016/j.jcsr.2021.106600.
- [21] J. Ruiz García *et al.*, “Comportamiento de edificios de acero con contraventeos excéntricos ante secuencias sísmicas”, *Ing. Sísmica*, núm. 100, pp. 30–50, jun. 2019.
- [22] J. Ruiz-García, S. Yaghmaei-Sabegh, y E. Bojórquez, “Three-dimensional response of steel moment-resisting buildings under seismic sequences”, *Eng. Struct.*, vol. 175, pp. 399–414, nov. 2018, doi: 10.1016/j.engstruct.2018.08.050.
- [23] M. Herrera *et al.*, “Análisis sísmico espacial de estructuras reforzadas con diagonales de acero utilizando Ceinci-Lab”, *Rev. Int. Ing. Estruct.*, vol. 24, núm. 4, Art. núm. 4, dic. 2019, doi: 10.24133/riie.v24i4.1572.
- [24] R. Aguiar, B. Cagua, J. Pilatasig, y E. Mora, “Coupling Opensees with Ceinci-Lab to perform Non-linear Static Analysis. First part: Seismic Reinforcement with Steel Braces”, vol. 3, pp. 367–420, jul. 2020, doi: 10.24133/riie.v25i3.1691.
- [25] R. Aguiar, J. Romero, C. Frau, y D. Quiroga, “Two Numerical Models of Sismical Structure Analysis with Link Elements Dos Modelos Numéricos de Análisis Sísmico de Estructuras con Elementos de Enlace”, vol. 25, pp. 115–145, mar. 2020.
- [26] B. Cagua, J. Pilatasig, y R. Aguiar, “Nuevas funciones de Ceinci-Lab para el Análisis y Diseño de Pórticos de Acero con Arriostramientos Concéntricos”, *Rev. Int. Ing. Estruct.*, vol. 26, núm. 2, Art. núm. 2, may 2021, doi: 10.24133/riie.v26i2.2044.
- [27] F. Crisafulli, *Diseño Sismorresistente de Construcciones de Acero*, Quinta Edición. Mendoza - Argentina: Asociación Latinoamericana del Acero, 2018.
- [28] E. Nuñez, “Diseño Sísmico de Edificaciones en Acero”, Concepción, Chile, octubre de 2021.
- [29] M. Guerra, *Diseño Sismo Resistente de Edificios de Acero utilizando ETABS y NEC 2015*, Primera Edición. Quito - Ecuador: Bustos Guerra Consultora, 2015.
- [30] American Society of Civil Engineers., *ASCE/SEI 7-16 Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. Chicago - Illinois, 2016.

5.4. ANEXOS

5.4.1. Código de Ceinci-Lab para Pórticos Especiales a Momento.

```
% Universidad Técnica de Ambato
% Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica
% Maestría en Ingeniería Civil Mención Estructuras Metálicas
%
% Diseño de pórticos de acero en CEINCI-LAB
% Edificio de Acero de 10 pisos sistema SMF
%.....
% Programas desarrollados por:
% Ing. Brian Cagua, MDO.
% Dr. Roberto Aguiar.
% Ing. Julia Pilatasig
% Parte de la tesis de maestría ESPE.
% .....
% Modificados por:
% Ing. Luis Aleaga (Febrero 2022)
%
%% Geometría del pórtico
sv =[4.50;4.50;5.00;4.50;4.50]; %Ingresar un vector con la longitud de vanos en
(metros)
Long_Piso=23; % Longitud (m)
Ancho_Col=6; % Ancho colaborante
sp =[3.6;3.6;3.6;3.6;3.6;3.6;3.6;3.6;3.6;3.6]; %Ingresar un vector con la altura de
pisos en (metros)
np = length(sp); % Numero de pisos
% .....
[nv,np,nudt,nudcol,nudvg,nod,nr]=geometria_nudo_viga(sv,sp);
[X,Y]=glinea_portico2(nv,np,sv,sp,nod,nr);
[NI,NJ]=gn_portico2(nr, nv, nudt, nudcol, nudvg);
%% Cargas aplicadas a las vigas de cada piso
CM=[0.5;0.5;0.5;0.5;0.5;0.5;0.5;0.5;0.5;0.35]*Ancho_Col; % Carga muerta T/m en cada
piso
CV=[0.25;0.25;0.25;0.25;0.25;0.25;0.25;0.25;0.25;0.1]*Ancho_Col; % Carga viva T/m
en cada piso
Porc_viva=0.25; % Fracción de carga viva para el peso reactivo sismico (W=D+Porc*L)
for i=1:np
qp(i,1)=- (CM(i,1)+(Porc_viva*CV(i,1))); % Carga distribuida en vigas en cada piso
T/m
end
[CG,ngl]=cg_sismo2(nod,nr,Y); %Calcula los grados de libertad análisis sísmico
% .....
%% Dibujo de la Estructura 2D
% dibujo(X,Y,NI,NJ)
% dibujogdl(X,Y,NI,NJ,CG)
% dibujoNudElem(X,Y,NI,NJ,CG)
%% .....SECCIONES
% Propiedades del material
Fy=35000; % Esfuerzo de fluencia, T/m2
Es=20389019.16;% Módulo de elasticidad, T/m2
Fu=45700; % Esfuerzo último, T/m2
Uso_Conexion = 1;
%Uso_Conexion = # % Conexion Precalificada RBS 1, Conexion Precalificada diferente
que RBS 2, No Precalificada 3.
Ry = 1.1; % Factor de Fluencia Probable (Ry) depende del acero para A50 Pag 25 NEC
SE AC
Materiales = [Fy, Fu, Es, Uso_Conexion];

% Sec_VG_COL = Elementos I =[tipo#, d,tw,bs,bi,tfs,tfi]... En milímetros!!
Sec_VG_COL=[ 1 668, 21.0, 305, 305, 40, 40; % Tipo 1 es HEM 650
2 550, 15.0, 300, 300, 29, 29; % Tipo 2 es HEB 550
3 450, 14.0, 300, 300, 26, 26; % Tipo 3 es HEB 450
4 500, 14.5, 300, 300, 28, 28; % Tipo 4 es HEB 500
5 360, 12.5, 300, 300, 22.5, 22.5; % Tipo 5 HEB 360
6 400, 13.5, 300, 300, 24.0, 24.0; % Tipo 6 HEB 400
7 500, 10.2, 200, 200, 16.0, 16.0; % Tipo 7 IPE 500
8 450, 9.4, 190, 190, 14.6, 14.6; % Tipo 8 IPE 450
9 400, 8.6, 180, 180, 13.5, 13.5]; % Tipo 9 IPE 400

% Elem_Sec_VG_COL = ["tipo# respecto de Sec_VG_COL", Identificador de los
elementos]
```



```

Elem_Sec_VG_COL=[3 1, 6, 7, 12, 0, 0;
3 13, 18, 19, 24, 0, 0;

2 2, 5, 8, 11, 0, 0;
2 14, 17, 20, 23, 0, 0;

1 3, 4, 9, 10, 0, 0;
1 15, 16, 21, 22, 0, 0;

2 27, 28, 33, 34, 39, 40;

4 45, 46, 51, 52, 57, 58;

6 25, 30, 31, 36, 37, 42;

4 26, 29, 32, 35, 38, 41;

5 43, 48, 49, 54, 55, 60;

6 44, 47, 50, 53, 56, 59;

7 61 62 63 64 65 66;
7 67 68 69 70 71 72;
7 73 74 75 76 77 78;
7 79 80 81 82 83 84;
7 85 86 87 88 89 90;
7 91 92 93 94 95 96;
7 97 98 99 100 0 0;
8 101 102 103 104 105 106;
8 107 108 109 110 111 112;
8 113 114 115 116 117 118;
8 119 120 121 122 123 124;
8 125 126 127 128 129 130;
9 131 132 133 134 135 136;
9 137 138 139 140 141 142;
9 143 144 145 146 147 148;
9 149 150 151 152 153 154;
9 155 156 157 158 159 160];

%% Cálculos Sismicos
% Espectro de diseño NEC 15
is=4; % Suelo D
iz=5; % Zona sísmica 5 = 0.4g
ip=2; % Region Sierra
Importancia = 1.0; % Factor de importancia
R = 8; % Factor de reduccion de la fuerza sísmica
Cd = 5.5; % ASCE 7 -16 SMF
omega=3; % Sobre resistencia
Dibujar = 1; % 1 para dibujar el espectro // 2 no dibujar
fip=1;fie=1.0; % Factores de planta y elevacion
zeda=0.05; % Amortiguamiento
Tipo_Estr =1; %1 estructuras de acero sin arriostramiento; 2 con arriostramiento
% 3 estructuras de hormigón sin muros ni diagonales; 4 con
% muros y diadonales rigidizadoras y estructuras basadas en
% estos
% Tipo_Estr =1 Acero sin arriostramientos // Tipo_Estr =2 Acero con arriostramiento
% Tipo_Estr =3 Hormigon armado sin arriostramientos // Tipo_Estr =4 Hormigon
armado con arriostramiento
Espectro=[is iz ip Importancia R fip fie zeda Tipo_Estr Dibujar]; % Datos para el
espectro NEC 15

[M_Masa, M_Rigidez_Sis, T, T_Nec, Cort_Sis, Fuerzas_Sis, Derivas,
Desp_Inelast]=Análisis_Sismico_Porticos_V2(sv,sp,qp,Sec_VG_COL,Elem_Sec_VG_COL,Mate
riales,Espectro);

disp('Los periodos de vibración en segundos con CEINCI-LAB son:')
T % seg

disp('El periodo de vibración fundamental en segundos NEC 15 es:')
T_Nec % seg

% Análisis de estabilidad
Metodo = 2; % 1 Modal Espectral Nec 15 // 2 Lineal Estático Nec 15
[Teta, Teta2, Teta_Admissible]=Indice_Estabilidad_Sismo_V3(CM, CV, Long_Piso, sp, R,
Metodo, Cort_Sis, Desp_Inelast, Uso_Conexion) %NEC 15

```

```

% [Teta, Teta2, Teta_Admisible]=Indice_Estabilidad_Sismo(CM, CV, Long_Piso,sp,
Importancia, Cd, Metodo, Cort_Sis, Desp_Inelast, Uso_Conexion) % ASCE

% .....
[L,seno,coseno]=longitud(X,Y,NI,NJ); %long. de @elem, seno y coseno
[Seccion,Elem_Tipo_Prop2,Z_ELEM,th_ELEM]=Diferentes_Vg_COL(nudt,Sec_VG_COL,Elem_Sec
_VG_COL,Uso_Conexion,Fy,Es,L);
%Seccion=[ELEMENTO, Área, Inercia, NUMEROS DE ELEMENTOS A CREAR, INCREMENTO EN
NUMERO DE ELEMENTO]
[ELEM]=gelem_portico(Seccion);

Capacidad_sum_Z_columna_viga=relacion_sum_Z_columna_viga(coseno,nr,nudcol,X,Y,NI,NJ
,Z_ELEM,Elem_Tipo_Prop2,Sec_VG_COL);
dibujo_relacion_sum_Z_columna_viga(X,Y,NI,NJ,Capacidad_sum_Z_columna_viga)

%% Análisis Estático
% Restricciones de apoyo
aux=length(sv);
for i=1:aux+1
    RES(i,:)=[i 1 1 1];
end
[CG,ngl]=cg(nod,nr,RES); %Calcula los grados de libertad
dibujogdl(X,Y,NI,NJ,CG)

[VC]=vc(NI,NJ,CG); %Vector de colocación

%% Matriz de Rigidez
[K]=krigidez_acero(ngl,ELEM,L,seno,coseno,VC,Es);
%.....
KTT=K; %<----- MATRIZ "K" DE TODA LA ESTRUCTURA (T/m)
%.....
%% Cargas Sísmicas
Metodo = 2; % 1 Modal Espectral Nec 15 // 2 Lineal Estático Nec 15
njc=np; % Número de juntas Cargadas
% Sentido de izquierda a derecha
F = [[nr+1:nr*2-1:nod]' Fuerzas_Sis(:,Metodo) zeros(np,1) zeros(np,1)]; % F = [Nudo
cargado, FH, FV, Momento]
datos=0;
nmc=0; % Número de miembros cargados
Fm=0; %Elem carg, carga, código, elem a gener, incr numero elemento
[Q_Sismo,Q2_Sismo]=cargas_arm(njc,nmc,ngl,L,seno,coseno,CG,VC,F,Fm,datos,nr,NI,NJ);
% [Q,Q2]=cargas(njc,nmc,ngl,L,seno,coseno,CG,VC,F,Fm,datos);
% Desplazamientos y Giros
q_Sismo=KTT\Q_Sismo;
% Fuerzas y momentos finales en los elementos
nmiembro= 1; % Número del Primer elemento a partir del cual se calcula la
contribución a la matriz de rigidez
[Fuerzas_Elementos_Sismo_P]=fuerzas_acero_arm1_V2(ngl,ELEM,L,seno,coseno,VC,Es,q_Si
simo,Q2_Sismo,CG,nr,NI,NJ,nmiembro,RES);

% Sentido de derecha a izquierda
F = [[nr+2*nr-1:nr*2-1:nod]' -Fuerzas_Sis(:,Metodo) zeros(np,1) zeros(np,1)]; % F =
[Nudo cargado, FH, FV, Momento]
[Q_Sismo,Q2_Sismo]=cargas_arm(njc,nmc,ngl,L,seno,coseno,CG,VC,F,Fm,datos,nr,NI,NJ);
% [Q,Q2]=cargas(njc,nmc,ngl,L,seno,coseno,CG,VC,F,Fm,datos);
% Desplazamientos y Giros
q_Sismo=KTT\Q_Sismo;
% Fuerzas y momentos finales en los elementos
nmiembro= 1; % Número del Primer elemento a partir del cual se calcula la
contribución a la matriz de rigidez
[Fuerzas_Elementos_Sismo_N]=fuerzas_acero_arm1_V2(ngl,ELEM,L,seno,coseno,VC,Es,q_Si
simo,Q2_Sismo,CG,nr,NI,NJ,nmiembro,RES);

Fuerzas_Elementos_Sismo{1,1}=Fuerzas_Elementos_Sismo_P;
Fuerzas_Elementos_Sismo{2,1}=Fuerzas_Elementos_Sismo_N;

%% Cargas gravitacionales
njc=0; % Número de juntas Cargadas
F = 0; % F = [Nudo cargado, FH, FV, Momento]
datos=0;
nmc=nudvg; % Número de miembros cargados
ui=1;
for i=1:np
    for j=1:nv*2
        Fm_CM(ui,:)=[nudcol+ui CM(i,1) 1 0 0]; %Elem carg, carga, código, elem a gener,
incr numero elemento
    end
end

```

```

Fm_CV(ui,:)=nudcol+ui CV(i,1) 1 0 0]; %Elem carg, carga, código, elem a gener,
incr numero elemento
ui=ui+1;
end
end
[Q_CM,Q2_CM]=cargas_arm(njc,nmc,ngl,L,seno,coseno,CG,VC,F,Fm_CM,datos,nr,NI,NJ);
[Q_CV,Q2_CV]=cargas_arm(njc,nmc,ngl,L,seno,coseno,CG,VC,F,Fm_CV,datos,nr,NI,NJ);

% [Q,Q2]=cargas(njc,nmc,ngl,L,seno,coseno,CG,VC,F,Fm,datos);
% Desplazamientos y Giros
q_CM=KTT\Q_CM;
q_CV=KTT\Q_CV;
% Fuerzas y momentos finales en los elementos
nmiembro= 1; % Número del Primer elemento a partir del cual se calcula la
contribución a la matriz de rigidez
[Fuerzas_Elementos_CM]=fuerzas_acero_arm1_V2(ngl,ELEM,L,seno,coseno,VC,Es,q_CM,Q2_C
M,CG,nr,NI,NJ,nmiembro,RES);
[Fuerzas_Elementos_CV]=fuerzas_acero_arm1_V2(ngl,ELEM,L,seno,coseno,VC,Es,q_CV,Q2_C
V,CG,nr,NI,NJ,nmiembro,RES);
%% Combinaciones de casos de cargas
[Combinaciones,
Envolvente]=Combinacion_Cargas(Fuerzas_Elementos_CM,Fuerzas_Elementos_CV,Fuerzas_El
ementos_Sismo);

%% Cargas Sísmicas CON FACTOR DE SOBRE RESISTENCIA
Metodo = 2; % 1 Modal Espectral Nec 15 // 2 Lineal Estático Nec 15
njc=np; % Número de juntas Cargadas
% Sentido de izquierda a derecha
F = [[nr+1:nr*2-1:nod]' omega*Fuerzas_Sis(:,Metodo) zeros(np,1) zeros(np,1)]; % F =
[Nudo cargado, FH, FV, Momento]
datos=0;
nmc=0; % Número de miembros cargados
Fm=0; %Elem carg, carga, código, elem a gener, incr numero elemento
[Q_Sismo,Q2_Sismo]=cargas_arm(njc,nmc,ngl,L,seno,coseno,CG,VC,F,Fm,datos,nr,NI,NJ);
% [Q,Q2]=cargas(njc,nmc,ngl,L,seno,coseno,CG,VC,F,Fm,datos);
% Desplazamientos y Giros
q_Sismo=KTT\Q_Sismo;
% Fuerzas y momentos finales en los elementos
nmiembro= 1; % Número del Primer elemento a partir del cual se calcula la
contribución a la matriz de rigidez
[Fuerzas_Elementos_Sismo_P_omega]=fuerzas_acero_arm1_V2(ngl,ELEM,L,seno,coseno,VC,E
s,q_Sismo,Q2_Sismo,CG,nr,NI,NJ,nmiembro,RES);

% Sentido de derecha a izquierda
F = [[nr+2*nr-1:nr*2-1:nod]' -omega*Fuerzas_Sis(:,Metodo) zeros(np,1) zeros(np,1)];
% F = [Nudo cargado, FH, FV, Momento]
[Q_Sismo,Q2_Sismo]=cargas_arm(njc,nmc,ngl,L,seno,coseno,CG,VC,F,Fm,datos,nr,NI,NJ);
% [Q,Q2]=cargas(njc,nmc,ngl,L,seno,coseno,CG,VC,F,Fm,datos);
% Desplazamientos y Giros
q_Sismo=KTT\Q_Sismo;
% Fuerzas y momentos finales en los elementos
nmiembro= 1; % Número del Primer elemento a partir del cual se calcula la
contribución a la matriz de rigidez
[Fuerzas_Elementos_Sismo_N_omega]=fuerzas_acero_arm1_V2(ngl,ELEM,L,seno,coseno,VC,E
s,q_Sismo,Q2_Sismo,CG,nr,NI,NJ,nmiembro,RES);

Fuerzas_Elementos_Sismo_omega{1,1}=Fuerzas_Elementos_Sismo_P_omega;
Fuerzas_Elementos_Sismo_omega{2,1}=Fuerzas_Elementos_Sismo_N_omega;

%% Combinaciones de casos de cargas CON FACTOR DE SOBRE RESISTENCIA
[Combinaciones_omega,
Envolvente_omega]=Combinacion_Cargas(Fuerzas_Elementos_CM,Fuerzas_Elementos_CV,Fuer
zas_Elementos_Sismo_omega);

%% Compacidad de elementos considerando SMF * AISC -341-16
[Compacidad, Lambda,
relacion_aspecto]=Compacidad_Elementos(nudcol,nudt,Es,Fy,Ry,ELEM,Elem_Tipo_Prop2,Se
c_VG_COL,Envolvente_omega);
dibujo_Compacidad(X,Y,NI,NJ, Compacidad)
% HD=Altamente ductil // MD = Moderadamente Ductil // ND = No Ductil
% Capacidad de elementos de acero
[Ki]=Factor_K_Long_Efectiva(coseno,nr,nudcol,X,Y,NI,NJ,L,ELEM);
[phi_Pn,phi_Vn,phi_Mn,Longitudes]=Capacidad_Elementos_Acero_V3(Es,Fy,Ry,Z_ELEM,Secc
ion,L,Ki,Elem_Tipo_Prop2,Sec_VG_COL,coseno);
% Arriostrar a los elementos con una longitud menor al minimo entre (Lp, Lb)

```

```

%% Verificacion de la capacidad axial de las columnas con sobre resistencia
for i=1:nudcol
    D_C_Axial_omega(i,1)=max([abs(Envolvente_omega{1,1}(i,1));
abs(Envolvente_omega{1,2}(i,1))])/ phi_Pn(i,1); % Nudo inicial
    D_C_Axial_omega(i,2)=max([abs(Envolvente_omega{1,1}(i,4));
abs(Envolvente_omega{1,2}(i,4))])/ phi_Pn(i,1); % Nudo final
end
dibujo_Demanda_Capacidad_Axial_Columnas_Sobre_resistencia(X,Y,NI,NJ,D_C_Axial_omega
);

%% El resto de elementos se verifica sin sobre resistencia
for i=1:nudt
    D_C_Axial(i,1)=max([abs(Envolvente{1,1}(i,1)); abs(Envolvente{1,2}(i,1))])/
phi_Pn(i,1); % Nudo inicial
    D_C_Axial(i,2)=max([abs(Envolvente{1,1}(i,4)); abs(Envolvente{1,2}(i,4))])/
phi_Pn(i,1); % Nudo final

    D_C_Corte(i,1)=max([abs(Envolvente{1,1}(i,2)); abs(Envolvente{1,2}(i,2))])/
phi_Vn(i,1); % Nudo inicial
    D_C_Corte(i,2)=max([abs(Envolvente{1,1}(i,5)); abs(Envolvente{1,2}(i,5))])/
phi_Vn(i,1); % Nudo final

    D_C_Flexion(i,1)=max([abs(Envolvente{1,1}(i,3)); abs(Envolvente{1,2}(i,3))])/
phi_Mn(i,1); % Nudo inicial
    D_C_Flexion(i,2)=max([abs(Envolvente{1,1}(i,6)); abs(Envolvente{1,2}(i,6))])/
phi_Mn(i,1); % Nudo final

    D_C_Pn_vf(i,1)=max(D_C_Axial(i,1),D_C_Axial(i,2));
    D_C_Vn_vf(i,1)=max(D_C_Corte(i,1),D_C_Corte(i,2));
    D_C_Mn_vf(i,1)=max(D_C_Flexion(i,1),D_C_Flexion(i,2));

    if D_C_Pn_vf(i,1)<0.2
        D_C_Flexo_Compr(i,1) = D_C_Pn_vf(i,1)/2+D_C_Mn_vf(i,1);
    else
        D_C_Flexo_Compr(i,1) = D_C_Pn_vf(i,1)+8/9*D_C_Mn_vf(i,1);
    end
end

%% Dibujos de Demanda/Capacidad
dibujo_Demanda_Capacidad_Flexo_Compresion(X,Y,NI,NJ,D_C_Flexo_Compr);
dibujo_Demanda_Capacidad_Cortante(X,Y,NI,NJ,D_C_Vn_vf);

%% Verificacion de la Conexion Viga - Columna
[sum_M_col,sum_M_vg,Capacidad_Vg_Col]=conexion_viga_columna V2(Fy,Fu,coseno,nr,nudc
ol,X,Y,NI,NJ,L,Z_ELEM,Seccion,Elem_Tipo_Prop2,Sec_VG_COL,Fuerzas_Elementos_CM,Fuerz
as_Elementos_CV,Envolvente_omega);
dibujo_Capacidad_Viga_Columna(X,Y,NI,NJ,Capacidad_Vg_Col)

%% Peso
Peso=ELEM(:,1).*L'*7.85;
Peso_Total=0;
for i=1:nudt
    Peso_Total=Peso_Total+Peso(i,1);
end

% CARGAS ULTIMAS
Pu_env_1=(Envolvente_omega{1,1}(3,1))
Pu_env_2=(Envolvente_omega{1,2}(3,1))
Peso_kg_m2=(Peso_Total/(Long_Piso*Ancho_Col*np))*1000;

% PESO DE LA ESTRUCTURA
Peso_kg_m2

```

5.4.2. Código de Ceinci-Lab para Pórticos con Arriostramientos Excéntricos.

```

% Universidad Técnica de Ambato
% Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica
% Maestría en Ingeniería Civil Mención Estructuras Metálicas
%
% Diseño de pórticos de acero en CEINCI-LAB
% Edificio de Acero de 10 pisos sistema EBF
%.....
% Programas desarrollados por:
% Ing. Brian Cagua, MDO.
% Dr. Roberto Aguiar.
% Ing. Julia Pilatasig
% Parte de la tesis de maestría ESPE.
% .....
% Modificados por:
% Ing. Luis Aleaga (Febrero 2022)
%
%% ..... GEOMETRIA DEL PORTICO
.....
sv =[4.50;4.50;5.00;4.50;4.50]; %Ingresar un vector con la longitud de vanos en
(metros)
Long_Piso=23; % Longitud (m)
Ancho_Col=6; % Ancho colaborante
sp =[3.6;3.6;3.6;3.6;3.6;3.6;3.6;3.6;3.6;3.6]; %Ingresar un vector con la altura de
pisos en (metros)
np = length(sp); % Numero de pisos
Long_Enlace=0.5; % Longitud del elemento de enlace en metros
mar_Enlace=[3;8;13;18;23;28;33;38;43;48]; %Número del marco con enlaces
CM=[0.5;0.5;0.5;0.35]*Ancho_Col; % Carga muerta T/m en cada piso
num_Enlaces=size(mar_Enlace,1);
CM=[0.5;0.5;0.5;0.5;0.5;0.5;0.5;0.5;0.5;0.35]*Ancho_Col; % Carga muerta T/m en cada
piso
CV=[0.25;0.25;0.25;0.25;0.25;0.25;0.25;0.25;0.25;0.1]*Ancho_Col; % Carga viva T/m
en cada piso
Porc_viva=0.25; % Fracción de carga viva para el peso reactivo sísmico (W=D+Porc*L)
%% Rutinas para generar la geometría del Pórtico
[nv,np,nudt,nudcol,nudvg,nod,nr]=geometria_3nudos_viga(sv,sp,mar_Enlace);
[X,Y]=glinea_portico_3nudos_viga(nv,np,sv,sp,nod,nr,Long_Enlace,mar_Enlace);
[NI,NJ]=gn_portico_3nudos_viga(nr,nv,np,nudt,nudcol,nudvg,mar_Enlace);
%% Incorporación de las diagonales
num_mar=length(mar_Enlace);
[NI2,NJ2]=geometria_3nudos_diagonales(nr, nv, np, nudt, mar_Enlace);
[NI,NJ]=gn_portico3(NI,NJ, NI2,NJ2);
[NI,NJ,Vigas_Interme]=rutina_paso_numeracion3(NI,NJ,nv,np,nudcol,nudvg,mar_Enlace);
% % Restricciones de apoyo
% aux=length(sv);
% for i=1:aux+1
%     RES(i,:)= [i 1 1 1]; %Nudos restringidos del portico con diagonales
% end
[CG,ngl]=cg_sismo2(nod,nr,Y); %Calcula los grados de libertad análisis sísmico
for i=1:np
qp(i,1)=- (CM(i,1)+(Porc_viva*CV(i,1))); % Carga distribuida en vigas en cada piso
T/m
end

%% ..... DIBUJO DE LA ESTRUCTURA
2D.....
%dibujo(X,Y,NI,NJ) %Dibujo de estructura
% dibujogdl(X,Y,NI,NJ,CG) %Dibujo de grados de libertad para análisis sísmico
dibujoNudElem(X,Y,NI,NJ,CG) %Dibujo de estructura con numeración de nudos y
elementos
% dibujovanos(sv,sp);

%% ..... SECCIONES
.....
% Propiedades del material
Fy=35000; % Esfuerzo de fluencia, T/m2
Es=20389019.16;% Módulo de elasticidad, T/m2
Fu=45700; % Esfuerzo último, T/m2
Ry = 1.1; % Factor de Fluencia Probable (Ry) depende del acero para A50 Pag 25 NEC
SE AC
%Uso_Conexion = # % Conexion Precalificada RBS 1, Conexion Precalificada diferente
que RBS 2, No Precalificada 3.

```

```

Uso_Conexion = 1;
Materiales = [Fy, Fu, Es, Uso_Conexion];

% Sec_VG_COL = Elementos I =[tipo#, d,tw,bs,bi,tfs,tfi]... En milímetros!!
% https://www.importaceros.com/ecuador-quito/viga-heb/
Sec_VG_COL=[ 1 668, 21.0, 305, 305, 40, 40; % Tipo 1 es HEM 650
2 550, 15.0, 300, 300, 29, 29; % Tipo 2 es HEB 550
3 450, 14.0, 300, 300, 26, 26; % Tipo 3 es HEB 450
4 500, 14.5, 300, 300, 28, 28; % Tipo 4 es HEB 500
5 360, 12.5, 300, 300, 22.5, 22.5; % Tipo 5 HEB 360
6 400, 13.5, 300, 300, 24.0, 24.0; % Tipo 6 HEB 400
7 500, 10.2, 200, 200, 16.0, 16.0; % Tipo 7 IPE 500
8 450, 9.4, 190, 190, 14.6, 14.6; % Tipo 8 IPE 450
9 400, 8.6, 180, 180, 13.5, 13.5; % Tipo 9 IPE 400
10 300, 7.1, 150, 150, 10.7, 10.7; % Tipo 5 IPE 300
11 100, 1, 1, 1, 1, 1]; % Es para diagonales *No real

% Elem_Sec_VG_COL = ["tipo# respecto de Sec_VG_COL", Identificador de los
elementos]
Elem_Sec_VG_COL=[3 1, 6, 7, 12, 0, 0;
3 13, 18, 19, 24, 0, 0;

2 2, 5, 8, 11, 0, 0;
2 14, 17, 20, 23, 0, 0;

1 3, 4, 9, 10, 0, 0;
1 15, 16, 21, 22, 0, 0;

2 27, 28, 33, 34, 39, 40;

4 45, 46, 51, 52, 57, 58;

6 25, 30, 31, 36, 37, 42;

4 26, 29, 32, 35, 38, 41;

5 43, 48, 49, 54, 55, 60;

6 44, 47, 50, 53, 56, 59;

7 61 62 63 64 65 66;
7 67 68 69 70 71 72;
7 73 74 75 76 77 78;
7 79 80 81 82 83 84;
7 85 86 87 88 89 90;
7 91 92 93 94 95 96;
7 97 98 99 100 0 0;
8 101 102 103 104 105 106;
8 107 108 109 110 111 112;
8 113 114 115 116 117 118;
8 119 120 121 122 123 124;
8 125 126 127 128 129 130;
9 131 132 133 134 135 136;
9 137 138 139 140 141 142;
9 143 144 145 146 147 148;
9 149 150 151 152 153 154;
9 155 156 157 158 159 160;

10 181 182 183 184 0 0;
10 185 186 187 0 0 0;
10 188 189 190 0 0 0;

11 161 162 163 164 165 166;
11 167 168 169 170 171 172;
11 173 174 175 176 177 178;
11 179 180 0 0 0 0];

%% ..... SECCIÓN DIAGONALES
.....
% Diagonales tipo 1 TC 150x150x15 mm
Material=1;Type=3;d=150/1000;tw=15/1000;bs=d;bi=bs;tfs=tw;tfi=tw; %Geometría de la
Diagonal
cpc=1; % Conexión precalificada
Lon=3.0; % Longitud se requiere para calcular curvaturas
Sec_Col=[Material,Fy ,Fu,Es,Type,d,tw,bs,bi,tfs,tfi];
[~,~,~,~,Z,A,I,~,~,~,~,~,~]=Geom acero(Sec_Col,Lon,cpc);

```

```

A_Diag1 = A;      % Área de la seccion transversal
I_Diag1 = I;      % Inercia de la seccion transversal
h_Diag1=d-2*tw;  % Altura de la diagonal para relación de aspecto
tw_Diag1=tw;    % Espesor del alma para relación de aspecto
z_Diag1=Z;      % Módulo plástico de la diagonal

% Diagonales tipo 2 TC 150x150x10 mm
Material=1;Type=3;d=150/1000;tw=10/1000;bs=d;bi=bs;tfs=tw;tfi=tw; %Geometria de la
Diagonal
cpc=1;          % Conexión precalificada
Lon=3.0;       % Longitud se requiere para calcular curvaturas
Sec_Col=[Material,Fy ,Fu,Es,Type,d,tw,bs,bi,tfs,tfi];
[~,~,~,~,Z,A,I,~,~,~,~,~,~]=Geom_acero(Sec_Col,Lon,cpc);
A_Diag2 = A;      % Área de la seccion transversal
I_Diag2 = I;      % Inercia de la seccion transversal
h_Diag2=d-2*tw;  % Altura de la diagonal para relación de aspecto
tw_Diag2=tw;    % Espesor del alma para relación de aspecto
z_Diag2=Z;      % Módulo plástico de la diagonal

% Diagonales tipo 3 TC 100x100x10 mm
Material=1;Type=3;d=100/1000;tw=10/1000;bs=d;bi=bs;tfs=tw;tfi=tw; %Geometria de la
Diagonal
cpc=1;          % Conexión precalificada
Lon=3.0;       % Longitud se requiere para calcular curvaturas
Sec_Col=[Material,Fy ,Fu,Es,Type,d,tw,bs,bi,tfs,tfi];
[~,~,~,~,Z,A,I,~,~,~,~,~,~]=Geom_acero(Sec_Col,Lon,cpc);
A_Diag3 = A;      % Área de la seccion transversal
I_Diag3 = I;      % Inercia de la seccion transversal
h_Diag3=d-2*tw;  % Altura de la diagonal para relación de aspecto
tw_Diag3=tw;    % Espesor del alma para relación de aspecto
z_Diag3=Z;      % Módulo plástico de la diagonal

Seccion_Diag=[161 A_Diag1 I_Diag1 7 1;
              169 A_Diag2 I_Diag2 5 1;
              175 A_Diag3 I_Diag3 5 1]; % SECCION=[i, base, altura, nig,ii]

Z_Diag=[161 z_Diag1 0 7 1;
        169 z_Diag2 0 5 1
        175 z_Diag3 0 5 1]; % SECCION=[i, z_Diag1, 0, nig,ii]

Dimensiones_Diag=[161 h_Diag1 tw_Diag1 7 1;
                  169 h_Diag2 tw_Diag2 5 1
                  175 h_Diag3 tw_Diag3 5 1]; % Dimensiones_Diag=[i, h o Diametro,
espesor, nig,ii]

[ELEM_DIAG]=gelem_portico(Seccion_Diag); % ELEM_DIAG=[Area_Diagonales,Inercia
Diagonales]
[ELEM_Z_Diag]=gelem_portico(Z_Diag);    % Matriz con modulos plastico de
diagonales
num_Diag =size(ELEM_Z_Diag,1)-nudt;    % Número total de diagonales

Tconex=0; % Tipo de conexion de las diagonales (0 = articulada // 1 = a momento)

[num_Mar_Diag,variable]=size(mar_Enlace); % Número de marcos con diagonales
for u=1:num_Mar_Diag
num_viga(u,1)=nudcol+2*mar_Enlace(u,1)-1;
num_viga(u,2)=nudcol+2*mar_Enlace(u,1);
end
%% ..... CALCULOS SISMICOS
.....
% Espectro de diseño NEC 15
is=4; % Suelo D
iz=5; % Zona sísmica 5 = 0.4g
ip=2; % Region Sierra
Importancia = 1.0; % Factor de importancia
R = 8; % Factor de reduccion de la fuerza sísmica
Cd = 5; % ASCE 7 - 16 SCBF Tabla 12.2-1
omega=2; % Factor de Sobre resistencia SCBF( ASCE 7-16 Tabla 12.2-1 )
Dibujar = 1; % 1 para dibujar el espectro // 2 no dibujar
fip=1;fie=1.0; % Factores de planta y elevacion
zeda=0.05; % Amortiguamiento
Tipo_Estr =2; %1 estructuras de acero sin arriostramiento; 2 con arriostramiento
              % 3 estructuras de hormigón sin muros ni diagonales; 4 con
              % muros y diadonales rigidizadoras y estructuras basadas en
              % estos
% Tipo_Estr =1 Acero sin arriostramientos // Tipo_Estr =2 Acero con arriostramiento

```

```

% Tipo_Estr =3 Hormigon armado sin arriostramientos // Tipo_Estr =4 Hormigon
armado con arriostramiento
Espectro=[is iz ip Importancia R fip fie zeda Tipo_Estr Dibujar]; % Datos para el
espectro NEC 1

%% ..... ANALISIS SISMICO DE LA ESTRUCTURA
.....
[M_Masa, M_Rigidez_Sis, T, T_Nec, Cort_Sis, Fuerzas_Sis, Derivas,
Desp_Inelast]=Analisis_Sismico_Porticos_Diag_Excentricas(sv,sp,mar_Enlace,Long_Enla
ce,qp,Sec_VG_COL,Elem_Sec_VG_COL,ELEM_DIAG,Materiales,Espectro,Tconex);

%% ..... PERIODOS
.....
disp('Los periodos de vibración en segundos con CEINCI-LAB son:')
T % seg
disp('El periodo de vibración fundamental en segundos NEC 15 es:')
T_Nec % seg

%% ..... INDICE DE ESTABILIDAD
.....
Metodo = 2; % 1 Modal Espectral Nec 15 // 2 Lineal Estático Nec 15
% [Teta, Teta2, Teta_Admisible]=Indice_Estabilidad_Sismo(CM, CV, Long_Piso, sp,
Importancia, Cd, Metodo, Cort_Sis, Desp_Inelast, Uso_Conexion)
[Teta, Teta2, Teta_Admisible]=Indice_Estabilidad_Sismo_V2(CM, CV, Long_Piso, sp, R,
Metodo, Cort_Sis, Desp_Inelast, Uso_Conexion); %NEC 15

%% Indice de Columna-Fuerte viga Debil
% .....
[L,seno,coseno]=longitud(X,Y,NI,NJ); %long. de @elem, seno y coseno
num_Diag_Total =size(mar_Enlace,1)*2;
nuVG_COL_DIAG=nudt+num_Diag_Total;
% Inicio y fin de cada tipo de elemento
Inic_Fin_COL_VG=[1,nudt-num_Enlaces];
Inic_Fin_DIAG=[Inic_Fin_COL_VG(1,2)+1,Inic_Fin_COL_VG(1,2)+num_Diag_Total];
Inic_Fin_Enlace=[Inic_Fin_DIAG(1,2)+1,nuVG_COL_DIAG];
[Seccion,Elem_Tipo_Prop2,Z_ELEM,th_ELEM]=Diferentes_Vg_COL(nuVG_COL_DIAG,Sec_VG_COL
,Elem_Sec_VG_COL,Uso_Conexion,Fy,Es,L);
%Seccion=[ELEMENTO, Área, Inercia, NUMEROS DE ELEMENTOS A CREAR, INCREMENTO EN
NUMERO DE ELEMENTO]
[ELEM]=gelem_portico(Seccion);

Capacidad_sum_Z_columna_viga=relacion_sum_Z_columna_viga(coseno,nr,nudcol,X,Y,NI,NJ
,Z_ELEM,Elem_Tipo_Prop2,Sec_VG_COL);
dibujo_relacion_sum_Z_columna_viga(X,Y,NI,NJ,Capacidad_sum_Z_columna_viga)

%% ..... ANÁLISIS ESTÁTICO
.....
% Restricciones de apoyo
aux=length(sv);
for i=1:aux+1
    RES(i,:)= [i 1 1 1]; %Nudos restringidos del portico con diagonales
end
[CG,ngl]=cg(nod,nr,RES); %Calcula los grados de libertad 3 por nudo
dibujogdl(X,Y,NI,NJ,CG) %Dibujo de grados de libertad para análisis estático

[VC]=vc(NI,NJ,CG); %Vector de colocación

%% ..... MATRIZ DE RIGIDEZ
.....
%% Matriz de Rigidez
% Contribución de Elementos de Vigas y Columnas
ELEM_ACP=ELEM(Inic_Fin_COL_VG(1,1):Inic_Fin_COL_VG(1,2),:);
L_ACP=L(:,Inic_Fin_COL_VG(1,1):Inic_Fin_COL_VG(1,2));
seno_ACP=seno(:,Inic_Fin_COL_VG(1,1):Inic_Fin_COL_VG(1,2));
coseno_ACP=coseno(:,Inic_Fin_COL_VG(1,1):Inic_Fin_COL_VG(1,2));
% ... En la union de la viga - columna se libera momentos para hacer una
% conexion a corte que permite grandes rotaciones
VC_ACP=VC(Inic_Fin_COL_VG(1,1):Inic_Fin_COL_VG(1,2),:);
% .....
[K_ACP]=krigidez_acero(ngl,ELEM_ACP,L_ACP,seno_ACP,coseno_ACP,VC_ACP,Es); %Matriz
de rigidez de columnas y vigas
% Contribución de Elementos Diagonales de Acero
L_ACD=L(:,Inic_Fin_DIAG(1,1):Inic_Fin_DIAG(1,2));
seno_ACD=seno(:,Inic_Fin_DIAG(1,1):Inic_Fin_DIAG(1,2));
coseno_ACD=coseno(:,Inic_Fin_DIAG(1,1):Inic_Fin_DIAG(1,2));
    if Tconex==0

```



```

ELEM_ACD=ELEM_DIAG(Inic_Fin_DIAG(1,1):Inic_Fin_DIAG(1,2),1);
%.....IMPORTANTE Solo Área
VC_ACD=VC(Inic_Fin_DIAG(1,1):Inic_Fin_DIAG(1,2),[1,2,4,5]);
%.....IMPORTANTE IGNORO GRADOS DE LIBERTAD DE GIRO
[K_ACD]=krigidez(ngl,ELEM_ACD,L_ACD,seno_ACD,coseno_ACD,VC_ACD,Es);

VC_ACD2=[VC(Inic_Fin_DIAG(1,1):Inic_Fin_DIAG(1,2),[1,2]),0*VC(Inic_Fin_DIAG(1,1):Inic_Fin_DIAG(1,2),[3]),VC(Inic_Fin_DIAG(1,1):Inic_Fin_DIAG(1,2),[4,5]),0*VC(Inic_Fin_DIAG(1,1):Inic_Fin_DIAG(1,2),[6])];
else
ELEM_ACD=ELEM_DIAG(Inic_Fin_DIAG(1,1):Inic_Fin_DIAG(1,2),:);
%.....IMPORTANTE Solo Área
VC_ACD=VC(Inic_Fin_DIAG(1,1):Inic_Fin_DIAG(1,2),:); %.....IMPORTANTE
% TODOS LOS GRADOS DE LIBERTAD
[K_ACD]=krigidez_acero(ngl,ELEM_ACD,L_ACD,seno_ACD,coseno_ACD,VC_ACD,Es);
VC_ACD2=VC_ACD;
end
% Contribución de Elementos de Enlace
[ELEME]=ELEM(Inic_Fin_Enlace(1,1):Inic_Fin_Enlace(1,2),:);nmiembro=Inic_Fin_Enlace(1,1);
LE=L(Inic_Fin_Enlace(1,1):Inic_Fin_Enlace(1,2));senE=seno(Inic_Fin_Enlace(1,1):Inic_Fin_Enlace(1,2));cosE=coseno(Inic_Fin_Enlace(1,1):Inic_Fin_Enlace(1,2));VCE=VC(Inic_Fin_Enlace(1,1):Inic_Fin_Enlace(1,2),:);
[K_ACE]=krigidez_arm(ngl,ELEME,LE,senE,cosE,VCE,Es,CG,NI,NJ,nr,nmiembro);
%.....
KTT=K_ACP+K_ACD+K_ACE; %<----- MATRIZ "K" DE TODA LA ESTRUCTURA (T/m)
%.....
%% ..... CARGAS SÍSMICAS
.....
Metodo = 2; % 1 Modal Espectral Nec 15 // 2 Lineal Estático Nec 15
njc=np; % Número de juntas Cargadas
%
Ypisos=nonzeros(unique(Y));
oij=1;
uij=1;
for i=1:nod
if X(i)==0 && any(Y(i)==Ypisos)
Nudos_Izquierda(oij)=i;
oij=1+oij;
end
if X(i)==max(X) && any(Y(i)==Ypisos)
Nudos_Derecha(uij)=i;
uij=1+uij;
end
end
%% Sentido de izquierda a derecha (Positivo)
F = [[Nudos_Izquierda]' Fuerzas_Sis(:,Metodo) zeros(np,1) zeros(np,1)]; % F = [Nudo cargado, FH, FV, Momento]
datos=0;
nmc=0; % Número de miembros cargados
Fm=0; %Elem carg, carga, código, elem a gener, incr numero elemento
[Q_Sismo,Q2_Sismo]=cargas_arm(njc,nmc,ngl,L,seno,coseno,CG,VC,F,Fm,datos,nr,NI,NJ);
% [Q,Q2]=cargas(njc,nmc,ngl,L,seno,coseno,CG,VC,F,Fm,datos);
% Desplazamientos y Giros
q_Sismo=KTT\Q_Sismo;
% Fuerzas y momentos finales en los elementos
nmiembro= 1; % Número del Primer elemento a partir del cual se calcula la contribución a la matriz de rigidez

[Fuerzas_Elementos_Sismo_COL_VG]=fuerzas_acero_arm1_V2(ngl,ELEM_ACP,L_ACP,seno_ACP,coseno_ACP,VC_ACP,Es,q_Sismo,Q2_Sismo(Inic_Fin_COL_VG(1,1):Inic_Fin_COL_VG(1,2),:),CG,nr,NI,NJ,nmiembro,RES);

nmiembro= 1; % Número del Primer elemento a partir del cual se calcula la contribución a la matriz de rigidez
ELEM_ACD2=ELEM_DIAG(Inic_Fin_DIAG(1,1):Inic_Fin_DIAG(1,2),:);
RES_ACD=0;
% Fuerzas y momentos finales en las diagonales

[Fuerzas_Elementos_Sismo_DG]=fuerzas_acero_arm1_V2(ngl,ELEM_ACD2,L_ACD,seno_ACD,coseno_ACD,VC_ACD2,Es,q_Sismo,Q2_Sismo(Inic_Fin_DIAG(1,1):Inic_Fin_DIAG(1,2),:),CG,nr,NI,NJ,nmiembro,RES_ACD);

% Fuerzas en enlace
nmiembro=1;
RES_E=0;

```

```

[FA_EN]=fuerzas_acero_arm1_V2(ngl,ELEME,LE,senE,cosE,VCE,Es,q_Sismo,Q2_Sismo(Inic_F
in_Enlace(1,1):Inic_Fin_Enlace(1,2),:),CG,nr,NI,NJ,nmiembro,RES_E);

% Fuerzas y momentos finales en toda la estructura
Fuerzas_Elementos_Sismo_P=[Fuerzas_Elementos_Sismo_COL_VG;Fuerzas_Elementos_Sismo_D
G;FA_EN];

%% Sentido de derecha a izquierda (Negativo)
F = [[Nudos_Derecha]' -Fuerzas_Sis(:,Metodo) zeros(np,1) zeros(np,1)]; % F = [Nudo
cargado, FH, FV, Momento]
[Q_Sismo,Q2_Sismo]=cargas_arm(njc,nmc,ngl,L,seno,coseno,CG,VC,F,Fm,datos,nr,NI,NJ);
% [Q,Q2]=cargas(njc,nmc,ngl,L,seno,coseno,CG,VC,F,Fm,datos);
% [Q,Q2]=cargas(njc,nmc,ngl,L,seno,coseno,CG,VC,F,Fm,datos);
% Desplazamientos y Giros
q_Sismo=KTT\Q_Sismo;
% Fuerzas y momentos finales en los elementos
nmiembro= 1; % Número del Primer elemento a partir del cual se calcula
la contribución a la matriz de rigidez

[Fuerzas_Elementos_Sismo_COL_VG]=fuerzas_acero_arm1_V2(ngl,ELEM_ACP,L_ACP,seno_ACP,
coseno_ACP,VC_ACP,Es,q_Sismo,Q2_Sismo(Inic_Fin_COL_VG(1,1):Inic_Fin_COL_VG(1,2),:),
CG,nr,NI,NJ,nmiembro,RES);

nmiembro= 1; % Número del Primer elemento a partir del cual se calcula
la contribución a la matriz de rigidez
ELEM_ACD2=ELEM_DIAG(Inic_Fin_DIAG(1,1):Inic_Fin_DIAG(1,2),:);
RES_ACD=0;
% Fuerzas y momentos finales en las diagonales

[Fuerzas_Elementos_Sismo_DG]=fuerzas_acero_arm1_V2(ngl,ELEM_ACD2,L_ACD,seno_ACD,cos
eno_ACD,VC_ACD2,Es,q_Sismo,Q2_Sismo(Inic_Fin_DIAG(1,1):Inic_Fin_DIAG(1,2),:),CG,nr,
NI,NJ,nmiembro,RES_ACD);

% Fuerzas en enlace
nmiembro=1;
RES_E=0;

[FA_EN]=fuerzas_acero_arm1_V2(ngl,ELEME,LE,senE,cosE,VCE,Es,q_Sismo,Q2_Sismo(Inic_F
in_Enlace(1,1):Inic_Fin_Enlace(1,2),:),CG,nr,NI,NJ,nmiembro,RES_E);
% Fuerzas y momentos finales en toda la estructura
Fuerzas_Elementos_Sismo_N=[Fuerzas_Elementos_Sismo_COL_VG;Fuerzas_Elementos_Sismo_D
G;FA_EN];
% Fuerzas y momentos finales sismic@s positivo=P y negativo=N en la estructura con
diagonales
Fuerzas_Elementos_Sismo{1,1}=Fuerzas_Elementos_Sismo_P;
Fuerzas_Elementos_Sismo{2,1}=Fuerzas_Elementos_Sismo_N;

%% ..... CARGAS GRAVITACIONALES
.....
% Identificar en el piso donde se encuentra cada diagonal
mar_pis=nr-1; % vanos en cada piso
for j=1:np
for i=1:num_Enlaces
if j==1
if mar_Enlace(i)<=mar_pis*j
Piso_Enlaces(i,1)=j;
end
else
if mar_Enlace(i)>mar_pis*(j-1) && mar_Enlace(i)<=mar_pis*j
Piso_Enlaces(i,1)=j;
end
end
end
end

%.....
njc=0; % Número de juntas Cargadas
F = 0; % F = [Nudo cargado, FH, FV, Momento]
datos=0;
nmc=nudvg; % Número de miembros cargados
ui=1;
for i=1:np
for j=1:nv*2
Fm_CM(ui,:)=[nudcol+ui CM(i,1) 1 0 0]; %Elem carg, carga, código, elem a gener,
incr numero elemento

```

```

Fm_CV(ui,:)=nudcol+ui CV(i,1) 1 0 0]; %Elem carg, carga, código, elem a gener,
incr numero elemento
ui=ui+1;
end
end
for u=1:num_Enlaces
Fm_CM(ui,:)=Inic_Fin_Enlace(1,1)+u-1 CM(Piso_Enlaces(u,1),1) 1 0 0]; %Elem
carg, carga, código, elem a gener, incr numero elemento
Fm_CV(ui,:)=Inic_Fin_Enlace(1,1)+u-1 CV(Piso_Enlaces(u,1),1) 1 0 0]; %Elem
carg, carga, código, elem a gener, incr numero elemento
ui=ui+1;
end

[Q_CM,Q2_CM]=cargas_arm(njc,nmc,ngl,L,seno,coseno,CG,VC,F,Fm_CM,datos,nr,NI,NJ);
[Q_CV,Q2_CV]=cargas_arm(njc,nmc,ngl,L,seno,coseno,CG,VC,F,Fm_CV,datos,nr,NI,NJ);
% [Q,Q2]=cargas(njc,nmc,ngl,L,seno,coseno,CG,VC,F,Fm,datos);
% Desplazamientos y Giros
q_CM=KTT\Q_CM;
q_CV=KTT\Q_CV;
% Fuerzas y momentos finales en los elementos
nmiembro= 1; % Número del Primer elemento a partir del cual se calcula la
contribución a la matriz de rigidez

%% Fuerzas y momentos finales por carga muerta == CM
% Fuerzas y momentos finales en columnas y vigas
[Fuerzas_Elementos_CM_COL_VG]=fuerzas_acero_arm1_V2(ngl,ELEM_ACP,L_ACP,seno_ACP,cos
eno_ACP,VC_ACP,Es,q_CM,Q2_CM(Inic_Fin_COL_VG(1,1):Inic_Fin_COL_VG(1,2),:),CG,nr,NI,
NJ,nmiembro,RES);
% Fuerzas y momentos finales en diagonales
[Fuerzas_Elementos_CM_DG]=fuerzas_acero_arm1_V2(ngl,ELEM_ACD2,L_ACD,seno_ACD,coseno
_ACD,VC_ACD2,Es,q_CM,Q2_CM(Inic_Fin_DIAG(1,1):Inic_Fin_DIAG(1,2),:),CG,nr,NI,NJ,nmi
embro,RES_ACD);
% Fuerzas y momentos finales en Enlaces
[Fuerzas_Elementos_CM_EN]=fuerzas_acero_arm1_V2(ngl,ELEME,LE,senE,cosE,VCE,Es,q_CM,
Q2_CM(Inic_Fin_Enlace(1,1):Inic_Fin_Enlace(1,2),:),CG,nr,NI,NJ,nmiembro,RES_E);
% Fuerzas y momentos finales en toda la estructura
Fuerzas_Elementos_CM=[Fuerzas_Elementos_CM_COL_VG;Fuerzas_Elementos_CM_DG;Fuerzas_E
lementos_CM_EN];

%% Fuerzas y momentos finales por carga viva == CV
% Fuerzas y momentos finales en columnas y vigas
[Fuerzas_Elementos_CV_COL_VG]=fuerzas_acero_arm1_V2(ngl,ELEM_ACP,L_ACP,seno_ACP,cos
eno_ACP,VC_ACP,Es,q_CV,Q2_CV(Inic_Fin_COL_VG(1,1):Inic_Fin_COL_VG(1,2),:),CG,nr,NI,
NJ,nmiembro,RES);
% Fuerzas y momentos finales en diagonales
[Fuerzas_Elementos_CV_DG]=fuerzas_acero_arm1_V2(ngl,ELEM_ACD2,L_ACD,seno_ACD,coseno
_ACD,VC_ACD2,Es,q_CV,Q2_CV(Inic_Fin_DIAG(1,1):Inic_Fin_DIAG(1,2),:),CG,nr,NI,NJ,nmi
embro,RES_ACD);
% Fuerzas y momentos finales en Enlaces
[Fuerzas_Elementos_CV_EN]=fuerzas_acero_arm1_V2(ngl,ELEME,LE,senE,cosE,VCE,Es,q_CV,
Q2_CV(Inic_Fin_Enlace(1,1):Inic_Fin_Enlace(1,2),:),CG,nr,NI,NJ,nmiembro,RES_E);
% Fuerzas y momentos finales en toda la estructura
Fuerzas_Elementos_CV=[Fuerzas_Elementos_CV_COL_VG;Fuerzas_Elementos_CV_DG;Fuerzas_E
lementos_CV_EN];

%% ..... COMBINACIONES DE CASOS DE CARGA
.....
[Combinaciones,
Envolvente]=Combinacion_Cargas(Fuerzas_Elementos_CM,Fuerzas_Elementos_CV,Fuerzas_El
ementos_Sismo);

%% ..... CARGAS SÍSMICAS CON FACTOR DE SOBRESISTENCIA
.....
Metodo = 2; % 1 Modal Espectral Nec 15 // 2 Lineal Estático Nec 15
njc=np; % Número de juntas Cargadas

% Sentido de izquierda a derecha
F = [[Nudos_Izquierda]' omega*Fuerzas_Sis(:,Metodo) zeros(np,1) zeros(np,1)]; % F =
[Nudo cargado, FH, FV, Momento]
datos=0;
nmc=0; % Número de miembros cargados
Fm=0; %Elem carg, carga, código, elem a gener, incr numero elemento
[Q_Sismo,Q2_Sismo]=cargas_arm(njc,nmc,ngl,L,seno,coseno,CG,VC,F,Fm,datos,nr,NI,NJ);
% [Q,Q2]=cargas(njc,nmc,ngl,L,seno,coseno,CG,VC,F,Fm,datos);
% Desplazamientos y Giros
q_Sismo_omega=KTT\Q_Sismo;

```

```

nmiembro= 1; % Número del Primer elemento a partir del cual se calcula la
contribución a la matriz de rigidez
% Fuerzas y momentos finales en los elementos

[Fuerzas_Elementos_Sismo_omega_COL_VG]=fuerzas_acero_arm1_V2(ngl,ELEM_ACP,L_ACP,sen
o_ACP,coseno_ACP,VC_ACP,Es,q_Sismo_omega,Q2_Sismo(Inic_Fin_COL_VG(1,1):Inic_Fin_COL
_VG(1,2),:),CG,nr,NI,NJ,nmiembro,RES);
% Fuerzas y momentos finales en las diagonales

[Fuerzas_Elementos_Sismo_omega_DG]=fuerzas_acero_arm1_V2(ngl,ELEM_ACD2,L_ACD,seno_A
CD,coseno_ACD,VC_ACD2,Es,q_Sismo_omega,Q2_Sismo(Inic_Fin_DIAG(1,1):Inic_Fin_DIAG(1,
2),:),CG,nr,NI,NJ,nmiembro,RES_ACD);
% Fuerzas en enlace

[Fuerzas_Elementos_Sismo_omega_EN]=fuerzas_acero_arm1_V2(ngl,ELEME,LE,senE,cosE,VCE
,Es,q_Sismo_omega,Q2_Sismo(Inic_Fin_Enlace(1,1):Inic_Fin_Enlace(1,2),:),CG,nr,NI,NJ
,nmiembro,RES_E);
% Fuerzas y momentos finales en toda la estructura
Fuerzas_Elementos_Sismo_P_omega=[Fuerzas_Elementos_Sismo_omega_COL_VG;Fuerzas_Eleme
ntos_Sismo_omega_DG;Fuerzas_Elementos_Sismo_omega_EN];

%% Sentido de derecha a izquierda
F = [[Nudos_Derecha]' -omega*Fuerzas_Sis(:,Metodo) zeros(np,1) zeros(np,1)]; % F =
[Nudo cargado, FH, FV, Momento]
[Q_Sismo,Q2_Sismo]=cargas_arm(njc,nmc,ngl,L,seno,coseno,CG,VC,F,Fm,datos,nr,NI,NJ);
% [Q,Q2]=cargas(njc,nmc,ngl,L,seno,coseno,CG,VC,F,Fm,datos);
% Desplazamientos y Giros
q_Sismo_omega=KTT\Q_Sismo;
nmiembro= 1; % Número del Primer elemento a partir del cual se calcula la
contribución a la matriz de rigidez
% Fuerzas y momentos finales en los elementos

[Fuerzas_Elementos_Sismo_N_omega_COL_VG]=fuerzas_acero_arm1_V2(ngl,ELEM_ACP,L_ACP,s
eno_ACP,coseno_ACP,VC_ACP,Es,q_Sismo_omega,Q2_Sismo(Inic_Fin_COL_VG(1,1):Inic_Fin_C
OL_VG(1,2),:),CG,nr,NI,NJ,nmiembro,RES);
% Fuerzas y momentos finales en las diagonales

[Fuerzas_Elementos_Sismo_N_omega_DG]=fuerzas_acero_arm1_V2(ngl,ELEM_ACD2,L_ACD,seno
_ACD,coseno_ACD,VC_ACD2,Es,q_Sismo_omega,Q2_Sismo(Inic_Fin_DIAG(1,1):Inic_Fin_DIAG(
1,2),:),CG,nr,NI,NJ,nmiembro,RES_ACD);
% Fuerzas en enlace

[Fuerzas_Elementos_Sismo_N_omega_EN]=fuerzas_acero_arm1_V2(ngl,ELEME,LE,senE,cosE,V
CE,Es,q_Sismo_omega,Q2_Sismo(Inic_Fin_Enlace(1,1):Inic_Fin_Enlace(1,2),:),CG,nr,NI,
NJ,nmiembro,RES_E);
% Fuerzas y momentos finales en toda la estructura
Fuerzas_Elementos_Sismo_N_omega=[Fuerzas_Elementos_Sismo_N_omega_COL_VG;Fuerzas_Ele
mentos_Sismo_N_omega_DG;Fuerzas_Elementos_Sismo_N_omega_EN];

% Fuerzas y momentos finales sismic@s positivo=P y negativo=N en la estructura con
diagonales
Fuerzas_Elementos_Sismo_omega{1,1}=Fuerzas_Elementos_Sismo_P_omega;
Fuerzas_Elementos_Sismo_omega{2,1}=Fuerzas_Elementos_Sismo_N_omega;

%% ..... COMBINACIONES DE CARGA CON SOBRERRESISTENCIA
.....
[Combinaciones_omega,
Envolvente_omega]=Combinacion_Cargas(Fuerzas_Elementos_CM,Fuerzas_Elementos_CV,Fuer
zas_Elementos_Sismo_omega);

%% ..... COMPACIDAD DE ELEMENTOS CONSIDERANDO SMF * AISC -
341-16 .....
ELEM_COMP=[ELEM_ACP;ELEM_ACD2;ELEME];
[Compacidad, Lambda,
relacion_aspecto]=Compacidad_Elementos_Diag_Excentricas(nudcol,Inic_Fin_COL_VG,Inic
_Fin_DIAG,Inic_Fin_Enlace,Es,Fy,Ry,ELEM_COMP,Elem_Tipo_Prop2,Sec_VG_COL,Envolvente_
omega,Dimensiones_Diag);
dibujo_Compacidad(X,Y,NI,NJ, Compacidad)
% HD=Altamente ductil // MD = Moderadamente Ductil // ND = No Ductil

%% ..... CAPACIDAD DE ELEMENTOS DE ACERO
.....
Z_ELEM_COMP=[Z_ELEM];
Z_ELEM_COMP(Inic_Fin_DIAG(1,1):Inic_Fin_DIAG(1,2))=ELEM_Z_Diag(Inic_Fin_DIAG(1,1):I
nic_Fin_DIAG(1,2),1);
for j=1:num_Diag_Total

```

```

Seccion_Diag2(j,1:5)=[Inic_Fin_DIAG(1,1)+j-1 ELEM_DIAG(Inic_Fin_DIAG(1,1)+j-1,1:2)
j 0]; % Nota en esta matriz la 4ta columna numera las diagonales
end
Seccion2=[Seccion];
Seccion2(Inic_Fin_DIAG(1,1):Inic_Fin_DIAG(1,2),1:5)=Seccion_Diag2(:,1:5);
[Ki]=Factor_K_Long_Efectiva_Diag(coseno,nr,nudcol,X,Y,NI,NJ,L,ELEM); %Factor K de
longitud efectiva considerando diagonales
% Capacidad e los elementos de acero de la estructura
[phi_Pn,phi_Vn,phi_Mn,Longitudes]=Capacidad_Elementos_Acero_Diag_Excentricas(Es,Fy,
Ry,Z_ELEM_COMP,Seccion2,L,Elem_Tipo_Prop2,Sec_VG_COL,Dimensiones_Diag,Ki,coseno,num
_viga,Inic_Fin_Enlace);
% Arriostrar a los elementos con una longitud menor al minimo entre (Lp, Lb)

%% ..... Verificacion de la capacidad axial de las columnas con
sobre resistencia .....
for i=1:nudcol
    D_C_Axial_omega(i,1)=max([abs(Envolvente_omega{1,1}(i,1));
abs(Envolvente_omega{1,2}(i,1))])/ phi_Pn(i,1); % Nudo inicial
    D_C_Axial_omega(i,2)=max([abs(Envolvente_omega{1,1}(i,4));
abs(Envolvente_omega{1,2}(i,4))])/ phi_Pn(i,1); % Nudo final
end
dibujo_Demanda_Capacidad_Axial_Columnas_Sobre_resistencia(X,Y,NI,NJ,D_C_Axial_omega
);

for i=1:nuVG_COL_DIAG
    D_C_Axial(i,1)=max([abs(Envolvente{1,1}(i,1)); abs(Envolvente{1,2}(i,1))])/
phi_Pn(i,1); % Nudo inicial
    D_C_Axial(i,2)=max([abs(Envolvente{1,1}(i,4)); abs(Envolvente{1,2}(i,4))])/
phi_Pn(i,1); % Nudo final

    D_C_Corte(i,1)=max([abs(Envolvente{1,1}(i,2)); abs(Envolvente{1,2}(i,2))])/
phi_Vn(i,1); % Nudo inicial
    D_C_Corte(i,2)=max([abs(Envolvente{1,1}(i,5)); abs(Envolvente{1,2}(i,5))])/
phi_Vn(i,1); % Nudo final

    D_C_Flexion(i,1)=max([abs(Envolvente{1,1}(i,3)); abs(Envolvente{1,2}(i,3))])/
phi_Mn(i,1); % Nudo inicial
    D_C_Flexion(i,2)=max([abs(Envolvente{1,1}(i,6)); abs(Envolvente{1,2}(i,6))])/
phi_Mn(i,1); % Nudo final

    D_C_Pn_vf(i,1)=max(D_C_Axial(i,1),D_C_Axial(i,2));
    D_C_Vn_vf(i,1)=max(D_C_Corte(i,1),D_C_Corte(i,2));
    D_C_Mn_vf(i,1)=max(D_C_Flexion(i,1),D_C_Flexion(i,2));

    if D_C_Pn_vf(i,1)<0.2
        D_C_Flexo_Compr(i,1) = D_C_Pn_vf(i,1)/2+D_C_Mn_vf(i,1);
    else
        D_C_Flexo_Compr(i,1) = D_C_Pn_vf(i,1)+8/9*D_C_Mn_vf(i,1);
    end
end

%% Dibujos de Demanda/Capacidad
dibujo_Demanda_Capacidad_Flexo_Compresion(X,Y,NI,NJ,D_C_Flexo_Compr);
dibujo_Demanda_Capacidad_Cortante(X,Y,NI,NJ,D_C_Vn_vf);

%% Diseño por capacidad
% Nudo inicial y final de cada enlace
Nudos_Enlace=nonzeros(NJ2);
Num_inicio_Enlaces = nuVG_COL_DIAG-num_Enlaces+1;
Num_fin_Enlaces = nuVG_COL_DIAG;

for i=1:num_Enlaces
    NI_enlace(i,1)=Nudos_Enlace(2*i-1);
    NJ_enlace(i,1)=Nudos_Enlace(2*i);
    Vn_Enlaces(i,1)=phi_Vn(Num_inicio_Enlaces+i-1)/0.9;
    Mn_Enlaces(i,1)=phi_Mn(Num_inicio_Enlaces+i-1)/0.9;

    V_MP(i,1) = 1.25*Ry*Vn_Enlaces(i,1);
    M_MP(i,1) = V_MP(i,1)*L(Num_inicio_Enlaces+i-1)/2;

    Corte_NI(i,1)=-V_MP(i,1);

    Corte_Enlace(2*i-1,1)=-V_MP(i,1);
    Corte_Enlace(2*i,1)=V_MP(i,1);
    Momento_Enlace(2*i-1,1)=-M_MP(i,1);
    Momento_Enlace(2*i,1)=-M_MP(i,1);
end

```

```

end

%% Suponiendo sismo en Sentido de izquierda a derecha (Positivo)
njc=num_Enlaces;
F_Cap_P = [NI_enlace zeros(num_Enlaces,1) 2*Corte_NI zeros(num_Enlaces,1)]; % F =
[Nudo cargado, FH, FV, Momento]
datos=0;
nmc=0; % Número de miembros cargados
Fm=0; %Elem carg, carga, código, elem a gener, incr numero elemento
[Q_Capacidad,Q2_Capacidad]=cargas_arm(njc,nmc,ngl,L,seno,coseno,CG,VC,F_Cap_P,Fm,da
tos,nr,NI,NJ);% [Q,Q2]=cargas(njc,nmc,ngl,L,seno,coseno,CG,VC,F,Fm,datos);
% Desplazamientos y Giros
q_Capacidad=KTT\Q_Capacidad;
% Fuerzas y momentos finales en los elementos
nmiembro= 1; % Número del Primer elemento a partir del cual se calcula
la contribución a la matriz de rigidez

[Fuerzas_Elementos_Capacidad_COL_VG]=fuerzas_acero_arm1_V2(ngl,ELEM_ACP,L_ACP,seno_
ACP,coseno_ACP,VC_ACP,Es,q_Capacidad,Q2_Capacidad(Inic_Fin_COL_VG(1,1):Inic_Fin_COL
_VG(1,2),:),CG,nr,NI,NJ,nmiembro,RES);

nmiembro= 1; % Número del Primer elemento a partir del cual se calcula
la contribución a la matriz de rigidez
ELEM_ACD2=ELEM_DIAG(Inic_Fin_DIAG(1,1):Inic_Fin_DIAG(1,2),:);
RES_ACD=0;
% Fuerzas y momentos finales en las diagonales

[Fuerzas_Elementos_Capacidad_DG]=fuerzas_acero_arm1_V2(ngl,ELEM_ACD2,L_ACD,seno_ACD
,coseno_ACD,VC_ACD2,Es,q_Capacidad,Q2_Capacidad(Inic_Fin_DIAG(1,1):Inic_Fin_DIAG(1
,2),:),CG,nr,NI,NJ,nmiembro,RES_ACD);

% Fuerzas en enlace
nmiembro=1;
RES_E=0;

[FA_EN]=fuerzas_acero_arm1_V2(ngl,ELEME,LE,senE,cosE,VCE,Es,q_Capacidad,Q2_Capacida
d(Inic_Fin_Enlace(1,1):Inic_Fin_Enlace(1,2),:),CG,nr,NI,NJ,nmiembro,RES_E);

% Fuerzas y momentos finales en toda la estructura
Fuerzas_Elementos_Capacidad_P=[Fuerzas_Elementos_Capacidad_COL_VG;Fuerzas_Elementos
_Capacidad_DG;FA_EN];

%% Suponiendo sismo en Sentido de izquierda a derecha (Negativo)
F_Cap_N = [NJ_enlace zeros(num_Enlaces,1) 2*Corte_NI zeros(num_Enlaces,1)]; % F =
[Nudo cargado, FH, FV, Momento]
datos=0;
nmc=0; % Número de miembros cargados
Fm=0; %Elem carg, carga, código, elem a gener, incr numero elemento
[Q_Capacidad,Q2_Capacidad]=cargas_arm(njc,nmc,ngl,L,seno,coseno,CG,VC,F_Cap_N,Fm,da
tos,nr,NI,NJ);% [Q,Q2]=cargas(njc,nmc,ngl,L,seno,coseno,CG,VC,F,Fm,datos);
% Desplazamientos y Giros
q_Capacidad=KTT\Q_Capacidad;
% Fuerzas y momentos finales en los elementos
nmiembro= 1; % Número del Primer elemento a partir del cual se calcula
la contribución a la matriz de rigidez

[Fuerzas_Elementos_Capacidad_COL_VG]=fuerzas_acero_arm1_V2(ngl,ELEM_ACP,L_ACP,seno_
ACP,coseno_ACP,VC_ACP,Es,q_Capacidad,Q2_Capacidad(Inic_Fin_COL_VG(1,1):Inic_Fin_COL
_VG(1,2),:),CG,nr,NI,NJ,nmiembro,RES);

nmiembro= 1; % Número del Primer elemento a partir del cual se calcula
la contribución a la matriz de rigidez
ELEM_ACD2=ELEM_DIAG(Inic_Fin_DIAG(1,1):Inic_Fin_DIAG(1,2),:);
RES_ACD=0;
% Fuerzas y momentos finales en las diagonales

[Fuerzas_Elementos_Capacidad_DG]=fuerzas_acero_arm1_V2(ngl,ELEM_ACD2,L_ACD,seno_ACD
,coseno_ACD,VC_ACD2,Es,q_Capacidad,Q2_Capacidad(Inic_Fin_DIAG(1,1):Inic_Fin_DIAG(1
,2),:),CG,nr,NI,NJ,nmiembro,RES_ACD);

% Fuerzas en enlace
nmiembro=1;
RES_E=0;

[FA_EN]=fuerzas_acero_arm1_V2(ngl,ELEME,LE,senE,cosE,VCE,Es,q_Capacidad,Q2_Capacida
d(Inic_Fin_Enlace(1,1):Inic_Fin_Enlace(1,2),:),CG,nr,NI,NJ,nmiembro,RES_E);

```

```

% Fuerzas y momentos finales en toda la estructura
Fuerzas_Elementos_Capacidad_N=[Fuerzas_Elementos_Capacidad_COL_VG;Fuerzas_Elementos
_Capacidad_DG;FA_EN];

% Fuerzas y momentos finales sismic@s positivo=P y negativo=N en la estructura con
diagonales
Fuerzas_Elementos_Capacidad{1,1}=Fuerzas_Elementos_Capacidad_P;
Fuerzas_Elementos_Capacidad{2,1}=Fuerzas_Elementos_Capacidad_N;

%% ..... COMBINACIONES DE CARGA CAPACIDAD
.....
[Combinaciones_Capacidad,
Envolvente_Capacidad]=Combinacion_Cargas(Fuerzas_Elementos_CM,Fuerzas_Elementos_CV,
Fuerzas_Elementos_Capacidad);

for i=1:nuVG_COL_DIAG
    D_C_Axial_Cap(i,1)=max([abs(Envolvente_Capacidad{1,1}(i,1));
abs(Envolvente_Capacidad{1,2}(i,1))])/ phi_Pn(i,1); % Nudo inicial
    D_C_Axial_Cap(i,2)=max([abs(Envolvente_Capacidad{1,1}(i,4));
abs(Envolvente_Capacidad{1,2}(i,4))])/ phi_Pn(i,1); % Nudo final

    D_C_Corte_Cap(i,1)=max([abs(Envolvente_Capacidad{1,1}(i,2));
abs(Envolvente_Capacidad{1,2}(i,2))])/ phi_Vn(i,1); % Nudo inicial
    D_C_Corte_Cap(i,2)=max([abs(Envolvente_Capacidad{1,1}(i,5));
abs(Envolvente_Capacidad{1,2}(i,5))])/ phi_Vn(i,1); % Nudo final

    D_C_Flexion_Cap(i,1)=max([abs(Envolvente_Capacidad{1,1}(i,3));
abs(Envolvente_Capacidad{1,2}(i,3))])/ phi_Mn(i,1); % Nudo inicial
    D_C_Flexion_Cap(i,2)=max([abs(Envolvente_Capacidad{1,1}(i,6));
abs(Envolvente_Capacidad{1,2}(i,6))])/ phi_Mn(i,1); % Nudo final

    D_C_Pn_vf_Cap(i,1)=max(D_C_Axial_Cap(i,1),D_C_Axial_Cap(i,2));
    D_C_Vn_vf_Cap(i,1)=max(D_C_Corte_Cap(i,1),D_C_Corte_Cap(i,2));
    D_C_Mn_vf_Cap(i,1)=max(D_C_Flexion_Cap(i,1),D_C_Flexion_Cap(i,2));

    if D_C_Pn_vf_Cap(i,1)<0.2
        D_C_Flexo_Compr_Cap(i,1) = D_C_Pn_vf_Cap(i,1)/2+D_C_Mn_vf_Cap(i,1);
    else
        D_C_Flexo_Compr_Cap(i,1) = D_C_Pn_vf_Cap(i,1)+8/9*D_C_Mn_vf_Cap(i,1);
    end
end

%% Dibujos de Demanda/Capacidad
dibujo_Demanda_Capacidad_Flexo_Compresion(X,Y,NI,NJ,D_C_Flexo_Compr_Cap);
dibujo_Demanda_Capacidad_Cortante(X,Y,NI,NJ,D_C_Vn_vf_Cap);

%% Verificacion de la Conexion Viga - Columna
[sum_M_col,sum_M_vg,Capacidad_Vg_Col]=conexion_viga_columna_V2(Fy,Fu,coseno,nr,nudc
ol,X,Y,NI,NJ,L,Z_ELEM,Seccion,Elem_Tipo_Prop2,Sec_VG_COL,Fuerzas_Elementos_CM,Fuerz
as_Elementos_CV,Envolvente_omega);
dibujo_Capacidad_Viga_Columna(X,Y,NI,NJ,Capacidad_Vg_Col)

%% Peso
Peso=ELEM_COMP(:,1).*L'*7.85;

Peso_Total=0;
for i=1:nuVG_COL_DIAG
    Peso_Total=Peso_Total+Peso(i,1);
end

Peso_kg_m2=(Peso_Total/(Long_Piso*Ancho_Col*np))*1000;
Peso_kg_m2

```

5.4.3. Descripción de variables para programación en CEINCI-LAB.

sv	Vector de ingreso para longitud de vanos
sp	Vector que define la altura de pisos
np	Constante que define el número de pisos
Long_Piso	Constante que define la longitud horizontal de cada piso de la estructura
Ancho_Col	Constante que define el ancho colaborante del pórtico
Porc_viva	Constante que define la fracción de carga para el peso sísmico reactivo
Fy	Constante que representa el esfuerzo de fluencia del acero (T/m ²)
Es	Constante que representa el módulo de elasticidad del material (T/m ²)
Fu	Constante que representa el esfuerzo último del material (T/m ²)
Ry	Factor de fluencia probable que depende del tipo de acero de diseño
Uso_Conexion	Constante que define el tipo de conexión entre los miembros de la estructura
Sec_VG_COL	Vector de ingreso del tipo y tamaño de las secciones de los elementos
Elem_Sec_VG_COL	Vector de ingreso de asignación de tipo y tamaño de secciones
is	Constante que define el tipo de suelo de acuerdo con la NEC-15
iz	Constante que define la zona sísmica de acuerdo con la NEC-15
ip	Constante que define la región dónde está ubicada la estructura
Importancia	Constante que define la importancia de la estructura de acuerdo con la NEC-15
Cd	Constante que define el factor de amplificación de deflexiones según el ASCE 7-16
omega	Constante que define el factor de sobrerresistencia
fip	Constante que define la configuración en planta de la estructura
fie	Constante que define la configuración en elevación de la estructura
zeda	Constante que define el factor de amortiguamiento
Tipo_Estr	Constante que define el tipo de sistema estructural
F	Vector de ingreso para nudos cargados
Fm	Vector de ingreso para los miembros cargados
njc	Constante que representa el número de juntas cargadas
nmc	Constante que representa el número de miembros cargados
datos	Vector que contiene Momento Ni, Corte Ni, Momento Nf, Corte Nf, cuando el usuario ingresa las acciones de empotramiento perfecto
CM	Vector de ingreso para la carga permanente por piso (T/m)
CV	Vector de ingreso para la carga variable por piso (T/m)
DOF	Constante que define los nudos con los mismos grados de libertad horizontal en cada piso
nod	Constante que define el número de nudos de la estructura
nr	Constante que define el número de restricciones de la estructura
nudt	Constante que define el número total de elementos
Xcol	Coordenada X donde están las columnas
Ypisos	Coordenadas Y de cada nivel
X	Coordenadas X de los nudos
Y	Coordenadas Y de los nudos
NI	Vector que contiene los nudos iniciales de los elementos
NJ	Vector que contiene los nudos finales de los elementos

5.4.4. Funciones para el diseño de estructuras en base a la NEC-15 con CEINCI-LAB.

Función	Descripción
geometria_nudo_viga	Función que define pórticos regulares y considera un nudo en la mitad de la viga
glinea_portico2	Función que genera el nudo inicial y final de los elementos
gn_portico2	Función para generar el Nudo inicial y final de los elementos
cg_sismo2	Función que define las coordenadas generalizadas en un pórtico plano, considerando un sistema de un grado de libertad por piso
Analisis_Sismico_Porticos_V2	Función que realiza el análisis sísmico del pórtico (resumen: desplazamiento y derivas laterales, cortantes)
Indice_Estabilidad_Sismo_V3	Función que realiza análisis sísmico de un pórtico plano para definir su estabilidad
longitud(X,Y,NI,NJ)	Función que calcula longitud, seno y coseno de los elementos
Diferentes_Vg_COL	Función que genera secciones diferentes para vigas y columnas
gelem_portico	Función que genera los elementos de un pórtico plano
relacion_sum_Z_columna_viga	Función que determina la relación entre módulos plásticos de la sección de las columnas vs vigas
cg	Función que define las coordenadas generalizadas de un pórtico plano o almadura plan
dibujogdl	Función que dibuja una estructura plana considerando los grado de libertad
vc	Función que calcula el vector de colocación del pórtico plano
krigidez_acero	Función que define la rigidez de un elemento en coordenadas globales, contiene datos de la sección e inercia del elemento.
cargas_arm	Función que calculo el vector de cargas Q del pórtico plano con carga uniforme en los miembros
fuerzas_acero_arm1_V2	Función que contiene las fuerzas de los elementos de acero calculados con 6 grados de libertad en estructuras mixtas (acero-hormigón)
Combinacion_Cargas	Función que realiza las combinaciones de carga para diseño de acuerdo con la NEC-
Compacidad_Elementos	Función que permite calcular la compacidad de los elementos
dibujo_Compacidad	Función para dibujar la compacidad de los elementos del pórtico con colores (HD, MD, ND)
Factor_K_Long_Efectiva	Función que calcula la longitud efectiva de los elementos
Capacidad_Elementos_Acero_V3	Función para determinar la capacidad de los elementos: Axial, Corte y Flexo - Axial
Dibujos de demanda capacidad	Función para representar gráficamente la relación de demanda vs capacidad
conexión_viga_columna_V2	Función para determinar la relación de la capacidad de las columnas vs vigas
dibujo_Capacidad_Viga_Columna	Función para representar gráficamente la relación de capacidad de la capacidad de columnas vs vigas

5.4.5. Resultados de Ceinci Lab Ejes 2, A, B, C, D, E, F, sistema SMF.

Sentido X Eje 2

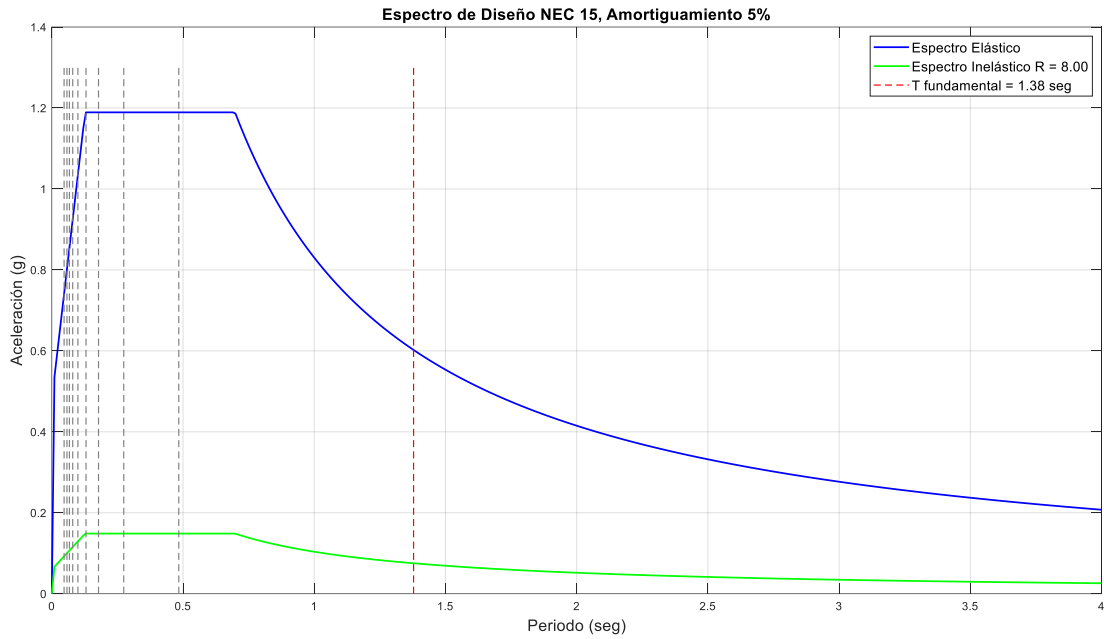
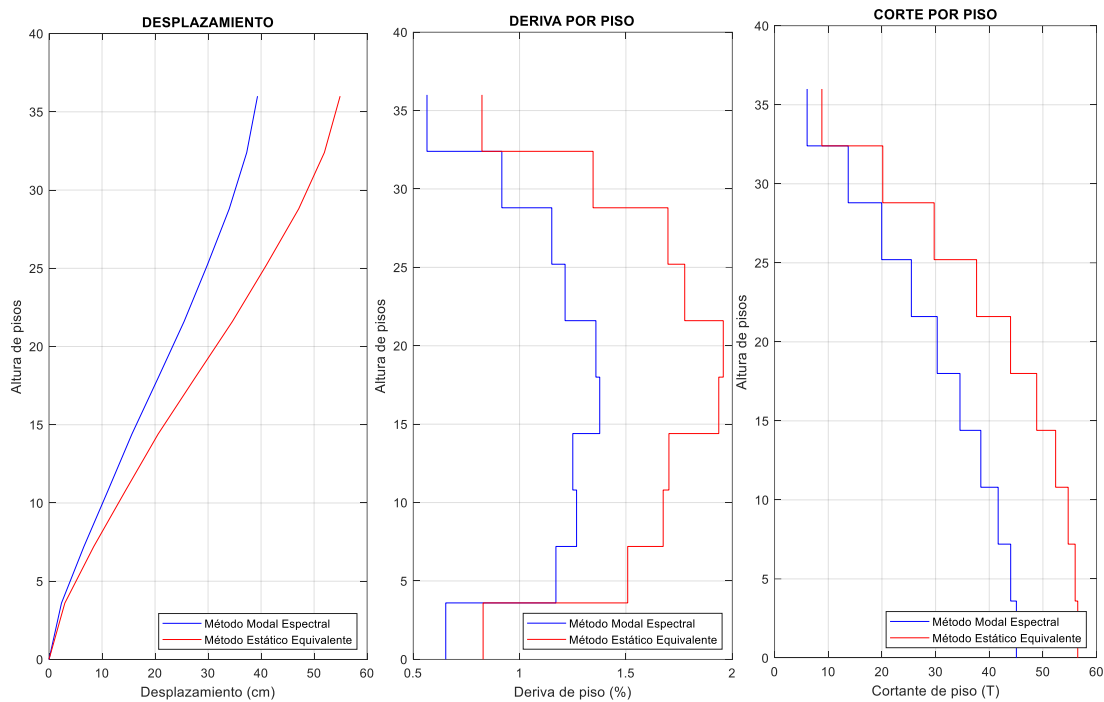


Figura 5-1 Espectro de diseño, Eje 2.

Fuente: Elaboración autónoma, 2022



a) Desplazamiento máximo. b) Derivas de piso. c) Cortante por piso.

Figura 5-2 Respuestas del análisis lineal, estructura de 10 pisos (SMF), Eje 2.

Fuente: Elaboración autónoma, 2022

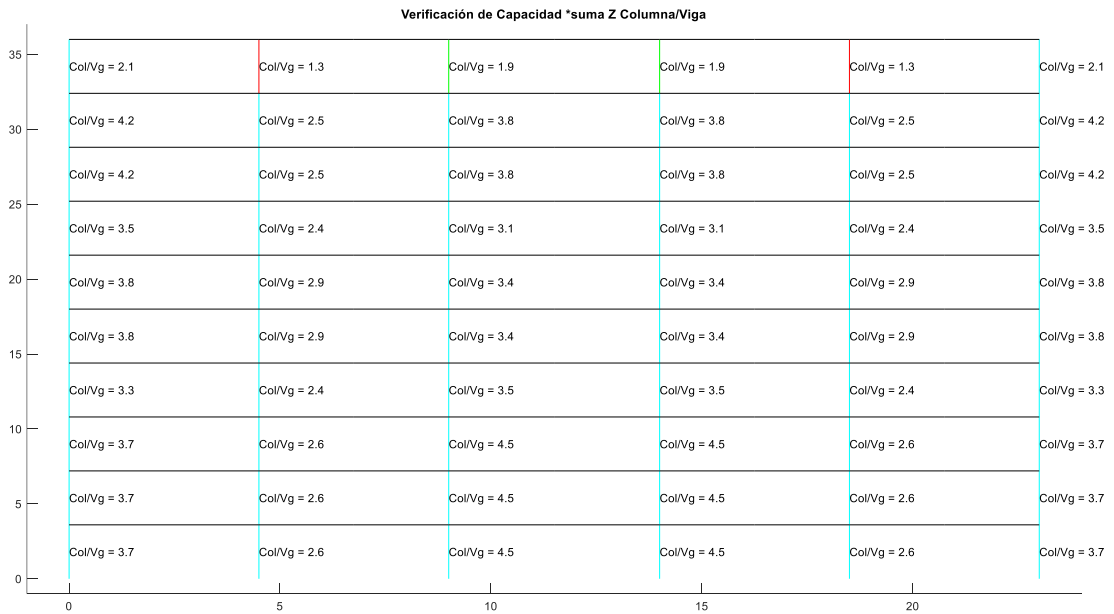


Figura 5-3 Relaciones de capacidad columna/viga, Eje 2.

Fuente: Elaboración autónoma, 2022

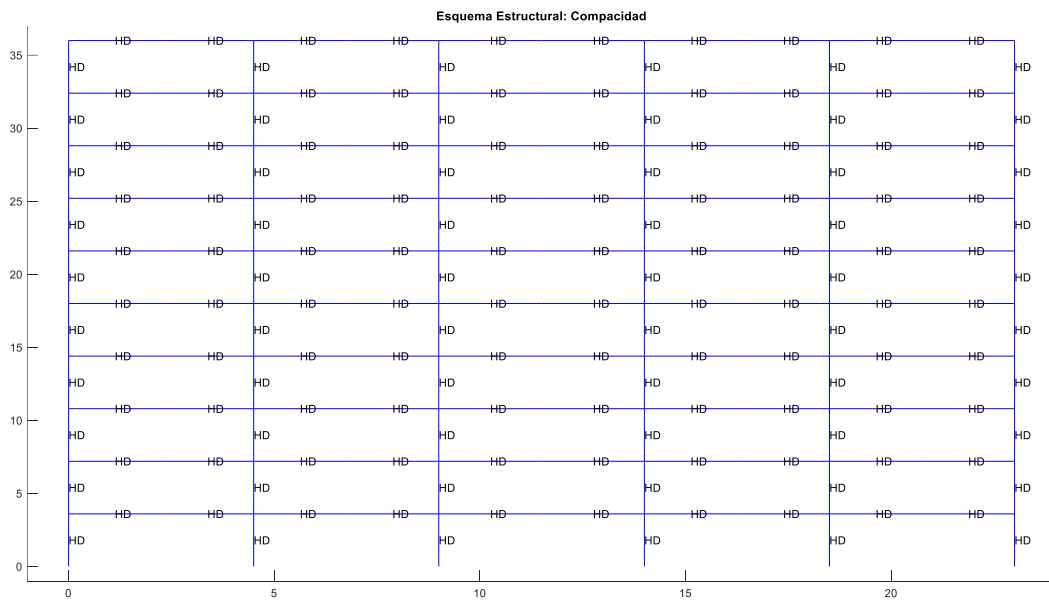


Figura 5-4 Compacidad de secciones del pórtico, estructura SMF, Eje 2.

Fuente: Elaboración autónoma, 2022

Parámetros de demanda vs capacidad a flexión y axial con las envolventes de las combinaciones de carga SMF (Sentido X Eje 2)

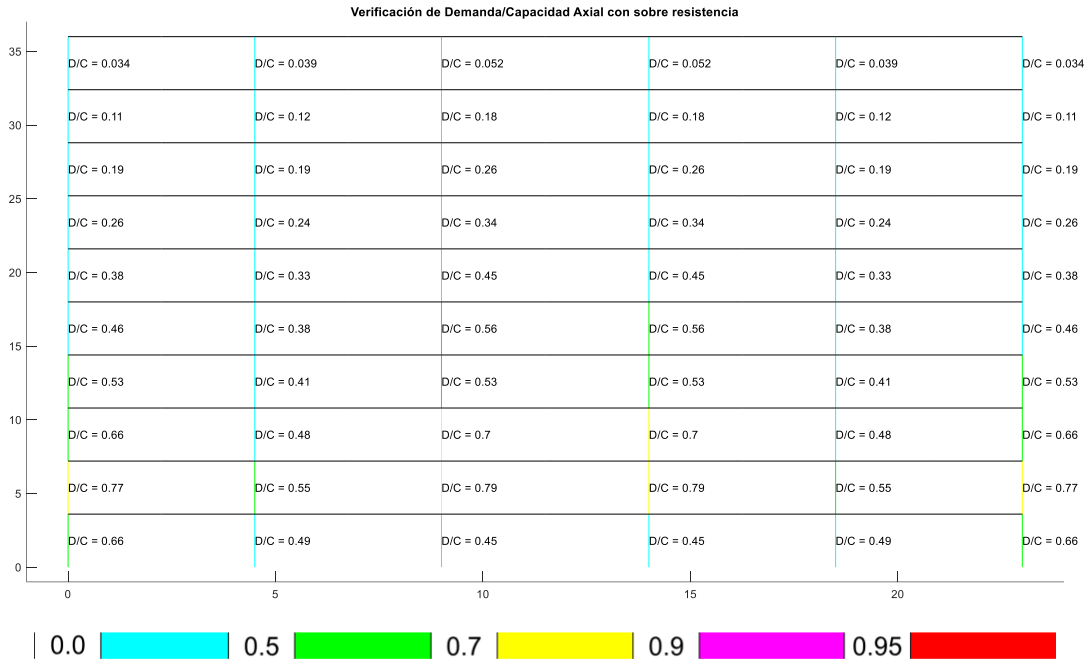


Figura 5-5 Demanda vs Capacidad axial de columnas con sobre resistencia, estructura SMF, Eje 2.

Fuente: Elaboración autónoma, 2022

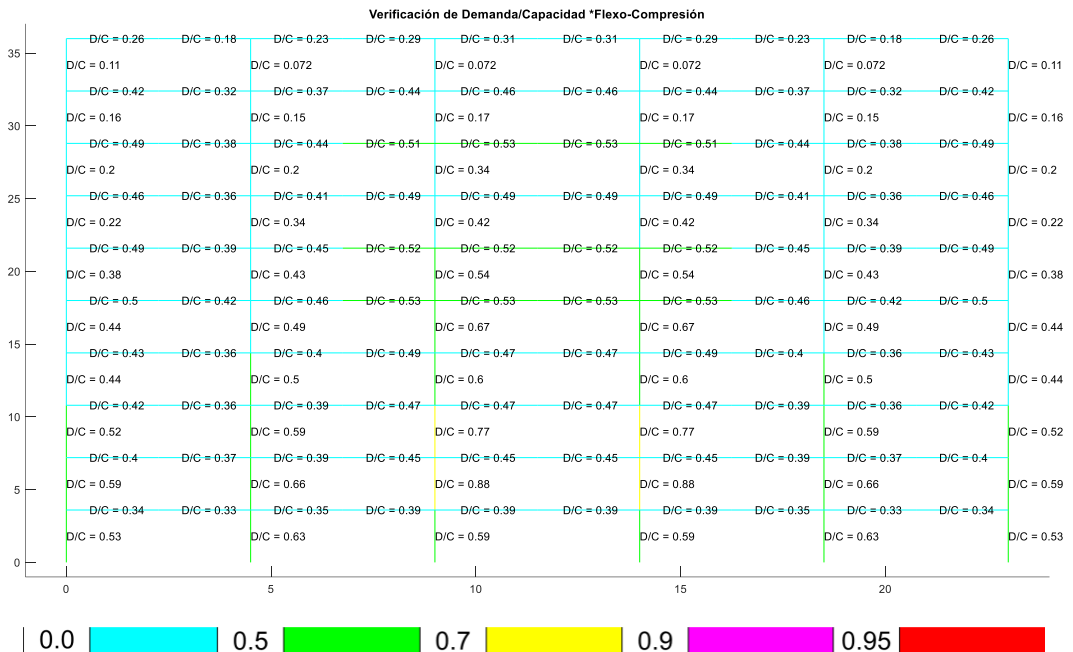


Figura 5-6 Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura, estructura SMF, Eje 2.

Fuente: Elaboración autónoma, 2022

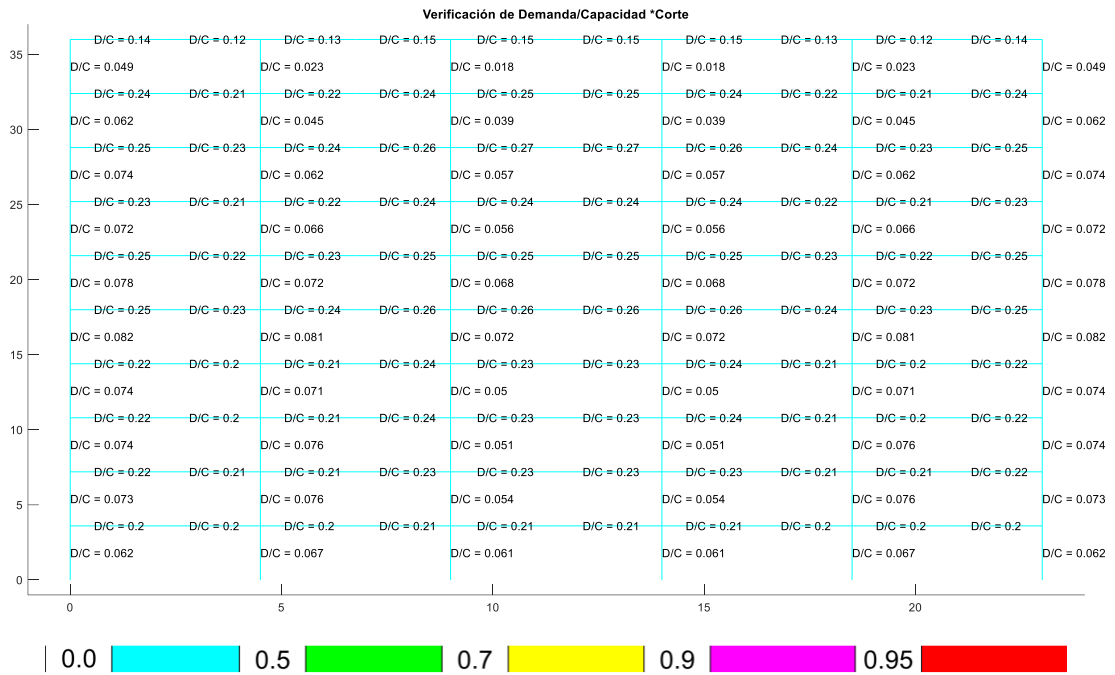


Figura 5-7 Demanda vs Capacidad Corte de estructura, estructura SMF, Eje 2.

Fuente: Elaboración autónoma, 2022

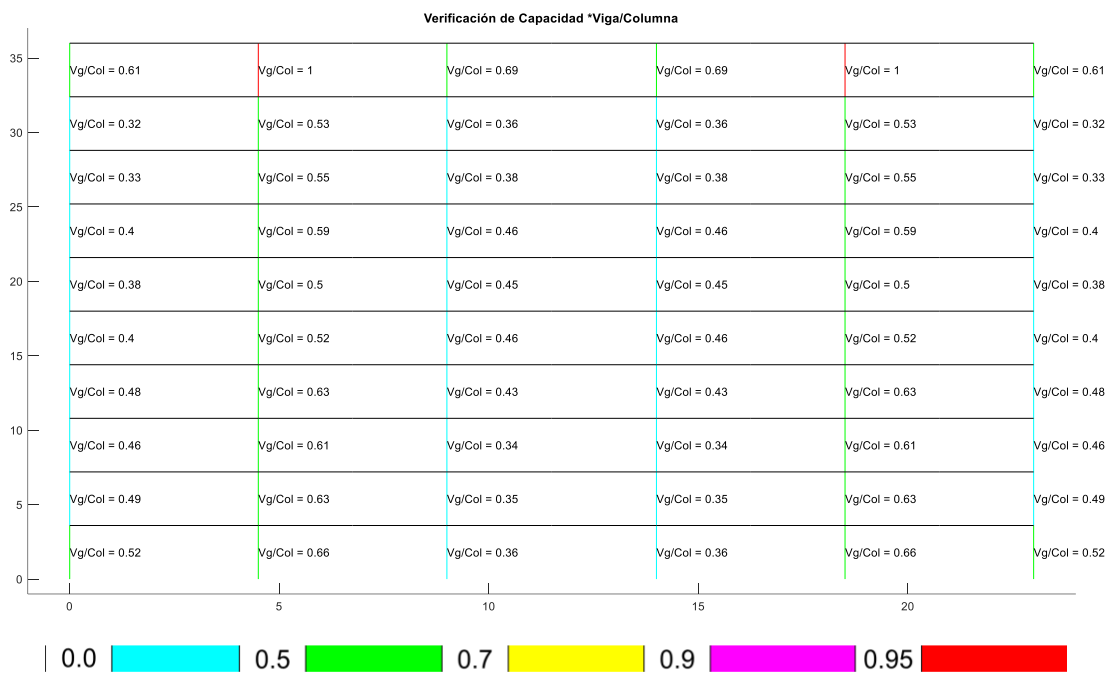
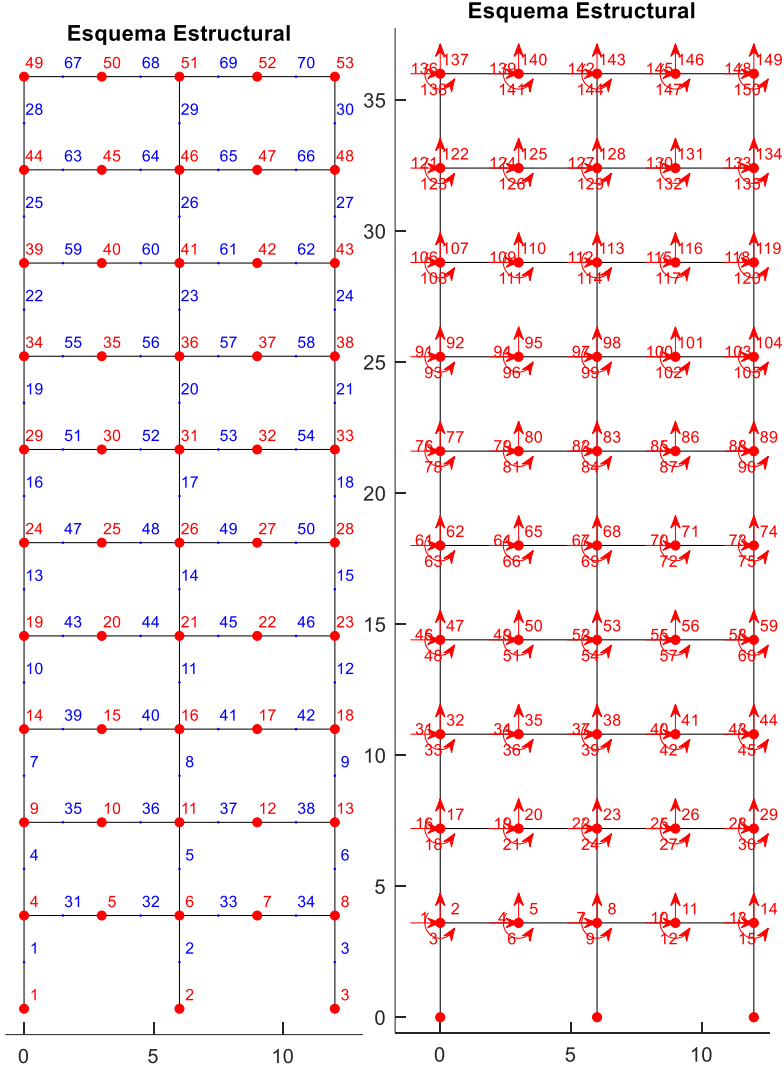


Figura 5-8 Relaciones columna-fuerte viga-débil, estructura SMF, Eje 2.

Fuente: Elaboración autónoma, 2022

Sentido Y Ejes A y F



a) Numeración de nudos y elementos, b) Grados de libertad para análisis sísmico

Figura 5-9 Esquemas de la estructura de 10 pisos (SMF) , Ejes A y F.

Fuente: Elaboración autónoma, 2022

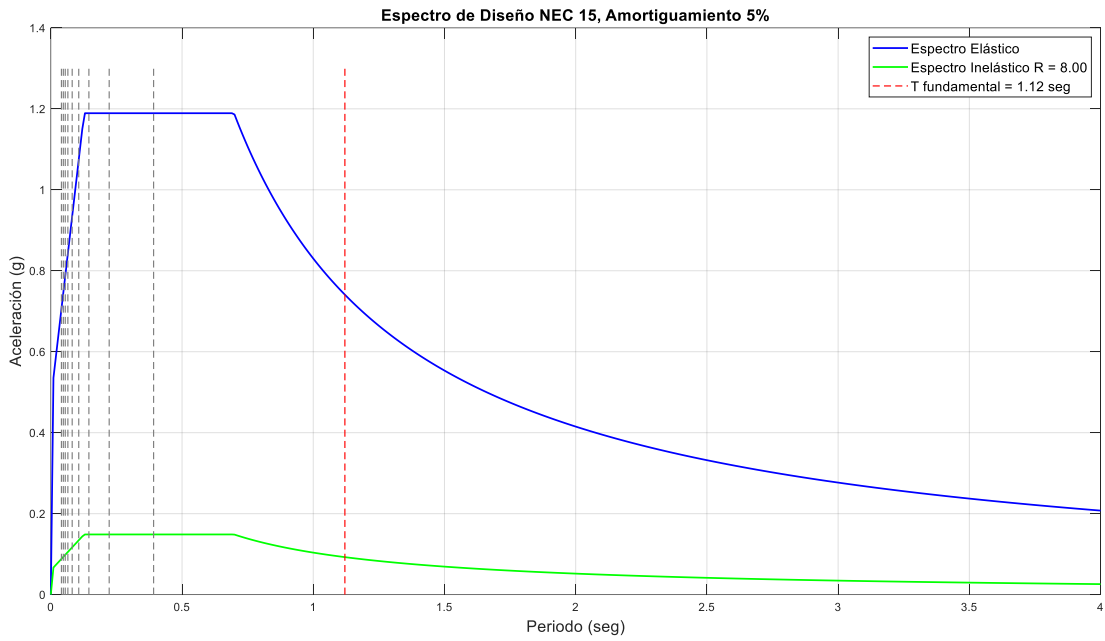
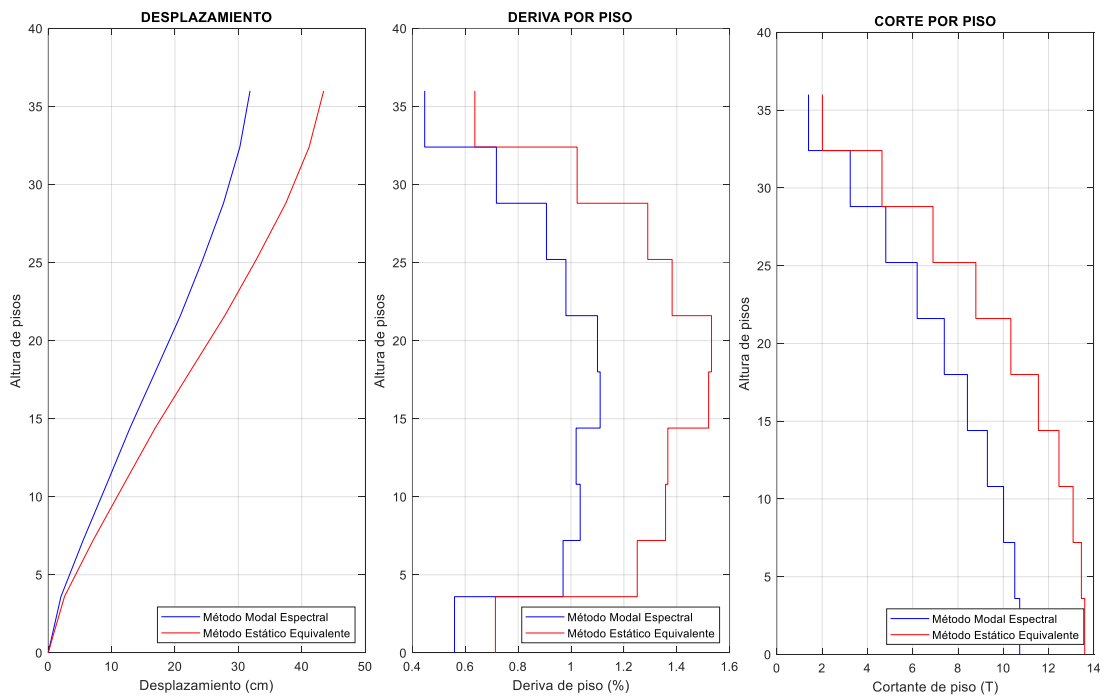


Figura 5-10 Espectro de diseño, Ejes A y F.

Fuente: Elaboración autónoma, 2022



a) Desplazamiento máximo. b) Derivas de piso. c) Cortante por piso.

Figura 5-11 Respuestas del análisis lineal, estructura de 10 pisos (SMF) , Ejes A y F.

Fuente: Elaboración autónoma, 2022

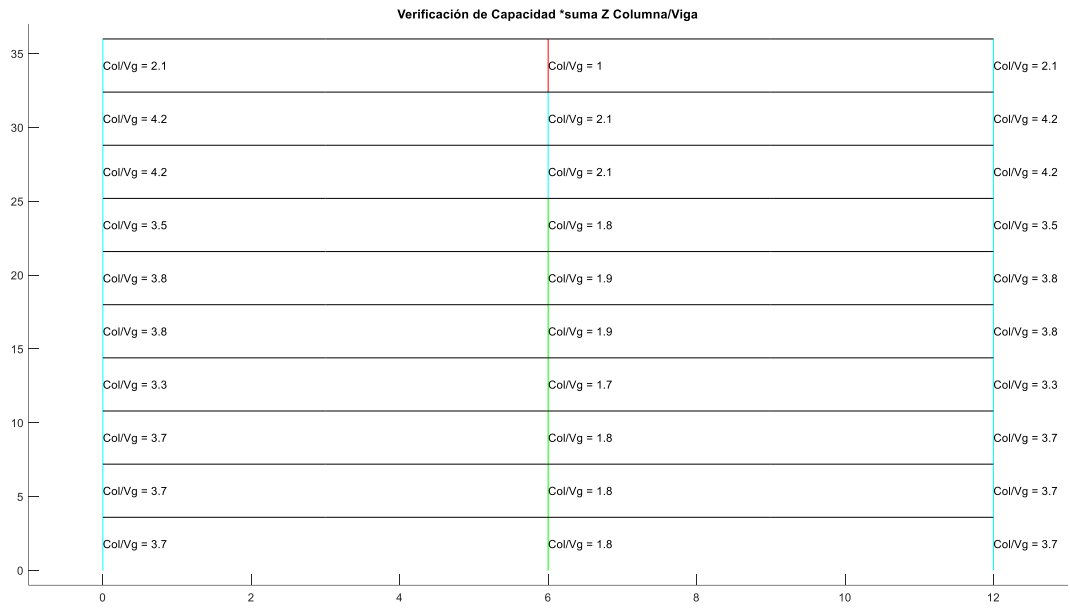


Figura 5-12 Relaciones de capacidad columna/viga, Ejes A y F.

Fuente: Elaboración autónoma, 2022

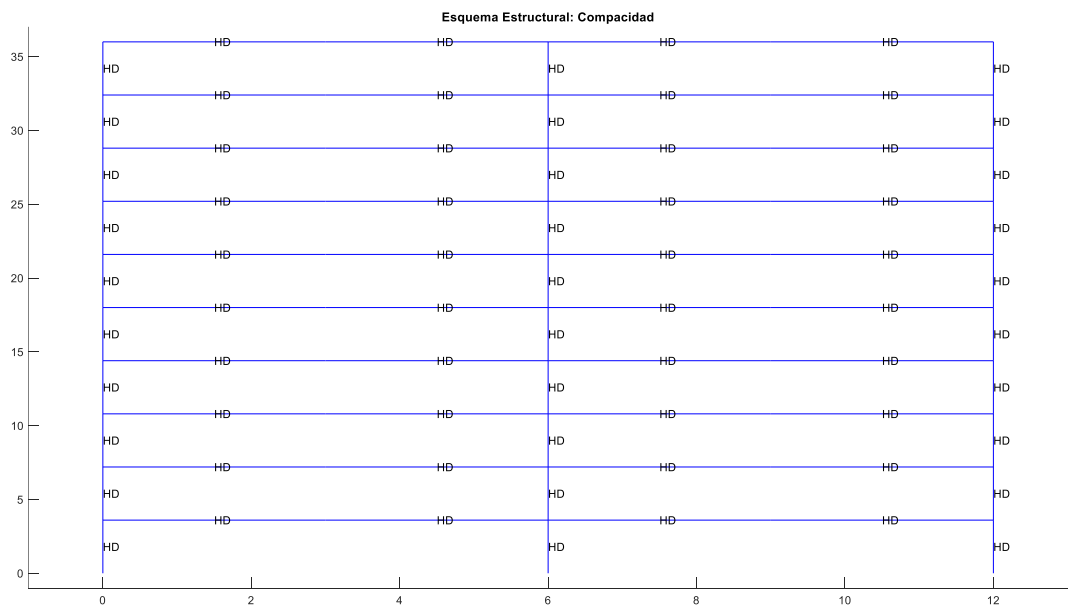


Figura 5-13 Compacidad de secciones del pórtico, estructura SMF, Ejes A y F.

Fuente: Elaboración autónoma, 2022

Parámetros de demanda vs capacidad a flexión y axial con las envolventes de las combinaciones de carga SMF (Sentido Y Ejes A y F)

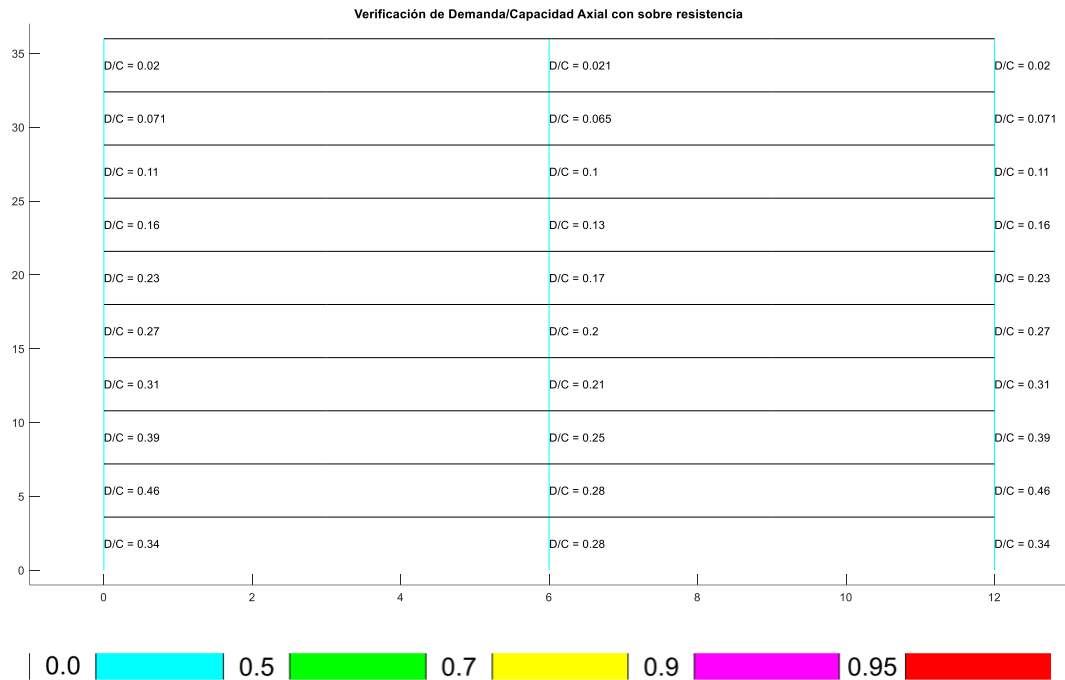


Figura 5-14 Demanda vs Capacidad axial de columnas con sobre resistencia, estructura SMF, Ejes A y F.

Fuente: Elaboración autónoma, 2022

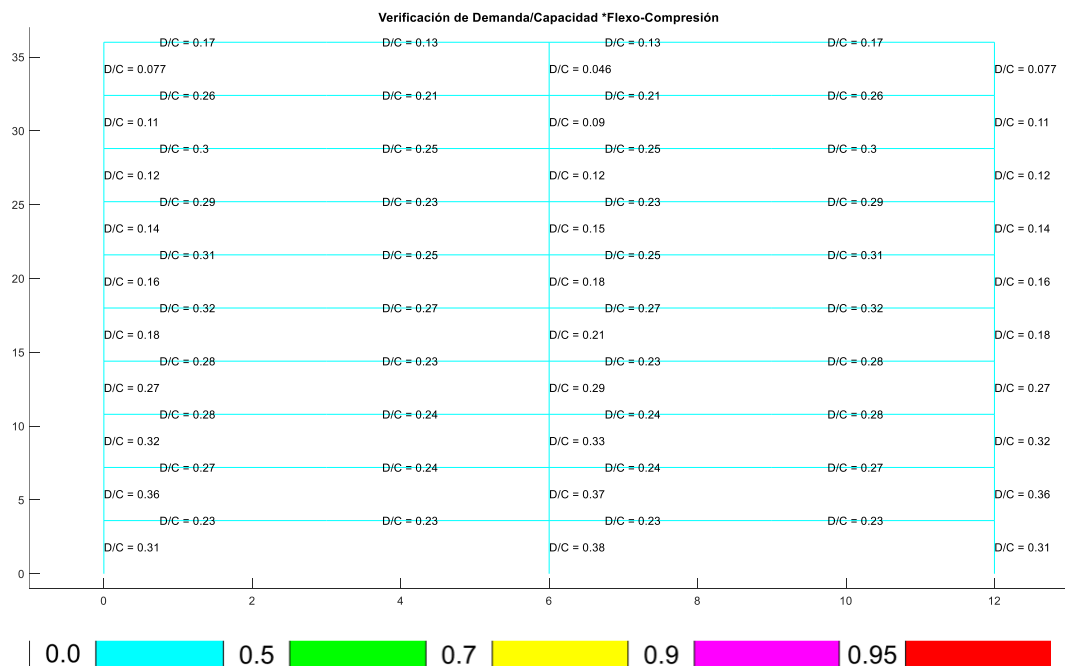


Figura 5-15 Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura, estructura SMF, Ejes A y F.

Fuente: Elaboración autónoma, 2022

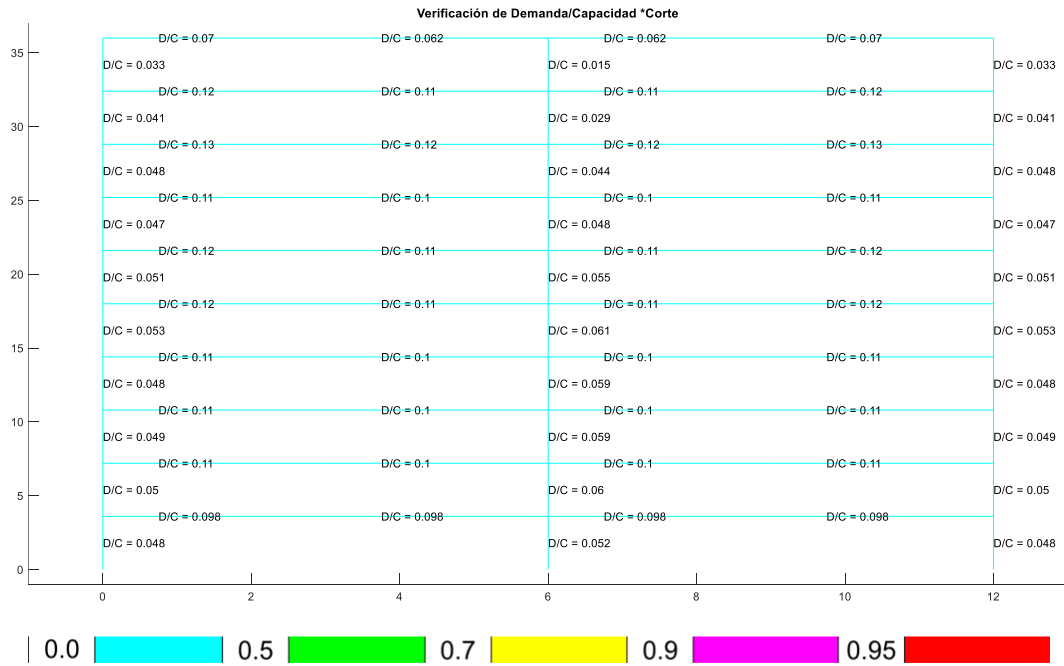


Figura 5-16 Demanda vs Capacidad Corte de estructura, estructura SMF, Ejes A y F.

Fuente: Elaboración autónoma, 2022

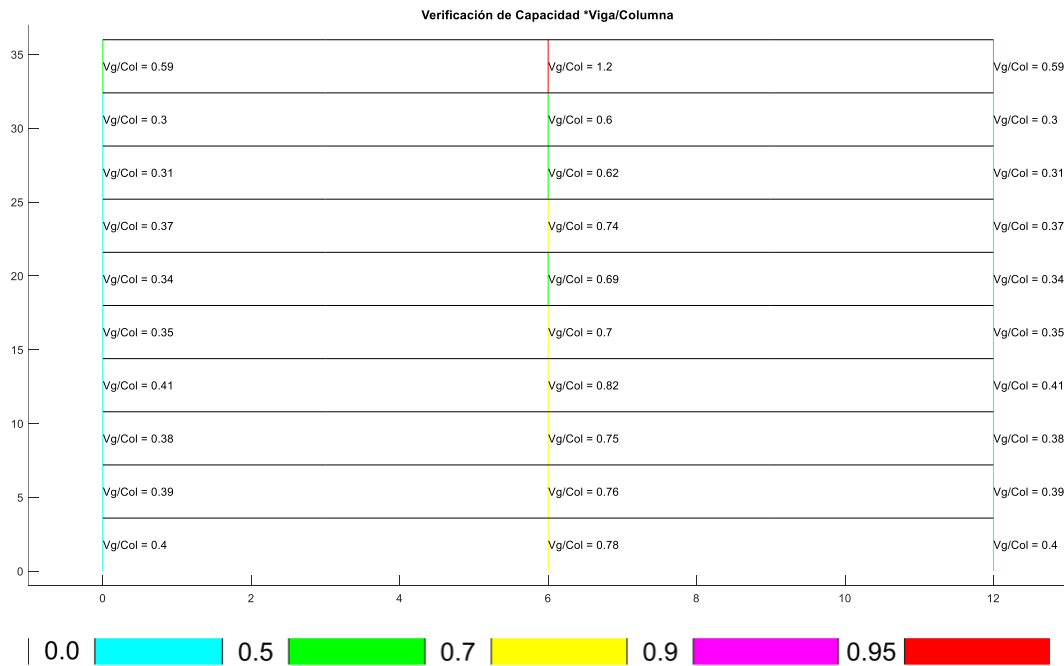


Figura 5-17 Relaciones columna-fuerte viga-débil, estructura SMF, Ejes A y F.

Fuente: Elaboración autónoma, 2022

Sentido Y Ejes B y E

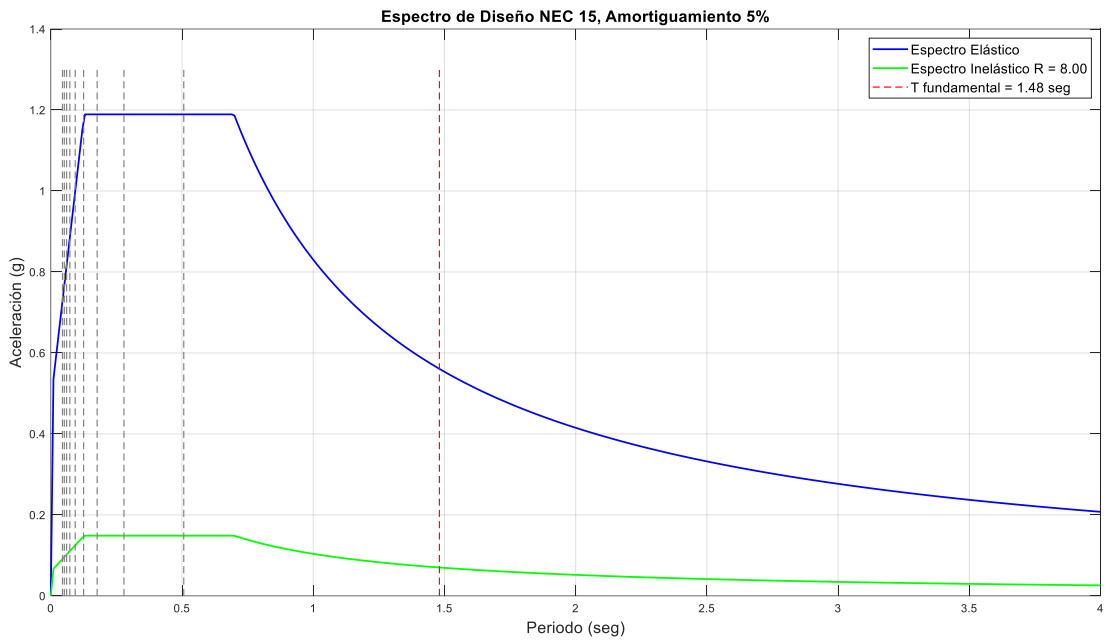
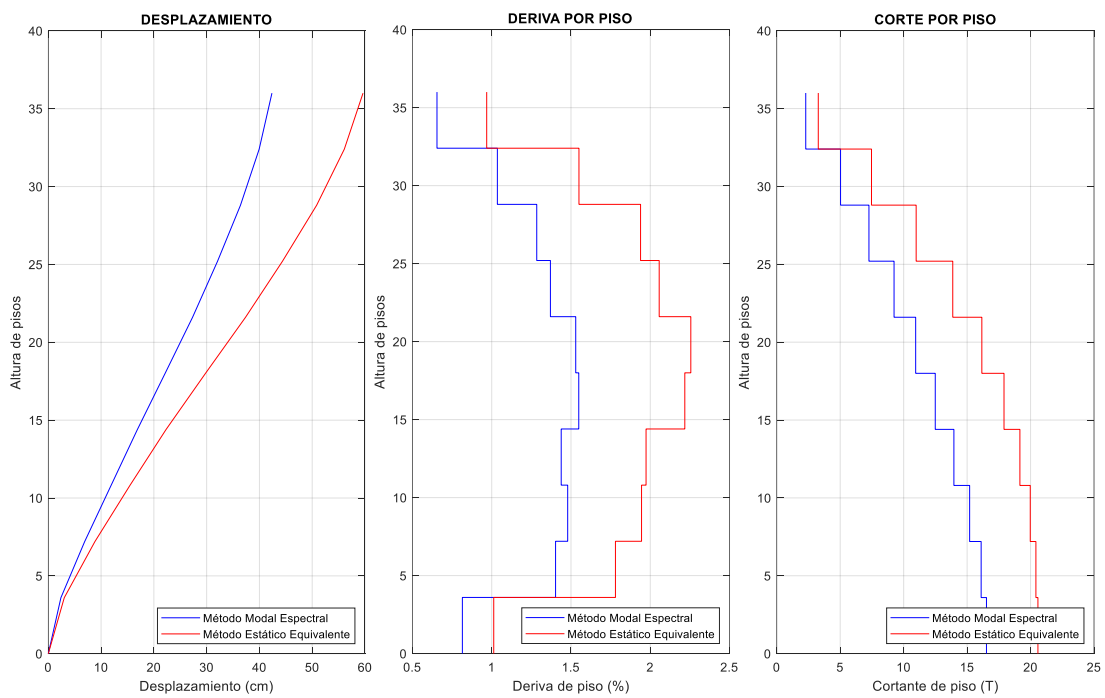


Figura 5-18 Espectro de diseño, Ejes B y E.

Fuente: Elaboración autónoma, 2022



a) Desplazamiento máximo.

b) Derivas de piso.

c) Cortante por piso.

Figura 5-19 Respuestas del análisis lineal, estructura de 10 pisos (SMF), Ejes B y E.

Fuente: Elaboración autónoma, 2022

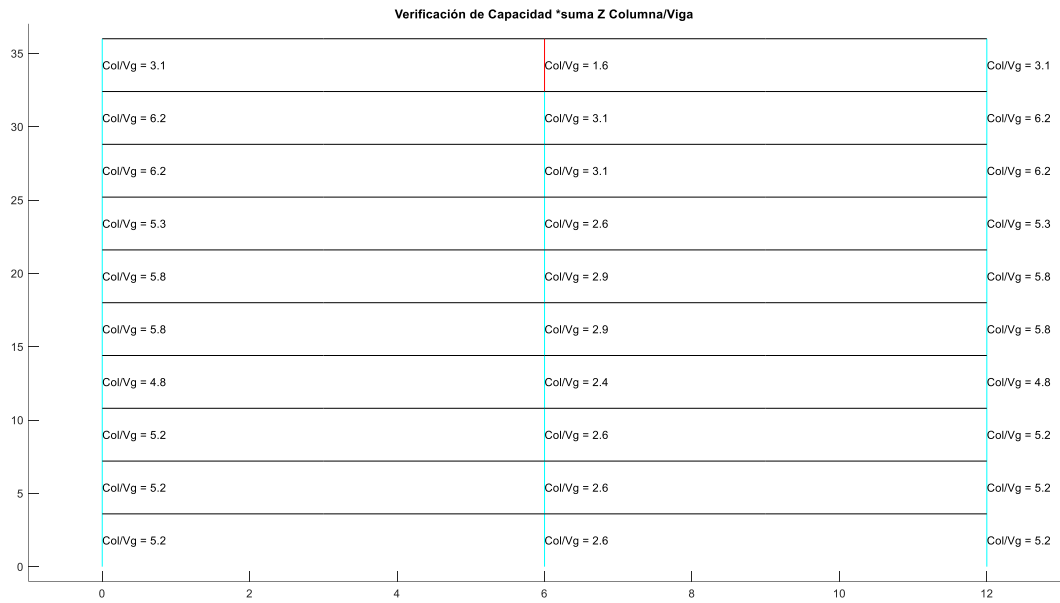


Figura 5-20 Relaciones de capacidad columna/viga, Ejes B y E.

Fuente: Elaboración autónoma, 2022

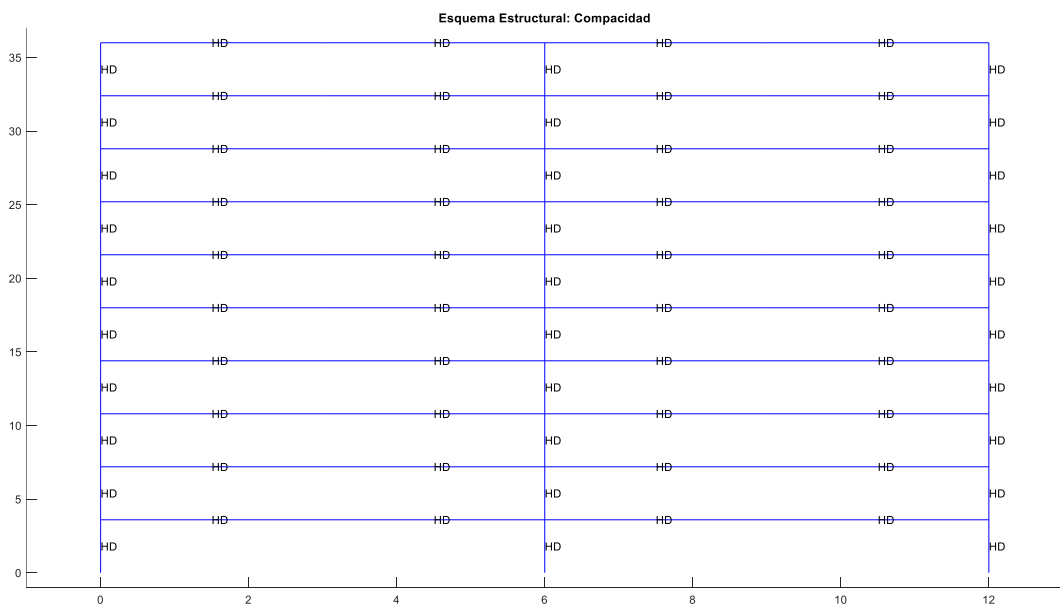


Figura 5-21 Compacidad de secciones del pórtico, estructura SMF, Ejes B y E.

Fuente: Elaboración autónoma, 2022

Parámetros de demanda vs capacidad a flexión y axial con las envolventes de las combinaciones de carga SMF (Sentido Y Ejes B y E)

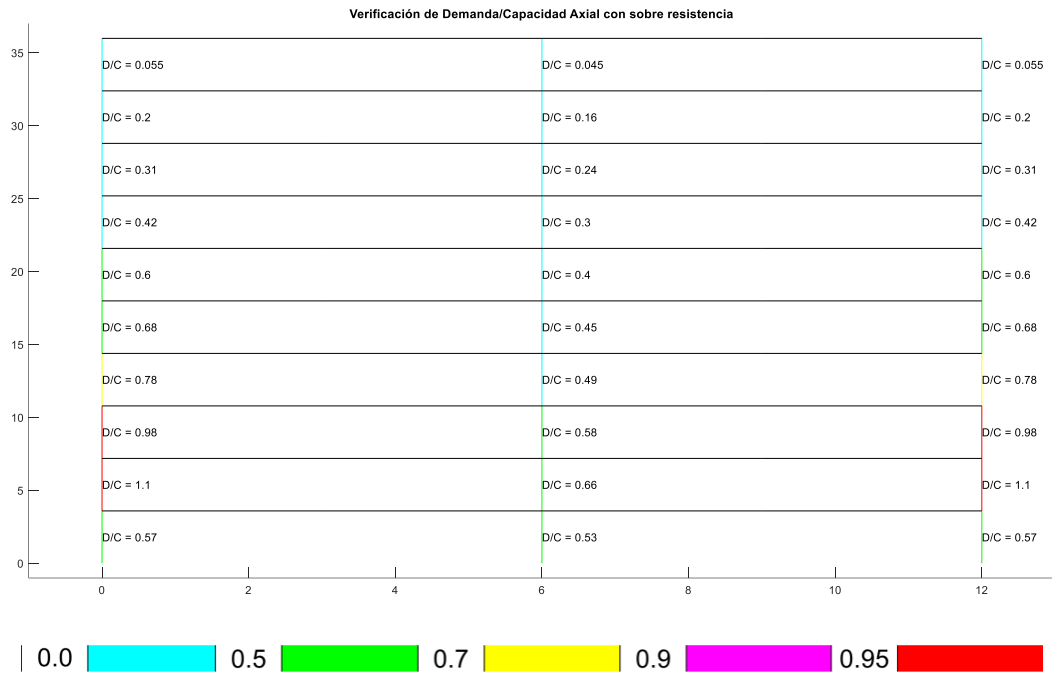


Figura 5-22 Demanda vs Capacidad axial de columnas con sobre resistencia, estructura SMF, Ejes B y E.

Fuente: Elaboración autónoma, 2022

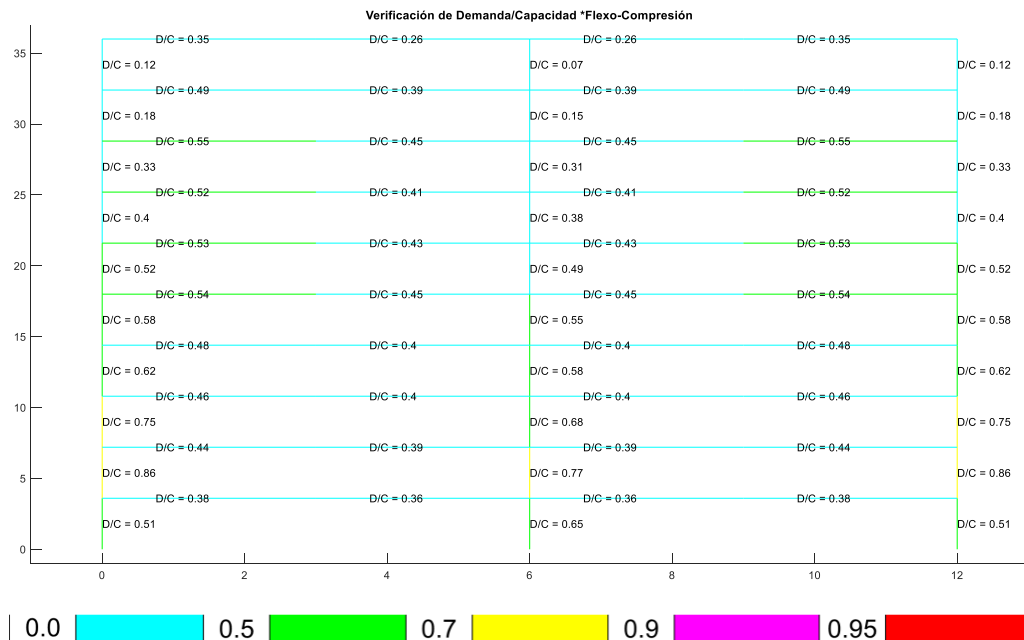


Figura 5-23 Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura, estructura SMF, Ejes B y E.

Fuente: Elaboración autónoma, 2022

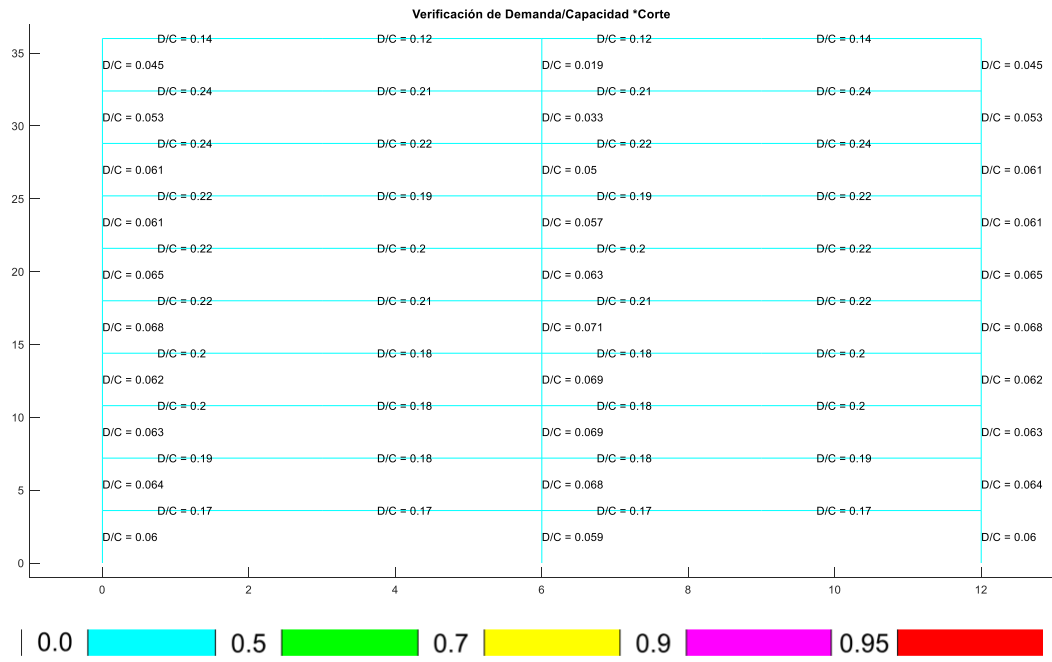


Figura 5-24 Demanda vs Capacidad Corte de estructura, estructura SMF, Ejes B y E.

Fuente: Elaboración autónoma, 2022

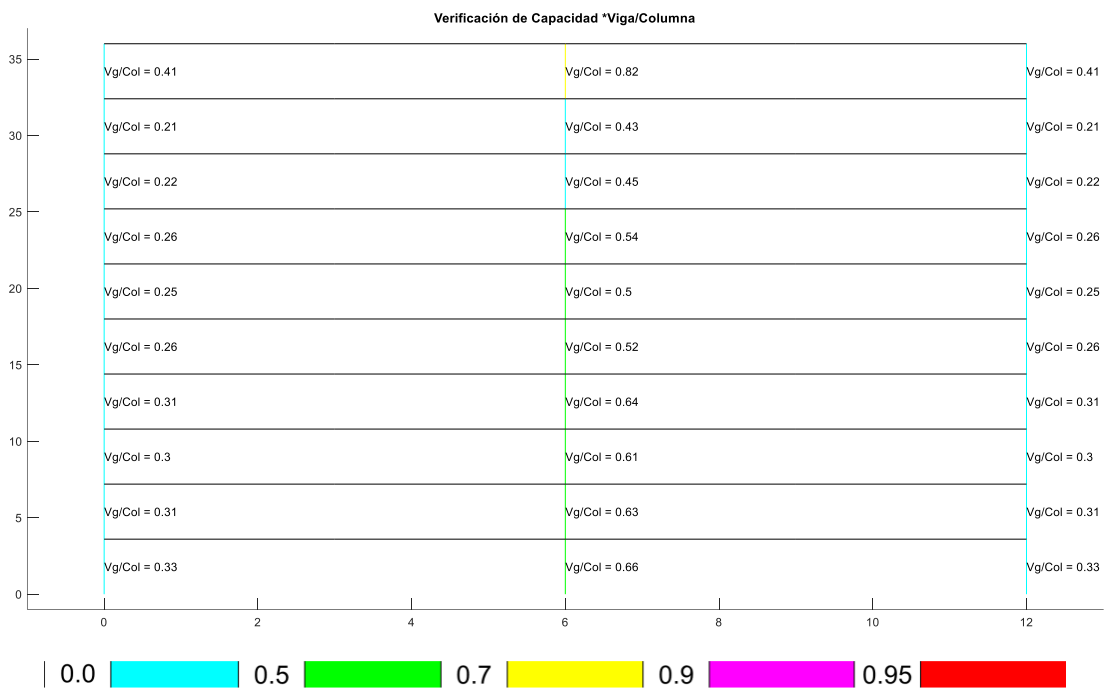


Figura 5-25 Relaciones columna-fuerte viga-débil, estructura SMF, Ejes B y E.

Fuente: Elaboración autónoma, 2022

Sentido Y Ejes C y D

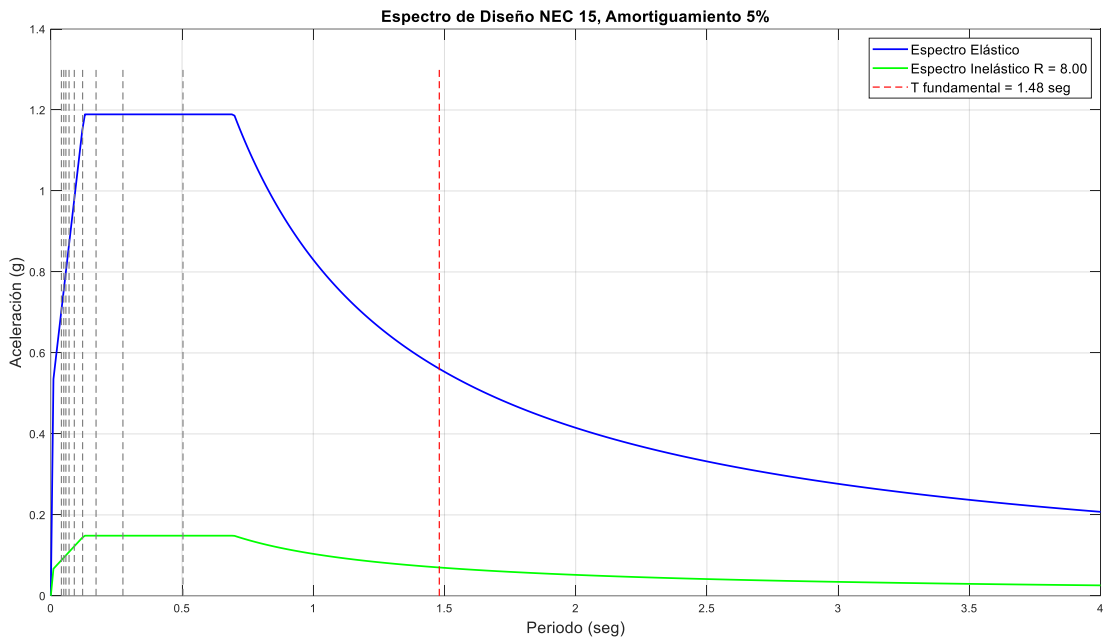
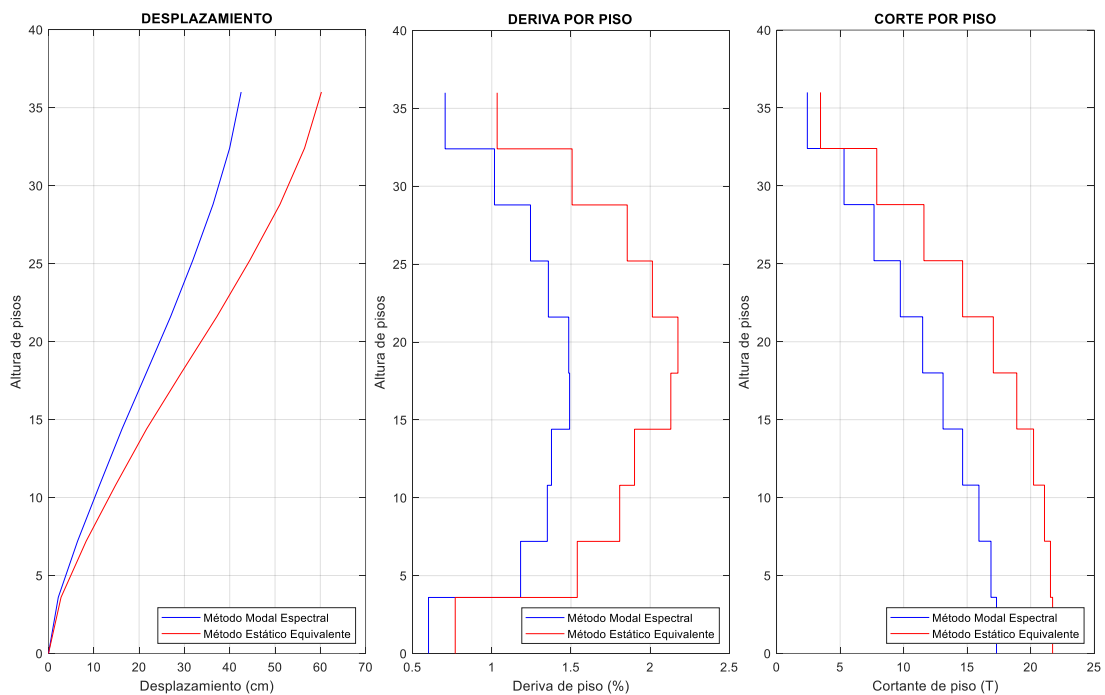


Figura 5-26 Espectro de diseño, Ejes C y D.

Fuente: Elaboración autónoma, 2022



a) Desplazamiento máximo. b) Derivas de piso. c) Cortante por piso.

Figura 5-27 Respuestas del análisis lineal, estructura de 10 pisos (SMF), Ejes C y D.

Fuente: Elaboración autónoma, 2022

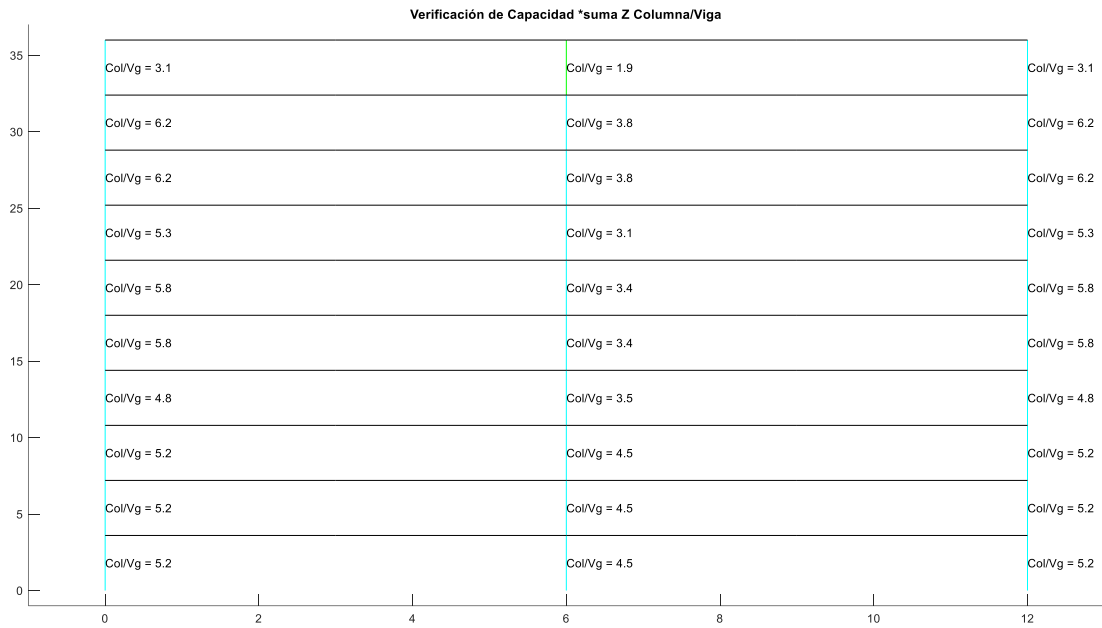


Figura 5-28 Relaciones de capacidad columna/viga, Ejes C y D.

Fuente: Elaboración autónoma, 2022

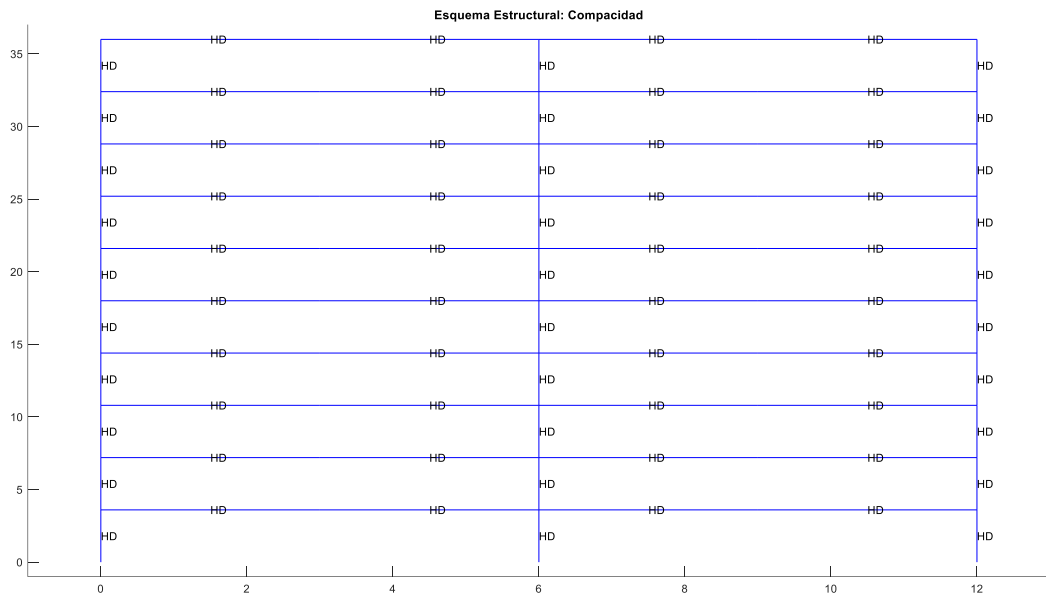


Figura 5-29 Compacidad de secciones del pórtico, estructura SMF, Ejes C y D.

Fuente: Elaboración autónoma, 2022

Parámetros de demanda vs capacidad a flexión y axial con las envolventes de las combinaciones de carga SMF (Sentido Y Ejes C y D)

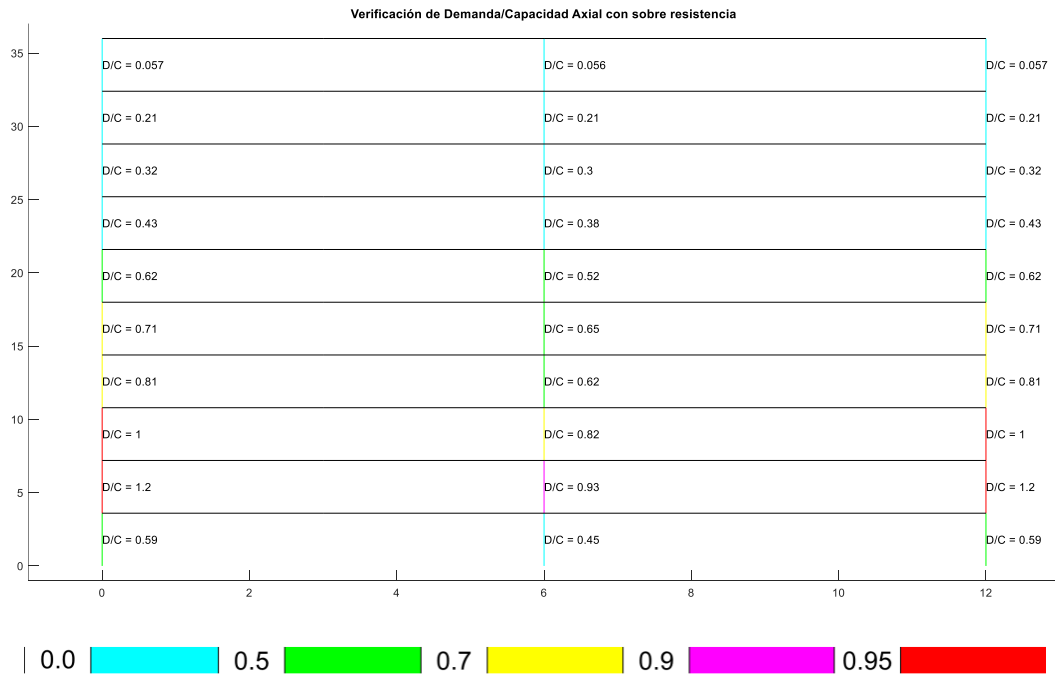


Figura 5-30 Demanda vs Capacidad axial de columnas con sobre resistencia, estructura SMF, Ejes C y D.

Fuente: Elaboración autónoma, 2022

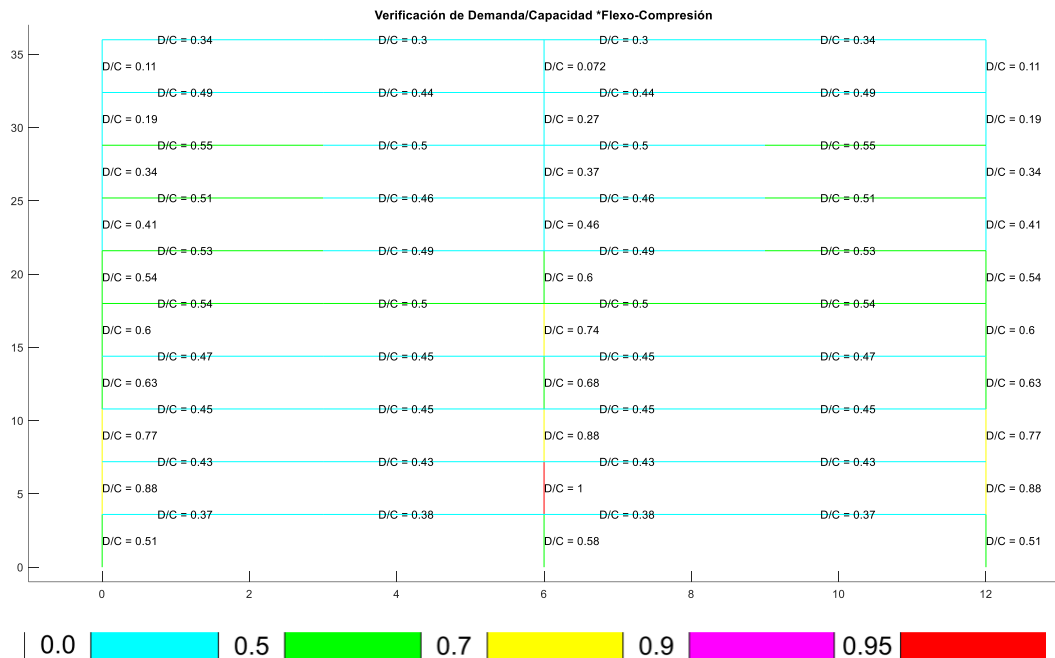


Figura 5-31 Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura, estructura SMF, Ejes C y D.

Fuente: Elaboración autónoma, 2022

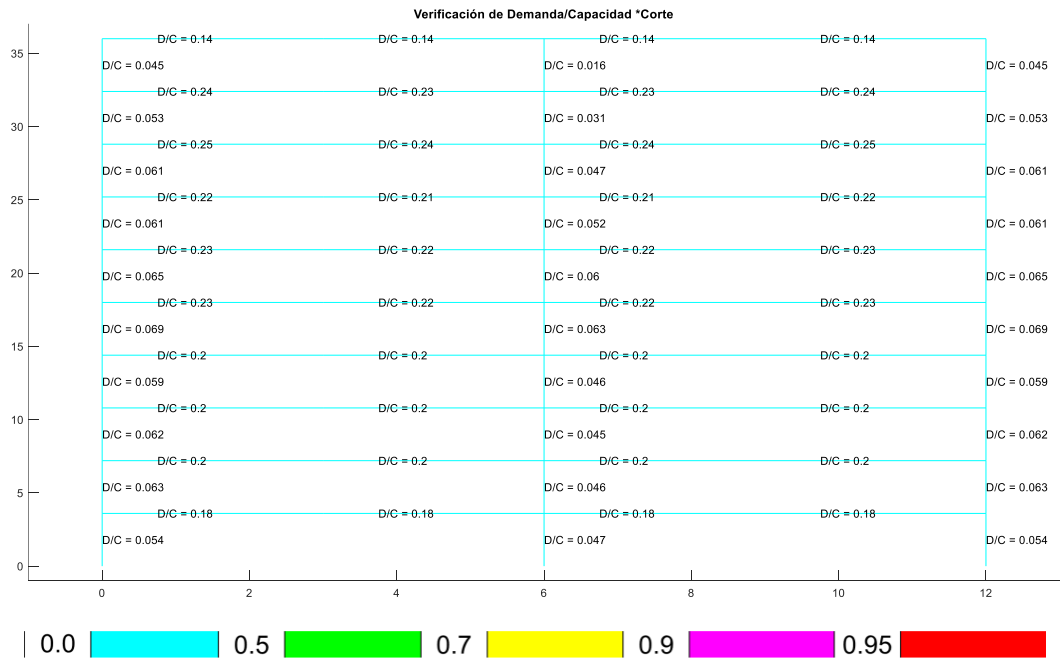


Figura 5-32 Demanda vs Capacidad Corte de estructura, estructura SMF, Ejes C y D.

Fuente: Elaboración autónoma, 2022

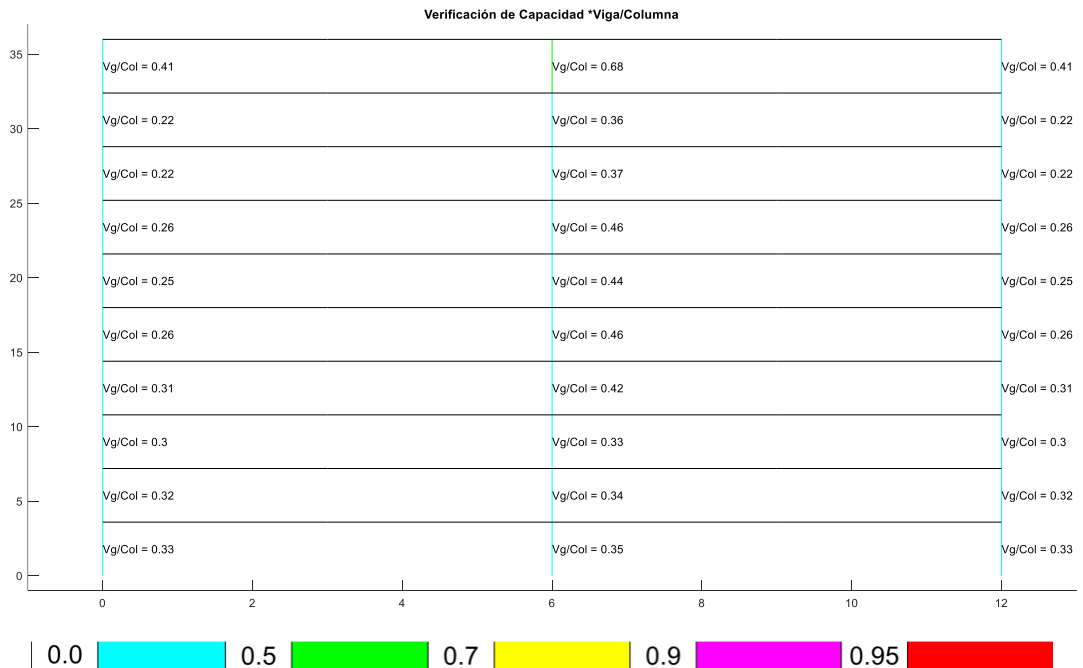


Figura 5-33 Relaciones columna-fuerte viga-débil, estructura SMF, Ejes C y D.

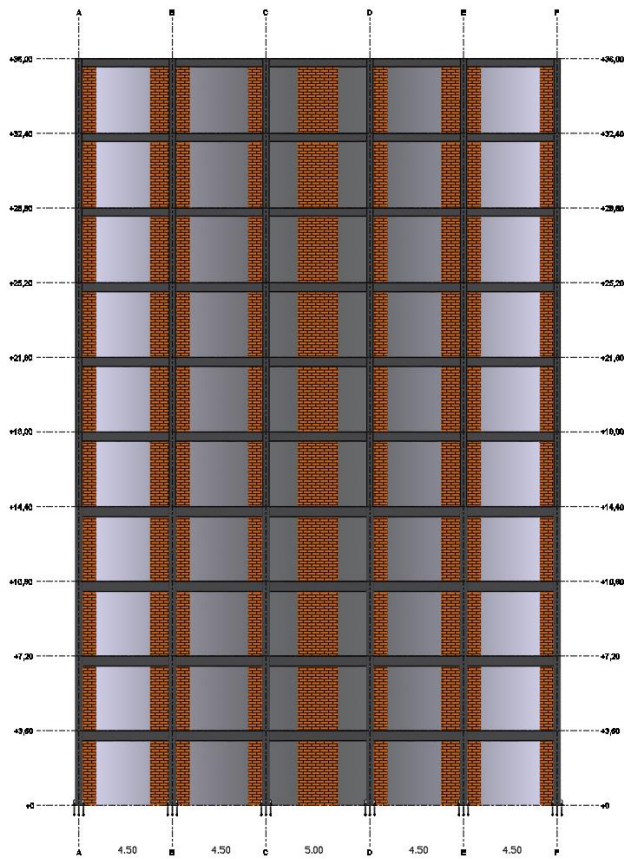
Fuente: Elaboración autónoma, 2022

5.4.6. Esquema Arquitectónico.

El edificio propuesto es de uso residencial de acuerdo al análisis estructural considerado, consta de 10 plantas y puede tener 2 amplios departamentos por piso.



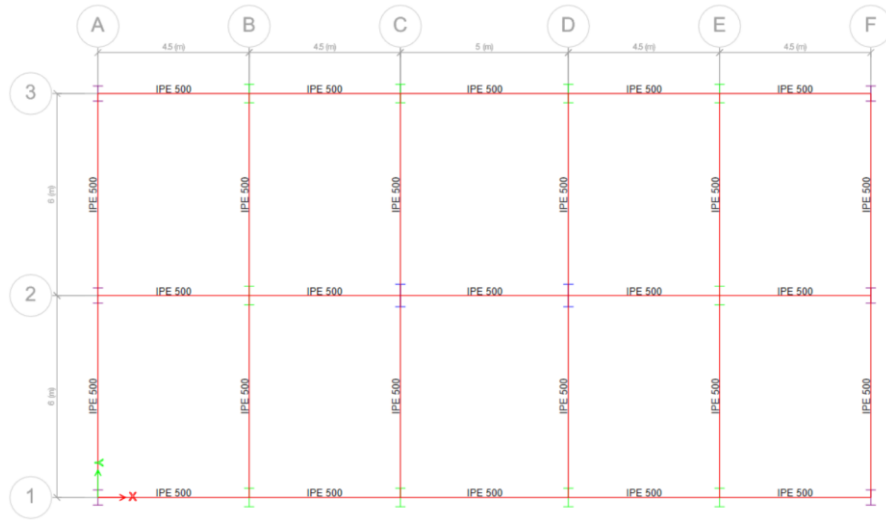
Planta tipo



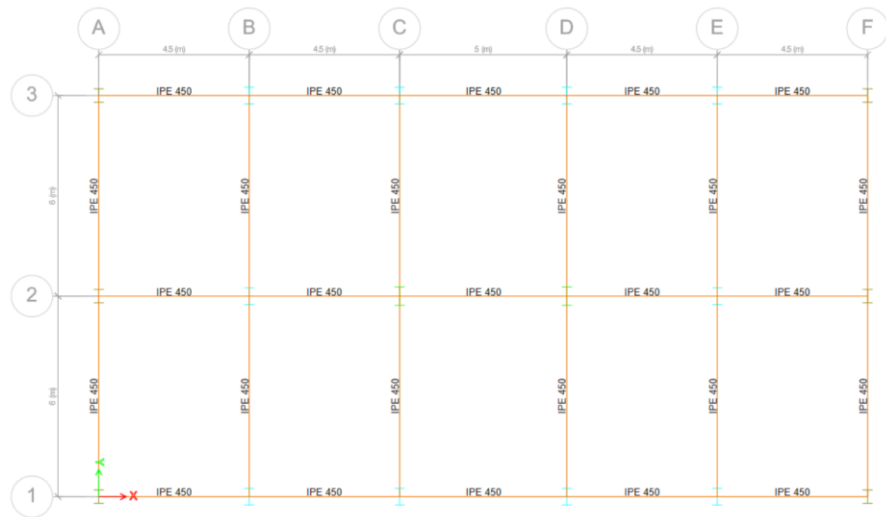
Fachada
130

5.4.7. Secciones de pórticos.

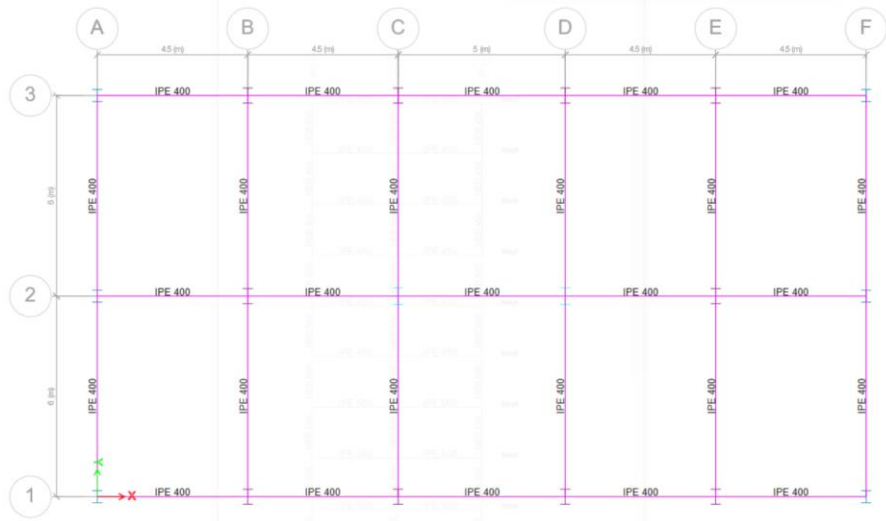
PLANTA NIVELES 1, 2, 3, 4



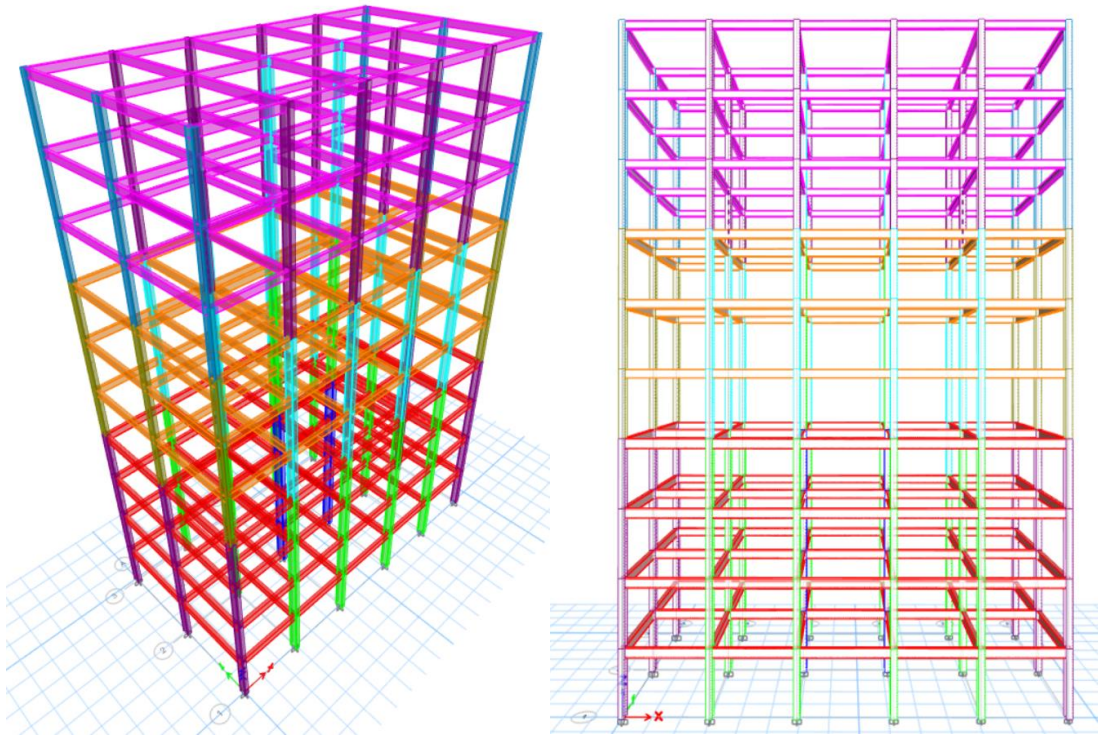
PLANTA NIVELES 5,6,7



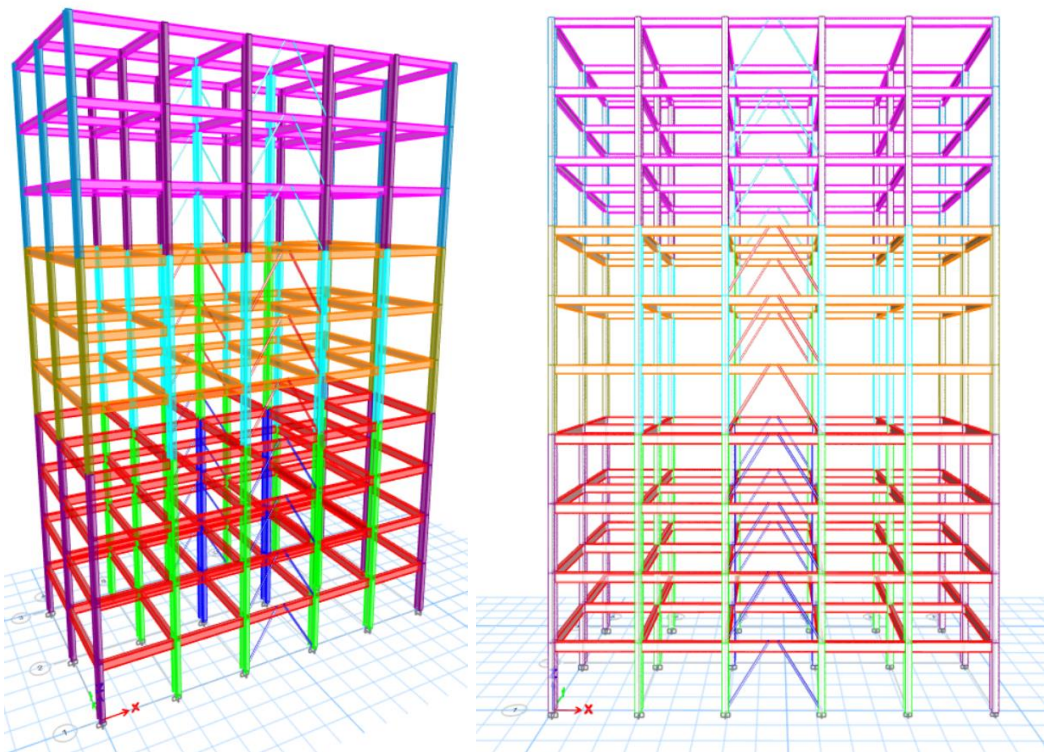
PLANTA NIVELES 8,9,10



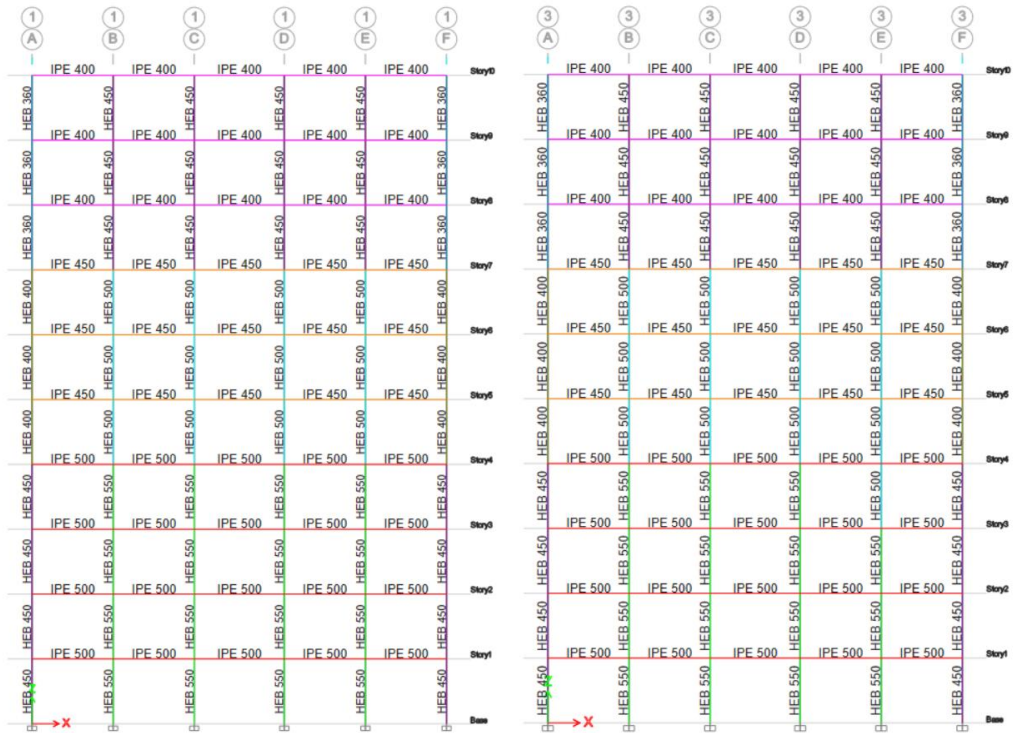
VISTA EN 3D SISTEMA SMF



VISTA EN 3D SISTEMA EBF

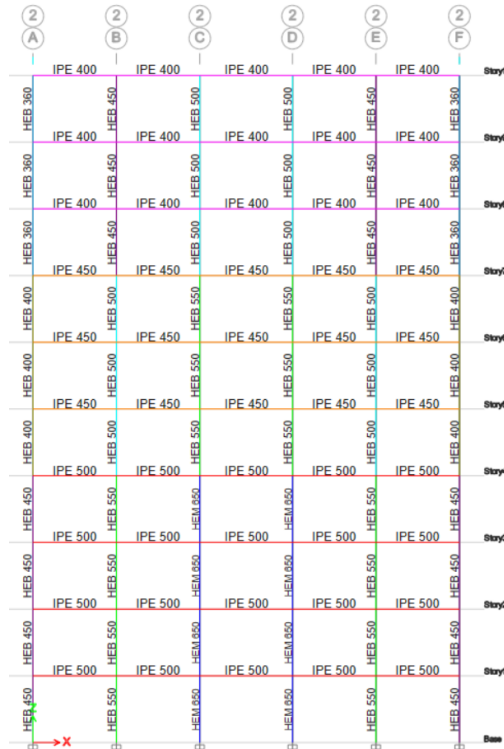


ELEVACIÓN EJES 1, 2, 3 SMF



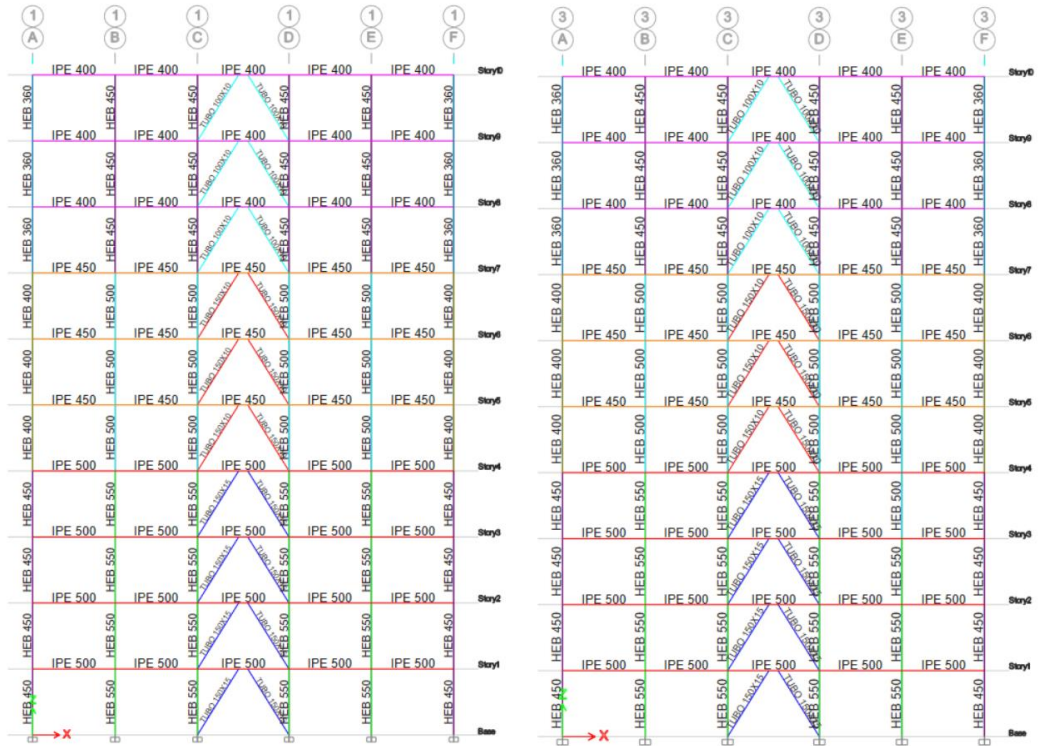
Eje 1

Eje 3



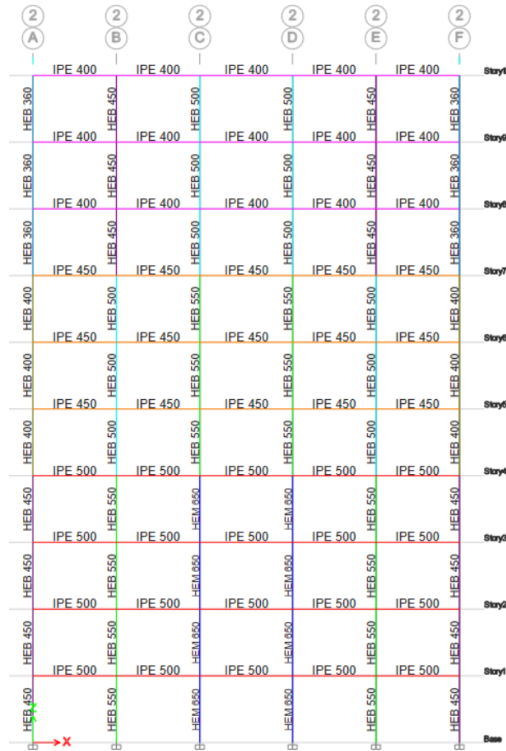
Eje 2

ELEVACIÓN EJES 1, 2, 3 EBF



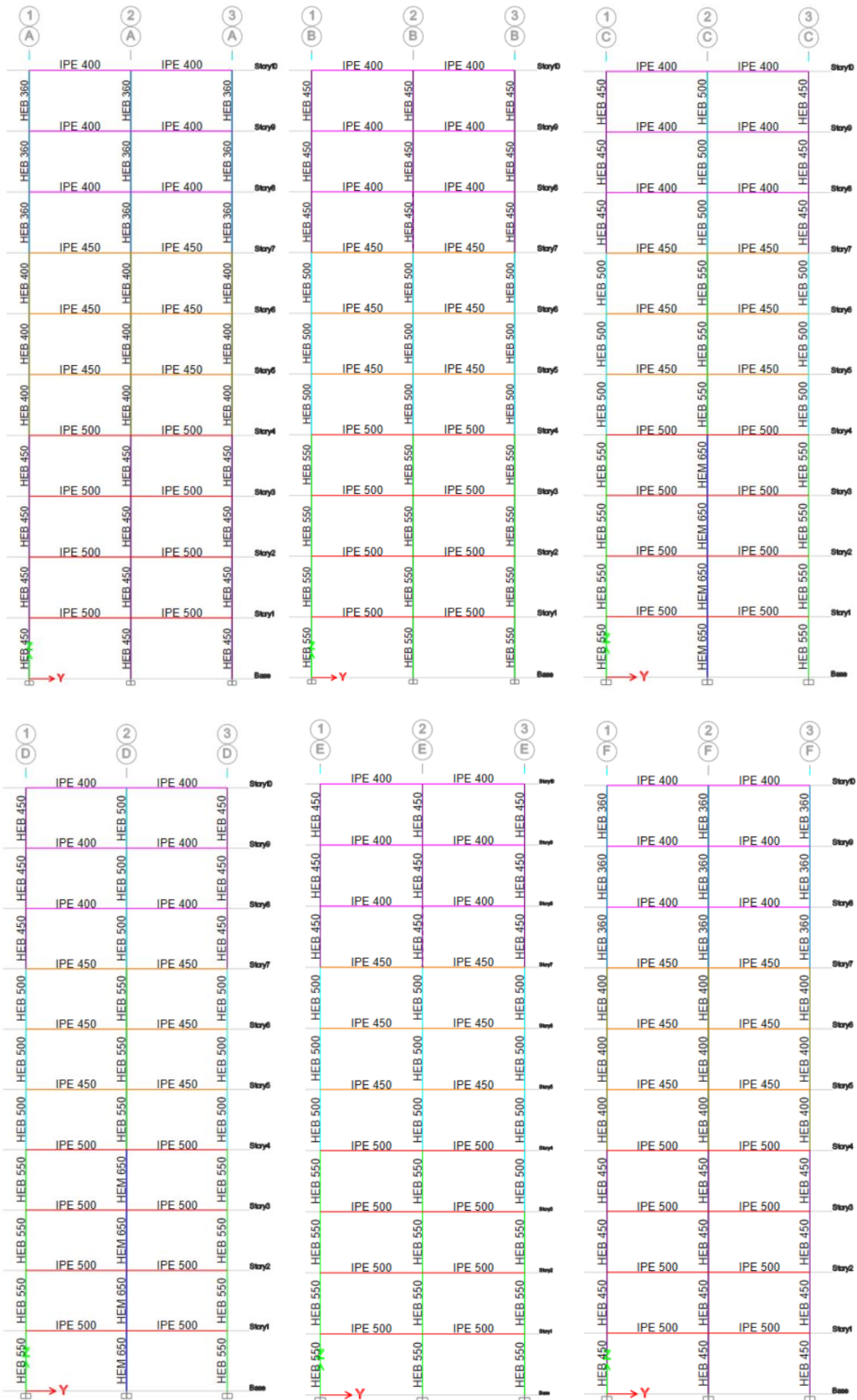
Eje 1

Eje 3



Eje 2

ELEVACIÓN EJES A, B, C, D, E, F



5.4.8. Cálculo de conexión RBS.

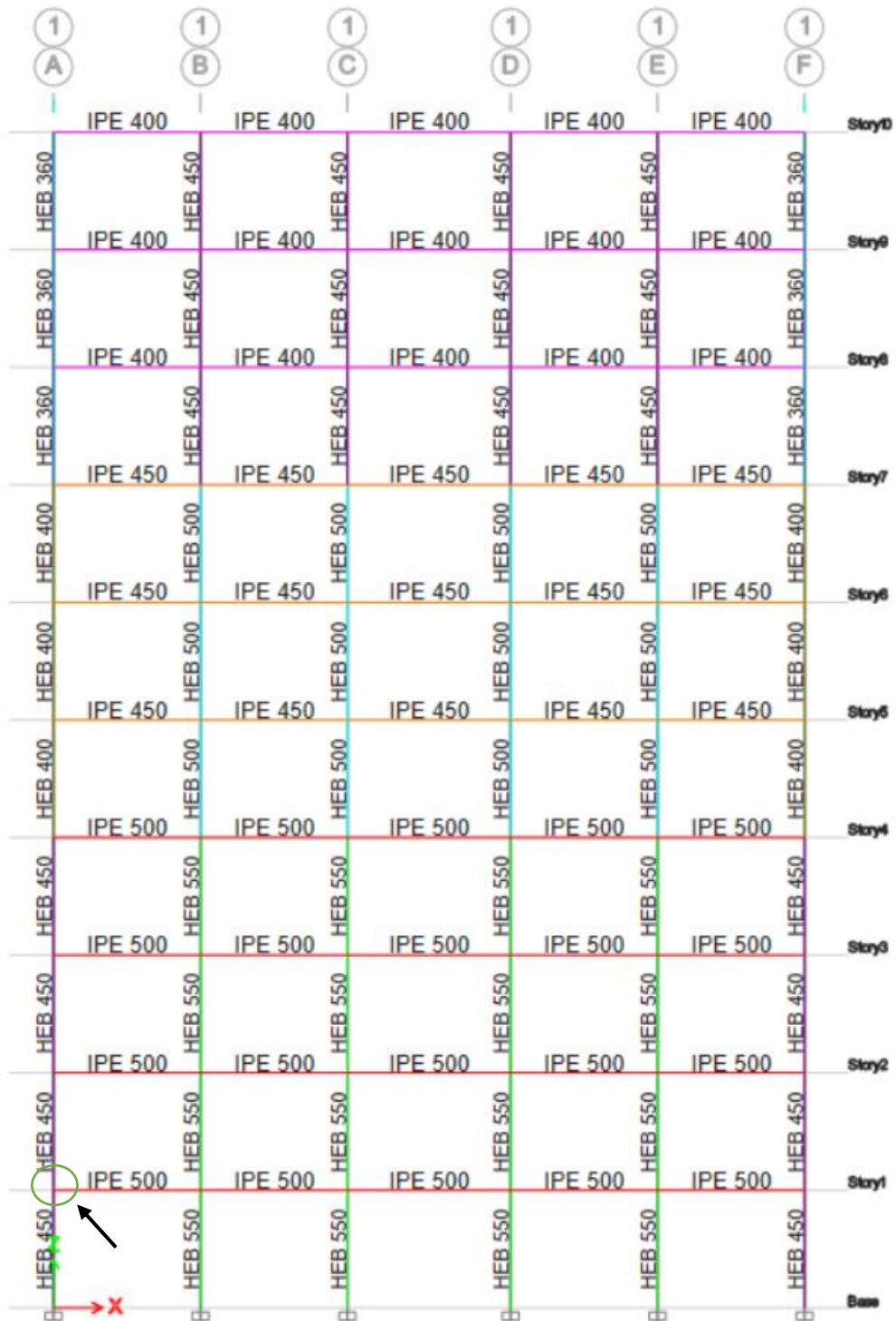
Para el cálculo de la conexión RBS se utilizará el software SEDE CONNECTION, el cual es un programa libre elaborado por Alex Vega en su tesis de grado como Ingeniero Civil de la FICM-UTA, cabe mencionar que el trabajo fue publicado en una revista de investigación. La normativa considerada es la AISC 358 para conexiones metálicas precalificadas.



Se realiza el cálculo de la conexión que corresponde al pórtico 1-A de la primera planta en donde interviene un perfil HEB 450 para la columna y un perfil IPE 500 para la viga, con una longitud de viga de 4.50 m y Acero A572 Gr. 50.

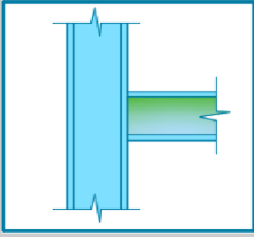
Para el desarrollo de todas las conexiones del edificio el estructurista debe considerar los diferentes casos que se puedan presentar en lo que se refiere a las conexiones de momento de los pórticos perimetrales y conexiones a corte de los pórticos internos, para así optimizar el diseño estructural.

Diseño de la conexión RBS del pórtico 1-A de la primera planta.



Datos generales y revisión preliminar de la conexión RBS

CONEXION_RBS
Menú Archivo Normas AISC Extras Salir



CONFIGURACIÓN

VIGAS CONECTADAS: 1

UBICACIÓN: ENTREPISO

TIPO DE LOSA: METALICO

LÍMITES DE PRECALIFICACIÓN DE LA VIGA (AISC 358-16)

PERALTE	50.00	≤	92.00	cm
PESO	90.70	≤	447.00	kg/m
ESPESOR DEL ALA	1.60	≤	4.40	cm
RELACIÓN L/d	9.00	≥	7.00	

RELACIÓN ANCHO-ESPESOR

ALA	6.25	≤	7.35	
ALMA	41.76	≤	59.01	

SECCIONES

SELECCIONAR

VIGA: IPE 500

COLUMNA: HEB 450

MATERIALES

SELECCIONAR

VIGA: ASTM A572 Gr 50

COLUMNA: ASTM A572 Gr 50

PLACA: ASTM A572 Gr 50

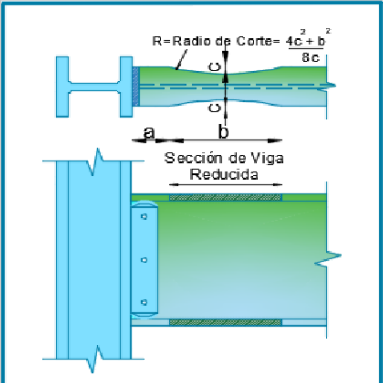
CARGAS Y DIMENSIONES

CARGA VIVA DE LA VIGA	750	Kg/l
CARGA MUERTA DE LA VIGA	1500	Kg/m
CLARO DE VIGA	4.50	m
CARGA AXIAL DE LA COLUMNA	360000	Kg
CLARO DE COLUMNA SUP	3.6	m
CLARO DE COLUMNA INF	3.6	m

MENÚ
LIMPIAR
REVISAR
INICIAR

Diseño de la conexión RBS

CONEXION_RBS
Menú Archivo Normas AISC Extras Salir



$R = \text{Radio de Corte} = \frac{4c^2 + b^2}{8c}$

Sección de Viga Reducida

MOMENTOS

MOMENTO MÁXIMO PROBABLE EN LA REDUCCIÓN (M_{pr}) : 63128.41 Kg-m

MOMENTO MÁXIMO PROBABLE EN LA CARA DE LA COLUMNA (M_f) : 76854.57 Kg-m

MOMENTO PLÁSTICO DE LA VIGA (M_{pe}) : 84839.46 Kg-m

M_f ≤ M_{pe} ✓

VALORES (a, b y c)

10.00	cm ≤ a =	15	cm ≤	15.00	cm
32.50	cm ≤ b =	35	cm ≤	42.50	cm
2.00	cm ≤ c =	5	cm ≤	5.00	cm

RADIO DE CORTE

R = 33.13 cm

CORTANTES

FUERZA CORTANTE EN LA VIGA (V_{RBS}) : 42234.36 Kg

FUERZA CORTANTE EN LA VIGA (V_{RBS}) : 32034.36 Kg

RESISTENCIA A CORTANTE REQUERIDA DE LA VIGA (V_u) : 43209.36 Kg

RESISTENCIA DE DISEÑO A CORTANTE DE LA VIGA (V_n) : 107569.71 Kg

V_u ≤ φV_n ✓

DISEÑO DE LA CONEXIÓN ALMA-COLUMNA

CORTANTE DE DISEÑO (V_u) : 43209.36 Kg

ESPESOR MÍNIMO DE PLACA (t_p) : 9.50 mm

ALTURA DE LA PLACA (d_{mín}) : 20.08 cm

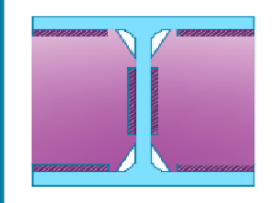
d_{mín} ≤ d_l ✓

La altura del alma es suficiente para resistir (V_u)

El alma de la viga se conectará al ala de la columna mediante una soldadura aca CJP que se extienda entre los orificios de acceso a la soldadura.

DISEÑAR
REGRESAR
CON

Revisión de las placas de continuidad



ESPESOR DEL ALMA DE LA COLUMNA (t_{cf}) = 2.60 cm

VERIFICACIÓN

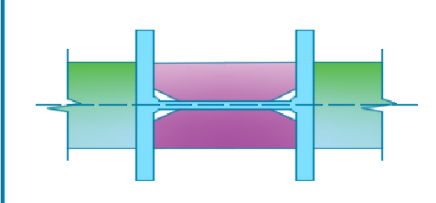
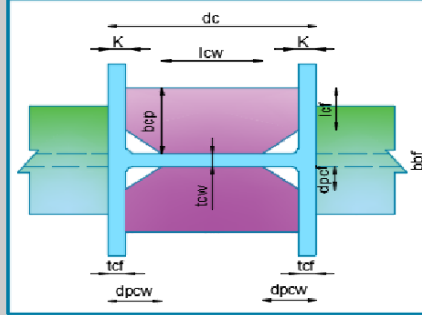
$t_{cf} \geq$	3.04	cm	✗
$t_{cf} \geq$	3.33	cm	✗

LA CONEXIÓN REQUIERE DE PLACA CONTINUIDAD

Diseño de las placas de continuidad

CONEXION_RBS

Menú Archivo Normas AISC Extras Salir

DIMENSIONES DE LA PLACA

ANCHO DE LA PLACA

ANCHO COINCIDE CON EL ALA D... 9.30 cm

ESPESOR DE LA PLACA

ESPESOR MÍNIMO (t_{cp-m})	0.80	cm
ESPESOR REQUERIDO (t_{cp-r})	0.69	cm
PROPONER ESPESOR (t_{cp})	1.6	cm

CHEQUEO

ESPESOR PROPUESTO ✓

RELACIÓN ANCHO-ESPESOR

5.81	<	13.49	✓
------	---	-------	---

REVISAR

LONGITUD DE CONTACTO

LÍNEA DE CONTACTO CON EL ALA

LONG. DE RECORTE (d_{pcf})	4.00	cm
LONG. DE CONTACTO (l_{cf})	6.00	cm

LÍNEA DE CONTACTO CON EL ALMA

LONG. DE RECORTE (d_{pcw})	9.10	cm
LONG. DE CONTACTO (l_{cw})	26.80	cm

SOLDADURA CON EL ALMA DE LA COLUMNA

RESISTENCIA DE DISEÑO (ϕR_n)	60745.25	Kg
CARGA ÚLTIMA (V_u)	43209.36	Kg
$V_u \leq \phi R_n$	✓	
TAMAÑO MIN. SOLDADURA (w)	7.24	mm

La soldadura que une la placa de continuidad con el alma de la columna puede ser ranura o de filete. El tamaño mínimo proporcionado aquí corresponde a una soldadura de doble lado usando electrodo E70.

Las placas de continuidad deben unirse a las alas de la columna con soldadura.

REGRESAR AC

Revisión de la zona de panel

ZONA DE PANEL



CORTANTE DE LA COLUMNA (V_c) = 21348.49 Kg

RESISTENCIA REQUERIDA (R_u) = 137441.94 Kg

RESISTENCIA DE DISEÑO (ϕR_n) = 158545.10 Kg

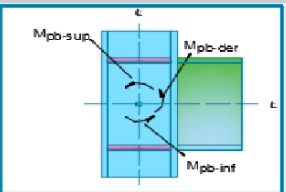
LA CONEXIÓN NO REQUIERE REFUERZO EN LA ZONA DE PANEL

VERIFICACIÓN

$\phi R_n \geq R_u$ ✓

Revisión del criterio viga débil-columna fuerte

RELACION VIGA-COLUMNA



SUM. DE MOMENTOS DE LA COLUMNA (ΣM_{pc}^*)= Kg-m

SUM. DE MOMENTOS DE LA VIGA (ΣM_{pb}^*)= Kg-m

LA RELACION DE "VIGA DÉBIL-COLUMNA FUERTE" CUMPLE

VERIFICACIÓN

$(\Sigma M_{pc}^*) / (\Sigma M_{pb}^*) =$ > 1 ✔

Resumen de resultados

CONEXION_RBS

Menú Archivo Normas AISC Extras Salir

CONEXIÓN A MOMENTO DE SECCIÓN DE VIGA REDUCIDA (RBS)



CONFIGURACIÓN

VIGAS CONECTADAS

UBICACIÓN

CLARO DE COLUMNA SUP m

CLARO DE COLUMNA INF m

DESCRIPCIÓN	VALOR	UNIDADES
PERFIL COLUMNA	HEB 450	-
MATERIAL COLUMNA	ASTM A572 Gr 50	-
PERFIL VIGA	IPE 500	-
MATERIAL VIGA	ASTM A572 Gr 50	-
CLARO DE VIGA	4.50	m
CARGA VIVA DE LA VIGA, (CV)	750.00	Kg/m
CARGA MUERTA DE LA VIGA, (CM)	1500.00	Kg/m
CARGA AXIAL DE LA COLUMNA, (PU)	360000.00	Kg
DISEÑO DE LA CONEXIÓN		
(a) MÍNIMO, DISTANCIA HORIZONTAL DESDE LA CARA DEL ALA DE LA COLUMNA HASTA EL INICIO DE UN CORTE DE LA RBS	10.00	cm
(a) MÁXIMO	15.00	cm
(a) PROPUESTO	15.00	cm
(b) MÍNIMO, LONGITUD DEL CORTE DE LA RBS	32.50	cm
(b) MÁXIMO	42.50	cm
(b) PROPUESTO	35.00	cm
(c) MÍNIMO, PROFUNDIDAD DEL CORTE EN EL CENTRO DE LA RBS	2.00	cm

(c) MÁXIMO	5.00	cm
(c) PROPUESTO	5.00	cm
RADIO DE CORTE (R)	33.13	cm
MÓDULO PLÁSTICO DE SECCIÓN, (ZRBS)	1419.60	cm ³
MOMENTO MÁXIMO PROBABLE, (Mpr)	63128.41	Kg-m
UBICACIÓN DE LA RÓTULA PLÁSTICA, (Sh)	0.33	m
DISTANCIA ENTRE ROTULAS PLÁSTICAS, (Lh)	3.40	m
FUERZA CORTANTE EN LA VIGA, (VRBS)	42234.36	Kg
MOMENTO MÁXIMO PROBABLE EN LA CARA DE LA COLUMNA, (Mf)	76854.57	Kg-m
MOMENTO PLÁSTICO DE LA VIGA, (Mpe)	84839.46	Kg-m
RESISTENCIA A CORTANTE REQUERIDA, (Vu)	43209.36	Kg
RESISTENCIA DE DISEÑO A CORTANTE DE LA VIGA, (OVn)	107569.71	Kg
¿REQUIERE PLACAS DE CONTINUIDAD?	SI	-
ANCHO DE LA PLACA DE CONTINUIDAD	9.30	cm
ESPESOR REQUERIDO DE LA PLACA DE CONTINUIDAD	0.69	cm
ESPESOR PROPUESTO DE LA PLACA DE CONTINUIDAD	1.60	cm
LONGITUD DE CONTACTO CON EL ALA	6.00	cm
LONGITUD DE CONTACTO CON EL ALMA	26.80	cm
RESISTENCIA DE DISEÑO PARA LAS PLACAS	60745.25	Kg
RESISTENCIA DE ELECTRODO E70	4920	Kg/cm ²
TAMAÑO MÍNIMO DE SOLDADURA PARA LAS PLACAS	7.24	mm
¿REQUIERE PLACA DE REFUERZO EN ZONA DE PANEL?	NO	-
SUMATORIA DE MOMENTOS DE LA COLUMNA (Mpc)	148446.88	Kg-m
SUMATORIA DE MOMENTOS DE LA VIGA, (Mpb)	86357.30	Kg-m
RELACIÓN COLUMNA FUERTE VIGA DÉBIL, (Mpc/Mpb)	1.72	-