



UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

POSGRADO

Tema: “Comparación del comportamiento sísmico resistente de una edificación en estructura metálica con elementos verticales tipo HEB vs. perfiles tubulares”

Trabajo de Titulación, previo a la obtención del Título de Cuarto Nivel de Magister en
Ingeniería Civil con Mención en Estructuras Metálicas

Modalidad Titulación: Proyecto de Titulación con componentes de investigación Aplicada y/o de desarrollo.

Autor: Ing. Julio César Silva Miranda

Director: Ing. Wilson Santiago Medina Robalino, Mg.

Ambato – Ecuador

2025

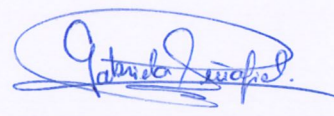
A la Unidad Académica de Titulación de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica

El Tribunal receptor del Trabajo de Titulación, presidido por: Ing. Santiago Paúl Cabrera Anda, Mg., e integrado por los señores: Ing. Lourdes Gabriela Peñafiel Valla, Mg. e Ing. Francisco Agustín Peña Jordán, Mg. designados por la Unidad Académica de Titulación de Posgrados de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato, para receptar el Trabajo de Titulación con el tema: “COMPARACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SISMO RESISTENTE DE UNA EDIFICACIÓN EN ESTRUCTURA METÁLICA CON ELEMENTOS VERTICALES TIPO HEB VS. PERFILES TUBULARES.” elaborado y presentado por el señor Ing. Julio César Silva Miranda, para optar por el Título de cuarto nivel de Magíster en Ingeniería Civil con mención en Estructuras Metálicas; una vez escuchada la defensa oral el Trabajo de Titulación, el Tribunal aprueba y remite el trabajo para uso y custodia en las bibliotecas de la Universidad Técnica de Ambato.



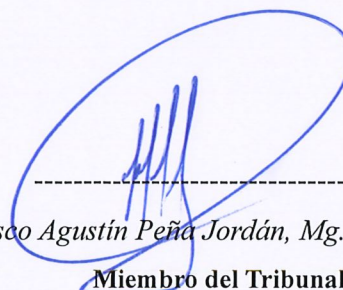
Ing. Santiago Paúl Cabrera Anda, Mg.

Presidente y Miembro del Tribunal



Ing. Lourdes Gabriela Peñafiel Valla, Mg.

Miembro del Tribunal

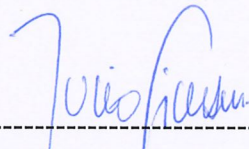


Ing. Francisco Agustín Peña Jordán, Mg.

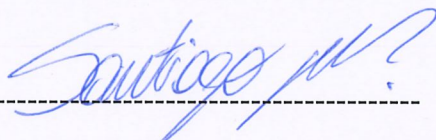
Miembro del Tribunal

AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

La responsabilidad de las opiniones, comentarios y críticas emitidas en el Trabajo de Titulación presentado con el tema: **“COMPARACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SISMO RESISTENTE DE UNA EDIFICACIÓN EN ESTRUCTURA METÁLICA CON ELEMENTOS VERTICALES TIPO HEB VS. PERFILES TUBULARES”**, le corresponde exclusivamente a: Ing. Julio César Silva Miranda, Autor bajo la Dirección de: Ing. Wilson Santiago Medina Robalino, Mg., Director del Trabajo de Titulación, y el patrimonio intelectual a la Universidad Técnica de Ambato.



Ing. Julio César Silva Miranda
C.C.: 0602900763
AUTOR

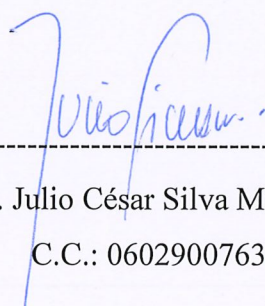


Ing. Wilson Santiago Medina Robalino, Mg.
C.C.: 1802324481
DIRECTOR

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, con fines de difusión pública, además apruebo la reproducción de este, dentro de las regulaciones de la Universidad.



Ing. Julio César Silva Miranda

C.C.: 0602900763

ÍNDICE GENERAL DE CONTENIDOS

PÁGINAS PRELIMINARES

PORTADA.....	i
A la Unidad Académica de Titulación de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica.....	ii
AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN	iii
DERECHOS DE AUTOR.....	iv
ÍNDICE GENERAL DE CONTENIDOS.....	v
ÍNDICE DE TABLAS.....	viii
ÍNDICE DE FIGURAS	ix
AGRADECIMIENTO.....	xi
DEDICATORIA	xii
RESUMEN EJECUTIVO	xiii
ABSTRACT	xiv
Capítulo I PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN.....	1
1.1 Introducción	1
1.2 Justificación.....	2
1.3 Objetivos	3
1.3.1 Objetivo General	3
1.3.2 Objetivos Específicos.....	3
Capítulo II MARCO TEÓRICO.....	4
2.1 Antecedentes investigativos	4

2.2	Fundamentación científica	9
2.2.1	Pórticos resistentes a momento	9
2.2.2	Tipos de análisis estructural	11
2.2.3	Niveles de desempeño.....	21
2.2.4	Objetivos de desempeño	23
2.2.5	Intensidad de los movimientos sísmicos	24
2.2.6	Modelado no lineal de estructuras y componentes de acero.	25
Capítulo III MARCO METODOLÓGICO		27
3.1	Tipo de investigación	27
3.2	Población o muestra:	27
3.3	Hipótesis.....	27
3.4	Recolección de información:.....	27
3.5	Procesamiento de la información	28
3.6	Desarrollo del trabajo	28
3.6.1	Primera Fase.....	28
3.6.2	Segunda Fase.....	45
Capítulo IV RESULTADOS y DISCUSIÓN		60
4.1	Análisis estático no lineal.....	60
4.1.1	Caso 1: Columnas tubulares rellenas de concreto y vigas I	60
4.1.2	Caso 2: Columnas tubulares sin relleno y vigas I	61
4.1.3	Caso 3: Columnas HEB y vigas I.....	63
4.2	Análisis y diseño de conexiones.....	64
4.2.1	Caso 1: Columnas tubulares rellenas de concreto y vigas I	64
4.2.2	Caso 2: Columnas tubulares sin relleno de hormigón y vigas I	66

4.2.3	Caso 3: Columnas HEB y vigas I.....	68
4.2.4	Placas base	72
4.3	Análisis de costos.....	75
4.4	Discusión.....	78
Capítulo V CONCLUSIONES RECOMENDACIONES Y BIBLIOGRAFÍA		79
5.1	Conclusiones	79
5.2	Recomendaciones.....	81
5.3	Bibliografía.....	82

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla I. Comparación de requerimientos de pórticos no arriostrados [28]	11
Tabla II. Tipos de análisis estructural [29].....	12
Tabla III. Niveles de desempeño estructural y criterios de aceptación: Pórticos de acero a momento [35]	22
Tabla IV. Elementos que componen la estructura, caso 1, 2 y 3	36
Tabla V. Columnas, caso 1, 2 y 3.....	37
Tabla VI. Cargas aplicadas por piso	38
Tabla VII. Datos de ingreso para el análisis estático equivalente	42
Tabla VIII. Datos de ingreso para determinación del espectro elástico.....	43
Tabla IX. Verificaciones análisis estático equivalente del caso 1	45
Tabla X. Verificaciones análisis dinámico lineal del caso 1	46
Tabla XI. Verificación de la estructura a torsión caso 1	48
Tabla XII. Participación de la masa modal caso 1	48
Tabla XIII. Verificaciones análisis estático equivalente del caso 2	49
Tabla XIV. Verificaciones análisis dinámico lineal del caso 2.....	50
Tabla XV. Verificación de la estructura a torsión caso 2	53
Tabla XVI. Participación de la masa modal caso 2.....	53
Tabla XVII. Verificaciones análisis estático equivalente del caso 3	54
Tabla XVIII: Verificaciones análisis dinámico lineal del caso 3.....	55
Tabla XIX. Verificación de la estructura a torsión caso 3	58
Tabla XX. Participación de la masa modal caso 3	58
Tabla XXI. Junta central, caso 1	66
Tabla XXII: Junta central, caso 2.....	68
Tabla XXIII. Junta central, caso 3, eje débil.....	70
Tabla XXIV. Junta central, caso 3, eje fuerte	71
Tabla XXV. Placa base, caso 1	72
Tabla XXVI. Placa base, caso 2	73
Tabla XXVII. Placa base, caso 3.....	74
Tabla XXVIII: Peso del acero y hormigón según el caso de estudio	75
Tabla XXIX: Presupuesto referencial según el caso de estudio.....	77

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Pórtico resistente a momento y su conexión [24]	9
Figura 2. Curva típica Pushover [31]	12
Figura 3. Curva de capacidad bajo carga lateral creciente [32]	13
Figura 4. Esquema general del método de los coeficientes [30]	15
Figura 5. Relación rigideces post fluencia [35]	17
Figura 6. Grafica de (a) deformación traslacional y (b) deformación rotacional [31]	18
Figura 7. Curva de fuerza-deformación generalizada [35]	19
Figura 8. Niveles de desempeño en curva momento rotación [31]	20
Figura 9. Niveles de desempeño en una curva de capacidad [31]	23
Figura 10. Objetivos de desempeño para distintas categorías de edificaciones [36]	24
Figura 11. Tipos de plasticidad para modelación no lineal [37]	25
Figura 12. Modelo de rótulas plásticas en pórtico de acero [38]	26
Figura 13. Modelo de fibras en pórtico de acero [38]	26
Figura 14. Vista en planta de la edificación	29
Figura 15. Vista en elevación de la edificación en sentido X	30
Figura 16. Vista en elevación de la edificación en sentido Y	30
Figura 17. Vista 3D, caso de estudio 1	31
Figura 18. Secciones aplicadas, caso de estudio 1	31
Figura 19. Vista 3D, caso de estudio 2	32
Figura 20. Secciones aplicadas, caso de estudio 2	32
Figura 21. Vista 3D, caso de estudio 3	33
Figura 22. Secciones aplicadas, caso de estudio 3	33
Figura 23. Propiedades del acero A572 Gr.50	35
Figura 24. Propiedades del concreto 21 MPa	35
Figura 25. Definición de patrones de carga	39
Figura 26. Caso de carga Muerta	40
Figura 27. Definición de la masa modal	41
Figura 28. Definición de parámetros de diseño en acero	41
Figura 29. Definición del coeficiente para el análisis sísmico estático	42
Figura 30. Espectro de respuesta sísmica	43
Figura 31. Ejemplo de asignación de rótulas en vigas	44
Figura 32. Ejemplo de asignación de rótulas plásticas en columnas	44

Figura 33. Asignación de rótulas en muros.....	44
Figura 34. Resultados del análisis estático equivalente del caso 1	46
Figura 35. Resultados del análisis dinámico lineal del caso 1	47
Figura 36. Resistencia de vigas y columnas caso 1	49
Figura 37. Resultados del análisis estático equivalente del caso 2	50
Figura 38. Corrección del cortante basal dinámico, caso 2.....	51
Figura 39. Resultados del análisis dinámico lineal del caso 2	52
Figura 40. Resistencia de vigas y columnas caso 2	54
Figura 41. Verificación del análisis estático equivalente del caso 3	55
Figura 42. Corrección del cortante basal dinámico, caso 3.....	56
Figura 43. Verificación del análisis dinámico lineal del caso 3	57
Figura 44. Resistencia de vigas y columnas caso 3	59
Figura 45. Análisis pushover en x, caso 1.....	60
Figura 46. Análisis pushover en y, caso 1	60
Figura 47. Resumen del análisis pushover, caso 1	61
Figura 48. Análisis Pushover en X, caso 2.....	62
Figura 49. Análisis Pushover en Y, caso 2	62
Figura 50. Resumen del análisis pushover, caso 2	62
Figura 51. Análisis pushover en X, caso 3.....	63
Figura 52. Análisis pushover en Y, caso 3.....	63
Figura 53. Resumen del análisis pushover, caso 3	64
Figura 54. Dimensiones de junta en eje H4, altura 3.74 metros	65
Figura 55. Dimensiones de junta en eje H4, altura 3.74 metros	67
Figura 56. Dimensiones de junta en eje h4, altura 3.74 metros	69
Figura 57. Placa base, caso 1	72
Figura 58. Placa base, caso 2	73
Figura 59. Placa base, caso 3	74
Figura 60. Peso total del acero A572 Gr.50 y sistema constructivo.....	76
Figura 61. Peso de las placas de conexión y sistema constructivo	77
Figura 62. Comparación de costos entre sistemas constructivos	78

AGRADECIMIENTO

A Dios por darme sabiduría y fuerza necesaria para alcanzar una meta de mi vida.

Gracias a la Universidad Técnica de Ambato y a sus docentes por compartir los conocimientos en las aulas.

Al Ing. Wilson Santiago Medina Robalino, Mg., por su guía, aporte, dirección y supervisión en este proyecto.

DEDICATORIA

A mi esposa: Liliana, e hijos Agustina, Juan José y Pablo Andrés por darme su apoyo y ser mi sustento durante el transcurso de formación.

A mi mami Ligia por brindarme su apoyo, a mi papi Julio por seguirme cuidando y bendiciendo desde la eternidad.

A mi hermano Jorge, mi mentor, aunque ya no estás físicamente presente, tus enseñanzas permanecen conmigo.

RESUMEN EJECUTIVO

El trabajo de investigación presente se centra en el análisis del comportamiento sismorresistente de tres sistemas estructurales con distintos elementos verticales: columnas rellenas de hormigón, columnas tubulares sin relleno y columnas HEB; se evaluó su desempeño, dimensionamiento y costos. Se realizaron los análisis estructurales, incluyendo las evaluaciones estáticas, dinámicas, y no lineales, empleando normativa como NEC 15, FEMA 440, ASCE 41-17, mediante las cuales confirmaron que los tres diseños cumplen con los criterios de seguridad y desempeño sísmico, alcanzando un nivel de Seguridad de Vida ante el sismo de diseño, el análisis del desempeño determinó además que el pórtico con columnas HEB y arriostramientos mostró el mejor comportamiento, seguido por las columnas tubulares sin relleno. Las columnas tubulares con relleno de hormigón se ubicaron en tercer lugar en términos de desempeño. Se diseñaron y analizaron mediante el software Idea Statica las juntas sísmicas, donde el software ilustró la disipación de energía en zonas óptimas. Para el análisis económico, se realizó un estudio comparativo de costos centrado en el acero A572 Gr.50 de las cuales son armadas las columnas y el hormigón. Los resultados mostraron que el sistema más económico es el de las columnas tubulares rellenas de concreto, con un costo de \$1,172,639.67, debido a un menor peso de acero y menor número de placas, en segundo lugar, se encontraron las columnas con secciones HEB, con un costo de \$1,752,035.49, y finalmente, las columnas tubulares, con un valor de \$2,253,024.43. En conclusión el análisis demuestra que el diseño con columnas HEB y arriostramientos presenta el mejor desempeño sísmico, mientras que el sistema de columnas tubulares rellenas de hormigón ofrece una solución económicamente más viable para las características de este tipo de edificación.

DESCRIPTORES: DISEÑO POR DESEMPEÑO, PUSHOVER, ANÁLISIS NO LINEAL, COSTOS ESTRUCTURA DE ACERO

ABSTRACT

This research focuses on analyzing the seismic resistance of three structural systems with different vertical elements: concrete-filled columns, tubular columns without filling, and HEB columns. Their performance, dimensions, and costs were evaluated. Structural analyses were performed, including static, dynamic, and nonlinear evaluations, using standards such as NEC 15, FEMA 440, and ASCE 41-17, confirming that all three designs satisfied seismic safety and performance criteria, reaching a level of Life Safety in the design earthquake. The performance analysis also determined that the frame with HEB columns and bracing showed the greatest resistance, followed by unfilled tubular columns. The tubular columns filled with concrete ranked as third in terms of performance. The seismic joints were designed and analyzed using Idea Statica software, which illustrated energy dissipation in optimal areas. For the cost analysis, a comparative cost study was conducted based on A572 Gr.50 steel, which is used to build the columns, and concrete. The results showed that the most economical system is the tubular columns filled with concrete, with a cost of \$1,172,639.67, because of a lower steel weight and with less plates. The columns with HEB sections were in second place, with a cost of \$1,752,035.49, and finally, tubular columns, with a value of \$2,253,024.43. In conclusion, the analysis shows that the design with HEB columns and bracing has the best seismic performance, while the system of concrete-filled tubular columns offers a better economically viable solution for the characteristics of this type of building.

KEYWORDS: PERFORMANCE-BASED DESIGN, PUSHOVER, NONLINEAR ANALYSIS, COSTS STEEL STRUCTURE

CAPÍTULO I

PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1 INTRODUCCIÓN

La presente investigación se enfoca en el análisis del comportamiento de estructuras de acero expuestas a amenazas sísmicas. Tras los sismos de Northridge (1994) y Kobe (1995), países como USA, Japón y algunos países europeos, han tenido que replantear la forma de diseñar sus estructuras en zonas sísmicas. Estos movimientos sísmicos, aunque de magnitud importante, no cobraron muchas vidas, incluso al estar en zonas altamente pobladas; pero si han sido unos de los fenómenos naturales que han causado más pérdidas materiales hasta la fecha. Particularmente el AISC (American Institute Steel Construction), dedicado exclusivamente a estructuras de acero, ha publicado sus disposiciones sísmicas; las cuales recogen toda la experiencia y conocimiento adquirido de los movimientos sísmicos anteriores. Esta investigación se ha diseñado para ofrecer un análisis comparativo del comportamiento sismo resistente de una edificación en estructura metálica usando tres escenarios que comprenden: elementos verticales HEB, perfiles tubulares huecos y perfiles tubulares rellenos de hormigón. La metodología empleada en el presente trabajo investigativo se basó en el análisis de una edificación en estructura metálica, partiendo de la cuantificación de cargas, pre-dimensionamiento de elementos horizontales y verticales. A partir de estos datos, generar los modelos de la edificación propuestos en un programa especializado de análisis estructural, donde se establezca el comportamiento estático lineal y no lineal, de esta forma determinar el comportamiento frente a un sismo y su capacidad para alcanzar una alta deformación. La investigación determinó los niveles de desempeño, la curva de capacidad y el factor de reducción por disipación de energía de la edificación de estructura metálica. Estos resultados se compararon con los obtenidos mediante el método de diseño estructural tradicional, aplicando las normativas nacionales e internacionales. Finalmente, se elaboraron matrices de comparación de los resultados, donde a través de gráficos y tablas, se pudo cotejar diversos aspectos mencionados con anterioridad para precisar el mejor escenario frente a un evento sísmico, y a su vez determinar el mejor sistema estructural para la edificación en estudio bajo las condiciones de entorno establecidas.

1.2 JUSTIFICACIÓN

Actualmente a nivel mundial se vienen desarrollando varios sistemas estructurales resistentes ante amenazas sísmicas generalmente la utilización de pórticos resistentes a momento. Particularmente el diseño sismo resistente lo emplean países altamente sísmicos como Colombia, Chile, Ecuador entre otros, dada su geografía, condiciones tectónicas y amenaza sísmica constante propone un reto para el diseño de estructuras seguras siendo de gran relevancia la protección de vidas humanas y preservación del patrimonio. Los terremotos previos han confirmado que Ecuador es uno de los países más vulnerables de toda la región en Sudamérica [1].

La normativa ecuatoriana de la construcción (NEC) [2] establece los requerimientos técnicos que debe poseer una estructura sismo resistente para garantizar un buen desempeño frente a movimientos sísmicos; para lo cual delimita la deriva permisible al 2%. Dado que Ecuador es un país con actividad sísmica es necesario implementar diseños de estructuras que posean sismo-resistencia para reducir la vulnerabilidad; crucialmente en edificaciones que poseen gran afluencia de personas [3].

Sin embargo, para las edificaciones de acero estas disposiciones son adaptaciones de normativas extranjeras las cuales no representan adecuadamente el panorama de la construcción en Ecuador. Generalmente en las estructuras de acero se emplean elementos tubulares como columnas dado que son eficientes e igualmente resistentes que los perfiles I, W o HEB. En este enfoque se propone en la presente investigación la Comparación del comportamiento sismo resistente de una edificación en estructura metálica con elementos verticales tipo HEB vs. perfiles tubulares, además de establecer el costo beneficio al emplear estos tipos de elementos estructurales.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo General

- Desarrollar la comparación del comportamiento sísmo resistente de una edificación en estructura metálica con elementos verticales tipo HEB vs. perfiles tubulares.

1.3.2 Objetivos Específicos

- Dimensionar los elementos estructurales utilizando elementos verticales tipo HEB, tubulares vacíos y tubulares rellenos de hormigón, en base a las solicitaciones impuestas.
- Analizar el comportamiento estructural de los modelos impuestos en base a los criterios de aceptabilidad sísmica.
- Analizar y diseñar las conexiones más representativas, aplicando las normas vigentes.
- Realizar el análisis del desempeño sísmico de cada uno de los modelos desarrollados, mediante el análisis estático no lineal Pushover.
- Realizar un análisis comparativo de costo - beneficio al emplear los diferentes elementos verticales propuestos en cada modelo analizado.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS

Las investigaciones sobre la actividad sísmica han revelado la vulnerabilidad de América Latina ante estos fenómenos, como lo evidencia los registros de los últimas décadas de entre los cuales tenemos los sismos de Pujilí en Ecuador el 28 de marzo de 1996, $M_w=5.9$; Nazca en Perú el 12 de noviembre de 1996, $M_d=6.4$; Cariaco en Venezuela el 9 de julio de 1997, $M_s=6.8$; Punitaqui en Chile el 14 de octubre de 1997, $M_w=7.1$; Aiquile en Bolivia el 22 de mayo de 1998, $M_w=6.8$; Bahía de Caráquez en Ecuador el 4 de agosto de 1998, $M_s=7.1$; Armenia en Colombia el 25 de enero de 1999, $M_L=6.2$; y, Arequipa en Perú el 23 de junio de 2021, $M_b=6.9$. Estos eventos, a pesar de sus magnitudes moderadas provocaron extensos daños estructurales y una lamentable pérdida de vidas de cerca de 2,000 muertes. Este patrón de destrucción, desproporcionado respecto a la magnitud de los sismos, evidencia la urgente necesidad de implementar estrategias de reforzamiento en las edificaciones existentes y nos obliga a cuestionar la efectividad de las prácticas de diseño y construcción de hace años atrás [4] .

El uso de perfiles de acero de sección tubular hueca (Hollow Steel Section, HSS por sus siglas en inglés) en la construcción de edificios de acero, es una práctica muy difundida en muchos países extendido en la construcción de edificios debido a sus ventajas arquitectónicas y estructurales. Sus formas geométricas, ya sean circulares, rectangulares o cuadradas, ofrecen una gran flexibilidad de diseño y se adaptan fácilmente a los acabados y cerramientos de las edificaciones. Además, su uniformidad de propiedades estructurales, como la inercia en ambas direcciones principales, los convierte en una alternativa atractiva para ingenieros y arquitectos, especialmente cuando se emplean como columnas o miembros a flexo compresión. Sin embargo, el comportamiento estructural de los perfiles HSS no es ideal en regiones de mediana y alta sismicidad. Debido que su principal limitación es el espesor delgado de sus paredes en ciertos casos, una característica que compromete su capacidad para lograr un adecuado desempeño sismorresistente [5].

La popularidad de los perfiles de acero de sección hueca (HSS) ha crecido notablemente en la construcción, superando a los perfiles de sección abierta. Esta tendencia se debe a

sus ventajas propias de producción y geometría, las cuales se traducen en una disminución de costos y tiempo total de construcción. Además, su estética atractiva los hace ideales para estructuras expuestas, lo que ha impulsado su uso entre los arquitectos. Sin embargo, a pesar de sus beneficios, existe una considerable sospecha en la comunidad de la ingeniería estructural, el cual se centra en el desempeño de los HSS en contextos de diseño sísmico. Este debate cuestiona la idoneidad de estos perfiles para lograr un comportamiento estructural adecuado ante solicitaciones sísmicas [6].

Una de las principales razones que detalla [7] por las que los diseñadores estructurales dudan al utilizar HSS es que dichos perfiles pueden tener espesores de pared muy delgados en relación con su diámetro, lo que puede causar fallas prematuras o deformaciones excesivas en las conexiones debido a las grandes concentraciones de esfuerzos presentes. Esto obliga a los diseñadores al uso de columnas con espesor de pared más grueso, o bien a implementar complejas configuraciones en las conexiones para así disminuir las concentraciones de esfuerzos y otorgar a la unión un mejor comportamiento estructural.

En su investigación [8], con el objetivo de garantizar la seguridad de las edificaciones de acero y minimizar daños durante terremotos, estudiaron una edificación de acero con mampostería no reforzada y su influencia en el comportamiento sísmico con lo cual propuso desarrollar nuevos criterios que consideren la contribución de elementos no estructurales en un modelo numérico.

Investigaciones anteriores [9] han identificado limitaciones en los criterios de diseño sísmico convencionales. Estos criterios, centrados en la capacidad de las columnas y los requisitos de deformación, no simulan el comportamiento real de las estructuras bajo sismos. Para ello se han estudiado modelos que incorporen mecanismos plásticos de manera que se conozca mejor el comportamiento de los miembros estructurales.

Es así que los resultados [10] indicaron que los pórticos con mayor deterioro de juntas, menor resistencia a la plastificación y mayor complejidad incluyendo mayores tramos y plantas exhibían mayores demandas de deriva residual, de manera que sugiere que el modelo de predicción desarrollado podría ser una herramienta útil en las primeras etapas

del diseño de pórticos para evaluar la reparabilidad estructural de estos sistemas sismorresistentes.

Por otra parte, el artículo [11] propuso un nuevo procedimiento de diseño para pórticos de acero que incluyen amortiguadores viscoelásticos, considerando los parámetros que gobiernan la respuesta de estos materiales viscoelásticos, con el fin de comparar su desempeño sísmico y costo constructivo frente a otros métodos de diseño convencionales.

Al hablar de diseños convencionales una investigación anterior se propuso analizar el diseño de un pórtico resistente a momento de acero de cinco plantas con tres tipos de columnas (cuadradas, de gran altura y de gran altura excluyendo refuerzos), esta investigación realizada por [12] observó que las disposiciones sísmicas de la norma CSA S16 son adecuadas para las columnas de la primera planta. Sin embargo, para garantizar un comportamiento sísmico seguro en las columnas de gran peralte de plantas superiores, se requieren comprobaciones de estabilidad adicionales. Es decir que en elementos estructurales como columnas se necesitan más comprobaciones para garantizar un buen comportamiento ante un sismo.

Con el propósito de entender la influencia de las columnas en los pórticos a momento en su estudio [13] al analizar los pórticos resistentes a momento sus resultados revelan una relación inversa entre el límite elástico del acero (F_y) y el factor de reducción sísmico (R) en pórticos que emplean secciones HSS. Es decir, a mayor límite elástico, menor factor R , lo que indica una mayor capacidad para resistir fuerzas sísmicas de estas secciones.

Considerando el costo del acero en su estudio [14] propuso un marco de optimización basado en el rendimiento para determinar la sección transversal óptima de un pórtico resistente a momento de acero. Al aplicarlo a edificios de 3 a 15 plantas, encontró que los diseños optimizados pueden reducir el peso estructural hasta en un 38% sin comprometer el desempeño sísmico. De esta forma se reducen los costos asociados a la materia prima que es el acero estructural.

Otro estudio previo realizado por [15] sugiere que las edificaciones con columnas de sección I de gran peralte pueden requerir menores exigencias sísmicas en comparación con aquellos con peraltes medios; esto se debe, principalmente, al aumento de la rigidez

y resistencia estructural proporcionada por las propiedades inherentes de la sección de gran peralte. Sin embargo, esta reducción en las demandas sísmicas es más notoria en edificios de baja y media altura.

Enfatizando el estudio de [16] sobre los pórticos a momento con enfoque experimental de un marco de dos pisos niveles. Obtuvo que las columnas compactas demostraron ser las más eficientes sísmicamente, mientras que las esbeltas fallaron prematuramente debido a inestabilidades locales, y las no compactas mostraron una capacidad limitada por su menor endurecimiento por deformación. Con ello se destaca que la sección que componen los elementos verticales es importante para que la estructura tenga un buen comportamiento.

Como menciona [17] acerca sobre comportamiento estructural de los pórticos a momento sobre la interacción entre vigas, columnas y conexiones, así como en la capacidad de disipación de energía de los sistemas, manifiesta que los pórticos especiales a momento, especialmente aquellos que incorporan conexiones con mayor rigidez post fluencia y elementos reemplazables, son una solución altamente eficiente para el diseño sísmico. Por otra parte, en la investigación de [18] ha evidenciado que la aplicación de técnicas de optimización basadas en desempeño a pórticos resistentes a momento ha permitido desarrollar diseños más eficientes y económicos, incluso en estructuras de gran complejidad, al reducir el consumo de acero y controlar las derivas entre pisos.

En su estudio comparativo [19] acerca de los distintos sistemas de resistencia sísmica determinó que en los pórticos especiales a momento conocidos como PEM describen un nivel de desempeño IO conocido como ocupación inmediata, además para un espectro de diseño de 475 años fue el mejor sistema sin embargo el más costoso que los otros sistemas. Asimismo, el trabajo de [20] en edificios altos, dada la complejidad del comportamiento sísmico de los pórticos arriostrados puede llevar a resultados inesperados y menos favorables. Mientras que los pórticos especiales a momento, por su parte, presentan un comportamiento intermedio en términos generales en edificaciones de gran tamaño. Asimismo [21], propone recomendaciones en constructivas específicos para mejorar el desempeño sísmico de las estructuras STMF, para minimizar la

inestabilidad lateral-torsional y maximizar la capacidad de deformación plástica de los elementos traduciéndose en ductilidad y mejor comportamiento estructural.

El estudio de [22] analizó el desempeño sísmico de pórticos de acero equipados con bahías de disipación de energía (EDBs). Los resultados de su investigación confirmaron que, aunque las EDBs son efectivas para proteger a los pórticos de sismos aislados de magnitud moderada, su capacidad de protección se ve comprometida cuando la estructura es sometida a cargas sísmicas repetitivas. Específicamente, el estudio demostró que una vez que la magnitud de los sismos supera un umbral crítico, el daño plástico en los pórticos principales aumenta de manera significativa. Por lo tanto, los modelos de diseño existentes pueden subestimar el daño real en estructuras de acero, lo que subraya la necesidad de desarrollar una metodología de evaluación más precisa.

Como se puede apreciar los estudios de [10], [17], [18], [19] indican que los pórticos especiales a momento, diseñados con principios de columna fuerte viga débil, conexiones rígidas, y mecanismos de plastificación, ofrecen una mayor seguridad ante eventos sísmicos. Cabe recalcar que [12], [16] enfatizan más sobre los elementos estructurales principalmente en las columnas, como los distintos tipos de secciones pueden mejorar el comportamiento global de la estructura. Además, como menciona [22] estudiar el desempeño y el nivel de daño que puede ocasionar las cargas sísmicas a la estructura.

2.2 FUNDAMENTACIÓN CIENTÍFICA

La investigación se basa en el área de la ingeniería sísmo resistente, teniendo interés en el cálculo de pórticos de acero especiales resistentes a momento (SMF), misma que se basa en leyes y reglamentos estructurados y esquematizados cuyo procedimiento no podemos cambiar, además está orientado a la interpretación de resultados.

2.2.1 Pórticos resistentes a momento

Un pórtico en estructura metálica especial resistente a momento (MF, por sus siglas en inglés) es un sistema de marcos rígidos que utiliza conexiones fuertes entre vigas y columnas para resistir fuerzas laterales como las causadas por sismos. Estos pórticos están diseñados para que cumpla una función determinada con un grado de seguridad razonable y que en condiciones normales de servicio tenga un comportamiento adecuado [23].

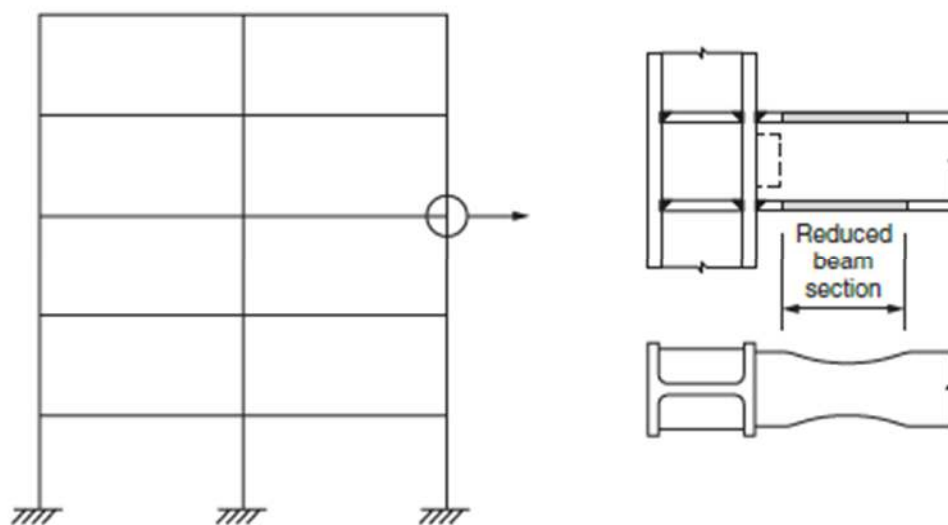


Figura 1. Pórtico resistente a momento y su conexión [24]

Los pórticos de acero resistente a momento se los pueden clasificar de acuerdo su capacidad de resistencia ante la fuerza sísmica, las diferentes normativas como: disposiciones sísmicas para edificaciones de acero (AISC 341-16) [25], especificación para edificios de acero estructural (AISC 360-16) [23] y Cargas mínimas de diseño para edificios y otras estructuras (ASCE 7-16) [26], divide los pórticos a momento en las siguientes categorías:

Pórtico a Momento de Acero Ordinario (OMF)

El Pórtico a Momento de Acero Ordinario son diseñado sin requerimientos estrictos o específicos de estabilidad o limitaciones en la relación ancho-espesor de los perfiles que lo componen el sistema estructural. Los miembros y sus conexiones son proyectados para una capacidad de deformación inelástica mínima durante un evento sísmico, generalmente su uso es zonas de baja demanda sísmica donde la disipación de energía por fluencia no es el mecanismo de diseño principal que lo compone [27].

Pórtico a Momento de Acero Intermedio (IMF)

El Pórtico a Momento de Acero Intermedio constituye un sistema resistente a sismos que proporciona capacidad de deformación inelástica mediante la fluencia por flexión de las vigas y columnas, así como por la fluencia por corte en las zonas de panel de las columnas. Estos presentan una capacidad de disipación de energía moderada considerados generalmente como pórticos de ductilidad limitada o moderada [27].

Pórtico a Momento de Acero Especial (SMF)

El Pórtico a Momento de Acero Especial está diseñado para ofrecer una capacidad de deformación inelástica significativa alta. Esta característica se logra a través de la formación controlada de rótulas plásticas por flexión en las vigas de acero y la fluencia por corte en la zona de panel. Este sistema estructural debe cumplir con los rigurosos requisitos de alta ductilidad. Un principio de diseño estructural fundamental para este sistema es que las columnas deben ser más resistentes que las vigas (criterio de columna fuerte-viga débil), permitiendo que la fluencia se concentre en las vigas. La fluencia por flexión de las columnas está restringida y solo se permite en la base de las columnas del primer piso. Las conexiones viga-columna utilizadas en estos pórticos son típicamente conexiones precalificadas, conforme a la norma ANSI/AISC 358-16 y clasificadas como totalmente restringidas [27].

Tabla I. Comparación de requerimientos de pórticos no arriostrados [28]

TIPO DE PÓRTICO	PÓRTICO A MOMENTO ESPECIAL (SMF)	PÓRTICO A MOMENTO INTERMEDIO (IMF)	PÓRTICO A MOMENTO ORDINARIO (OMF)
Factor de reducción sísmica (R)	8	4.5	3.5
Ángulo de Deriva de Piso	0.04 rad	0.02 rad	Sin mínimo especificado
Resistencia a la Flexión de la Conexión	la conexión alcanza un mínimo del 80% del momento plástico nominal de la viga en un ángulo de deriva de piso de 0.04 rad	la conexión alcanza un mínimo del 80% del momento plástico nominal de la viga en un ángulo de deriva de piso de 0.02 rad	Cumplir los requisitos de las Secciones E1.6b, E2.6 y E3.6 (AISC 360)
Relación de momentos Viga- Columna	$\frac{\sum Mp_c}{\sum Mp_b} > 1$	Sin requisitos adicionales más allá de la Especificación AISC	Sin requisitos adicionales más allá de la Especificación AISC
Limitaciones de Relación Ancho- Espesor	λ_{hd}	λ_{md}	-
Restricción lateral en nudos	Si	Si	No
Arriostramiento de Estabilidad de Vigas	Se requiere arriostramiento de viga miembros altamente dúctiles $L_b = 0.095 r_y \frac{E}{F_y}$	Se requiere arriostramiento de viga miembros moderadamente dúctiles $L_b = 0.19 r_y \frac{E}{F_y}$	Sin requisitos adicionales más allá de la Especificación AISC
Zona Protegida	Según lo establecido por ANSI/AISC 358 para cada conexión precalificada; la mitad de la altura de la viga desde el centro de la rótula plástica	Según lo establecido por ANSI/AISC 358 para cada conexión precalificada; la mitad de la altura de la viga desde el centro de la rótula plástica	Ninguna

2.2.2 Tipos de análisis estructural

Los diferentes tipos de análisis estructurales empleados para el diseño basado en desempeño (PBSD, Performance Based Seismic Design, por sus siglas en inglés) recalcan la importancia de predecir con exactitud la respuesta estructural de las edificaciones ante los sísmicos del suelo. Normativas internacionales en general divide en cuatro categorías de análisis estructural como se indica en la tabla a continuación [29].

Tabla II. Tipos de análisis estructural [29]

	LINEAL	NO LINEAL
Estático	• Procedimiento fuerza lateral equivalente	• Análisis Pushover (método de coeficientes, linealización equivalente)
Dinámico	• Modal espectral • Lineal tiempo historia	• Espectro de Respuesta Inelástico • Análisis No lineal tiempo historia

2.2.2.1 Análisis Pushover

El análisis estático no lineal (pushover) es utilizado para cuantificar la resistencia de la estructura a la deformación lateral y para evaluar el modo de deformación y la intensidad de las demandas locales en la estructura. Considera diversas técnicas, entre ellas el uso de perfiles de fuerza lateral constante y el uso de enfoques adaptativos y multimodales. Las técnicas de pushover proporcionan información útil sobre las características generales del sistema estructural y pueden utilizarse para identificar algunos de los mecanismos probables que puedan ocurrir en la edificación. Dado que la carga prescrita utilizada en los análisis de pushover no puede representar el rango potencial de carga experimentado en la respuesta dinámica de un sismo, los resultados obtenidos por los análisis de pushover representan, en el mejor de los casos, una aproximación del comportamiento no lineal que se espera que se desarrolle en respuesta a los movimientos sísmicos del terreno [30].

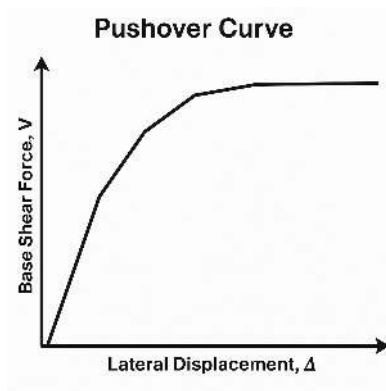


Figura 2. Curva típica Pushover [31]

2.2.2.2 Curva de capacidad

El objetivo central del análisis no lineal estático “Pushover” es la generación de la curva de capacidad, que representa el desplazamiento lateral como una función de la fuerza aplicada a la estructura. Este proceso provee al diseñador valores que le dan una visión más clara del comportamiento de una estructura. La capacidad es la representación gráfica de cuanto una estructura resiste una demanda sísmica. El comportamiento de una estructura depende de la manera en que su capacidad maneja la demanda sísmica. En otras palabras, la estructura debe ser capaz de resistir la demanda del terremoto tal que el comportamiento de la estructura sea compatible con los objetivos de desempeño [31].

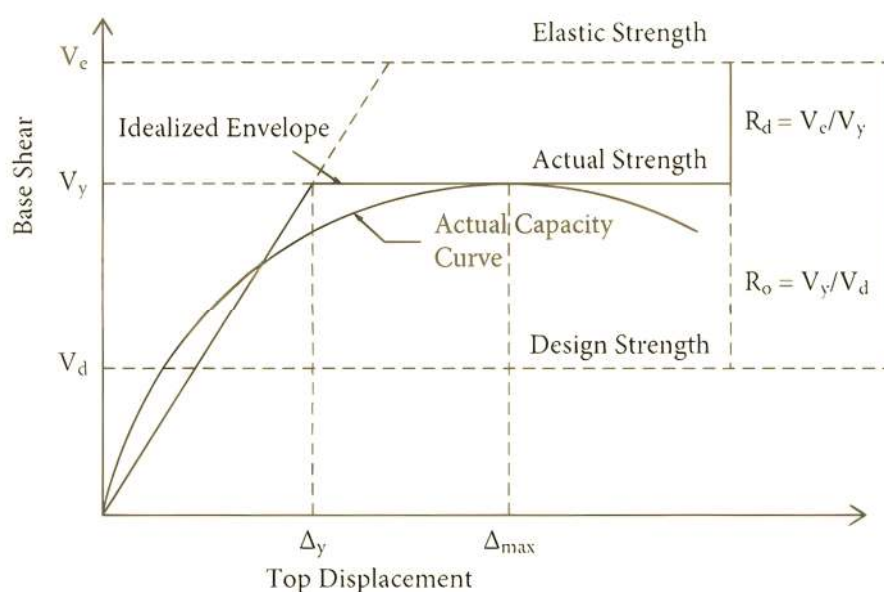


Figura 3. Curva de capacidad bajo carga lateral creciente [32]

La capacidad total de una estructura depende de la resistencia y capacidades de deformación de sus componentes individuales. Para determinar la capacidad más allá de los límites elásticos, se requiere alguna forma de análisis no lineal, tal como el procedimiento Pushover. Este procedimiento usa una serie de análisis elásticos secuenciales, superpuestos para aproximar un diagrama de capacidad fuerza-desplazamiento de toda la estructura. El procedimiento se puede resumir en lo siguiente: El modelo matemático de una estructura, inicialmente sin rótulas, es expuesto a fuerzas laterales hasta que algunos elementos alcancen su límite elástico,

luego la estructura es modificada para tomar en cuenta la resistencia reducida de elementos donde su capacidad ha sido rebasada y se han producido rótulas. Una distribución de fuerzas laterales es otra vez aplicada hasta que en adicionales elementos se produzcan rótulas. La curva de capacidad pushover aproximadamente nos indica como la estructura se comporta después de exceder su límite elástico [33].

2.2.2.3 Punto de desempeño

El punto de desempeño representa el desplazamiento estructural máximo esperado para una demanda de sismo especificada. El punto de desempeño (PP) en el Diseño Basado en Desempeño (PBD). Representa el punto de equilibrio en la curva de capacidad de una estructura donde su capacidad de resistencia se iguala a la demanda impuesta por un sismo. Esta demanda no es la original, es una demanda reducida, ya que el daño estructural, manifestado a través de la histéresis, disipa la energía del terremoto y su determinación puede ser de gran ayuda para incrementar los niveles de seguridad a un bajo costo [31].

Los métodos de determinación del desplazamiento en el PP son los siguientes:

- Método del coeficiente de desplazamiento (FEMA-356)
- Método del espectro de capacidad (ATC-40)
- Método de linealización equivalente (FEMA-440)
- Método de modificación de desplazamiento (FEMA-440)

Dado que el presente trabajo de investigación se enfoca en realizar el análisis Pushover mediante la aplicación de una herramienta computacional y ya que la misma emplea los métodos antes descritos, precisamente para la obtención del punto de desempeño de la estructura se procede a describir el método el coeficiente propuesto en FEMA 356 empleado para el desarrollo de la investigación.

2.2.2.4 El Método del Coeficiente de Desplazamiento

El Método del Coeficiente de Desplazamiento es una técnica empleada para calcular el desplazamiento objetivo de una estructura. Este enfoque, es de naturaleza teórica, ya que no utiliza diagramas. Para determinar el desplazamiento objetivo, este método se basa en una serie de coeficientes que toman en cuenta factores como un sistema equivalente de un solo grado de libertad, la histéresis, la acción inelástica y los efectos

P-Δ. Debido a que se basa en estos coeficientes, es una forma directa y fácil de aplicar para la evaluación sísmica [31].

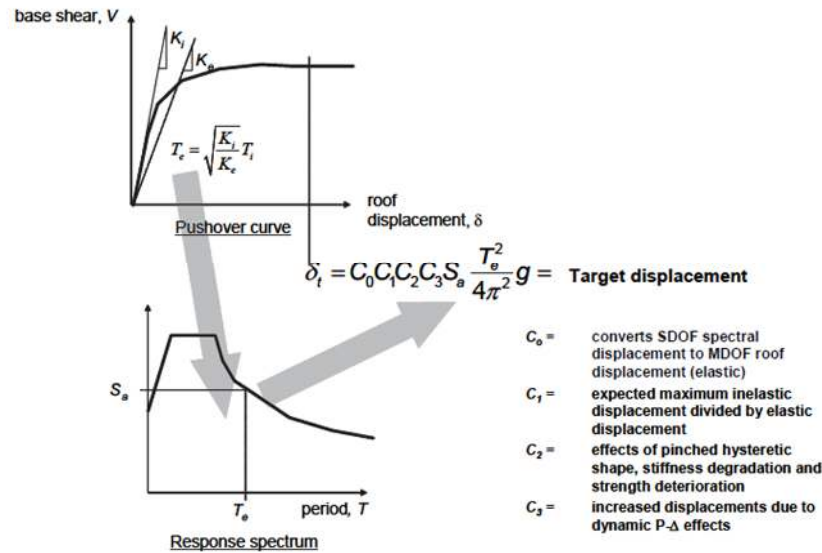


Figura 4. Esquema general del método de los coeficientes [30]

Factor de modificación por relación de desplazamiento espectral (Coeficiente C_0)

Factor de modificación para relacionar el desplazamiento espectral de un sistema SDOF equivalente con el desplazamiento del techo del sistema MDOF del edificio. Para determinar este factor existen tres formas descritas en FEMA P-440: usando el primer factor de participación modal, el procedimiento descrito en la sección 3.3.3.2.3 de FEMA 356, o el valor adecuado de la tabla 3.2 de FEMA 356 [30].

Factor de modificación por conversión de desplazamiento elástico (Coeficiente C_1)

Este coeficiente es empleado para convertir el desplazamiento elástico en inelástico. El coeficiente C_1 en el FEMA 356 es usado con otros coeficientes en un procedimiento estático no lineal conocido como el método del coeficiente. Se propone una relación simple para el coeficiente C_1 . Según el FEMA 356, el coeficiente C_1 es limitado (nivelado), para estructuras con periodos relativamente cortos, sin embargo últimas investigaciones sugieren que esta limitación no sea usada, con lo que quizá puede incrementarse el desplazamiento para algunas estructuras por lo que FEMA 440 presenta procedimientos racionales para tomar en cuenta algunas características en estructuras

con periodos cortos (interacción suelo-estructura), que pueden reducir la respuesta del movimiento del suelo en lugar de las actuales limitaciones sobre el coeficiente C_1 , FEMA P-440 propone el cálculo de la siguiente manera [30].

$$C_1 = \begin{cases} 1.0 & \text{for } T_e < 0.1 \text{ s} \\ 1.0 + \frac{(R-1)T_s}{T_e} & \text{for } T_e \geq T_s \\ \frac{1.0}{R} & \end{cases}$$

Como se puede apreciar los valores no pueden ser inferiores a la unidad, pero tampoco no superiores a los valores indicados en la sección 3.3.1.3.1 de FEMA 356 (Procedimiento estático lineal, LSP). Para ello se considera T_e , Período fundamental del edificio en la dirección considerada, incluyendo la modificación por los efectos SSI, si procede y T_s , Período característico del espectro de respuesta, definido como el período asociado a la transición del segmento de aceleración constante del espectro al segmento de velocidad constante del espectro. Los valores de C_1 indicados son:

$$C_1 = \begin{cases} 1.5 & \text{for } T_e < 0.1 \text{ s} \\ 1.0 & \text{for } T_e \geq T_s \end{cases}$$

Factor de modificación por degradación cíclica (coeficiente C2)

Factor de modificación para representar el efecto de la forma histerética pellizcada, la degradación de la rigidez y el deterioro de la resistencia en la respuesta de desplazamiento máximo. Los valores de C_2 para diferentes sistemas de entramado y niveles de rendimiento estructural (es decir, ocupación inmediata, seguridad de vida y prevención de colapso) se obtienen de la Tabla 3.3 del documento FEMA 356. Alternativamente, C_2 puede tomar el valor de uno en procedimientos no lineales [30].

Dos tipos de degradación pueden afectar la respuesta. También el efecto de cada tipo difiere del uno del otro. Para propósitos del procedimiento de modificación de desplazamientos en acuerdo con el FEMA 356, este sugiere que el coeficiente C_2 represente sólo los efectos de la degradación de rigidez. Los efectos de la degradación de la resistencia son limitados al comportamiento con degradación cíclica y en el ciclo. Para periodos más grandes que 0.7 seg., C_2 puede asumirse igual a 1.0. El coeficiente

C2, necesita ser aplicado sólo a estructuras que exhiben significativa degradación de rigidez y/o resistencia [34].

El grado con el cual las demandas de deformación son incrementadas por la degradación cíclica depende de las características del comportamiento histerético, que son muy sensibles al material estructural, detallado, y características del movimiento del suelo. Debido a los muchos parámetros envueltos, es difícil capturar los efectos de todos los posibles tipos de degradación cíclica con un simple factor de modificación.

Factor de modificación por efectos dinámicos P-Δ (coeficiente C3)

Para considerar los valores de este coeficiente se analiza primeramente la rigidez positiva y negativa de los edificios como se puede apreciar en la figura 5. Factor de modificación para representar el aumento de los desplazamientos debido a los efectos dinámicos P-Δ. Para edificios con rigidez positiva tras el rendimiento, C3 se establece igual a 1.

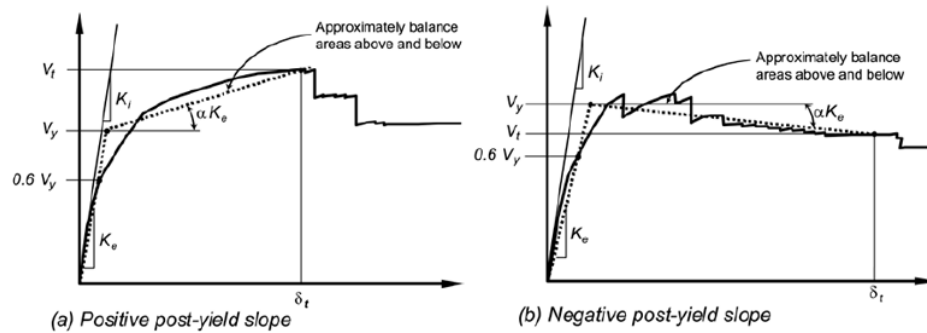


Figura 5. Relación rigideces post fluencia [35]

El grado en que los efectos dinámicos P-Δ aumentan los desplazamientos depende de: (1) la relación α entre la rigidez negativa posterior al rendimiento y la rigidez elástica efectiva, (2) el período fundamental del edificio, (3) la relación de resistencia, (4) las relaciones históricas de carga-deformación para cada piso, (5) las características de frecuencia del movimiento del suelo y (6) la duración del movimiento fuerte del suelo. Debido al número de parámetros implicados, es difícil captar los efectos dinámicos P-Δ con un único factor de modificación. El coeficiente C3, calculado solo para aquellos edificios que presentan rigidez negativa post-fluencia con la siguiente expresión:

$$C_3 = 1 + \frac{|\alpha|(R - 1)^{\frac{3}{2}}}{T_e}$$

Donde, T_e , Período fundamental efectivo del edificio calculado. R , relación entre la demanda de resistencia elástica y la capacidad de resistencia calculada. S_a , aceleración del espectro de respuesta, en el período fundamental efectivo y la relación de amortiguación del edificio. g , aceleración gravitacional y α , relación entre la rigidez posterior al rendimiento y la rigidez elástica efectiva, donde la relación no lineal entre fuerza y desplazamiento se caracteriza por una relación bilineal [35].

2.2.2.5 Ductilidad

En la ingeniería estructural la ductilidad se la conoce como la capacidad de una estructura o elemento estructural para sufrir una gran deformación sin perder significativamente su resistencia. La ductilidad en esencia le permite a la estructura soportar terremotos fuertes, ya que puede deformarse y estirarse sin perder su capacidad de resistencia. La ductilidad también nos permite aplicar un factor de reducción de la respuesta en la fórmula del esfuerzo cortante en la base, lo que reduce la fuerza de diseño y conduce a un ahorro económico. La ductilidad se deriva de un detallado adecuado en las estructuras de hormigón armado y de unos detalles de conexión apropiados en las estructuras de acero. Como expresión matemática, la ductilidad (μ) es la relación entre la deformación última (δ_u) y la deformación de límite elástico (δ_y), al referirse a deformación se considera deformaciones lineales, rotaciones, cortantes, torsiones, curvaturas entre otras [31].

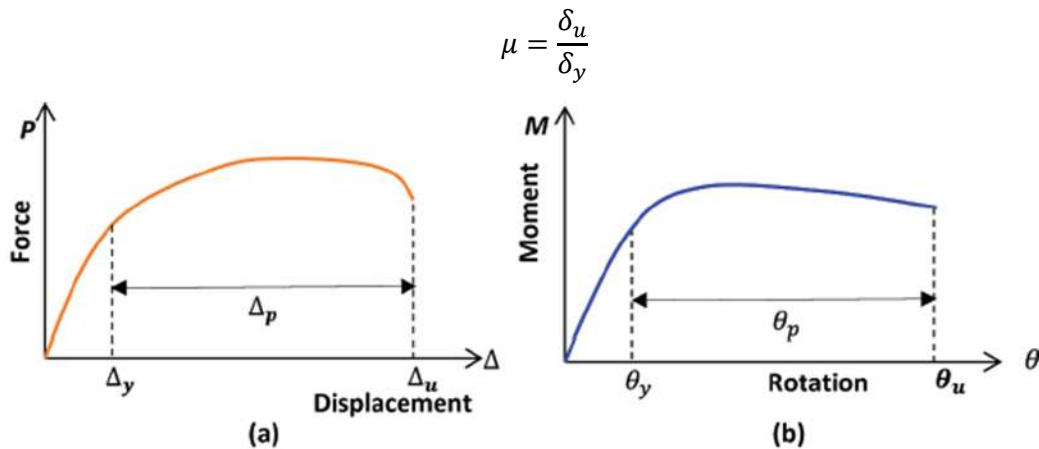


Figura 6. Grafica de (a) deformación traslacional y (b) deformación rotacional [31]

2.2.2.6 Relación fuerza-deformación generalizada para elementos de acero

En lugar de las relaciones derivadas de experimentos o análisis, se utilizará la curva generalizada de carga-deformación que se muestra en la figura 5-1, con los parámetros a , b , c , tal y como se definen en las tablas 9-6 de ASCE 41-17, para los componentes de marcos de acero. La normativa permite la modificación de esta curva para tener en cuenta el endurecimiento por deformación de los componentes de la siguiente manera: (a) se permitirá una pendiente de endurecimiento por deformación del 3 % de la pendiente elástica para vigas y columnas, a menos que los datos de ensayo justifiquen una pendiente de endurecimiento por deformación mayor; y (b) Cuando se produzca la fluencia de la zona del panel, se utilizará una pendiente de endurecimiento por deformación del 6 % para la zona del panel [35].

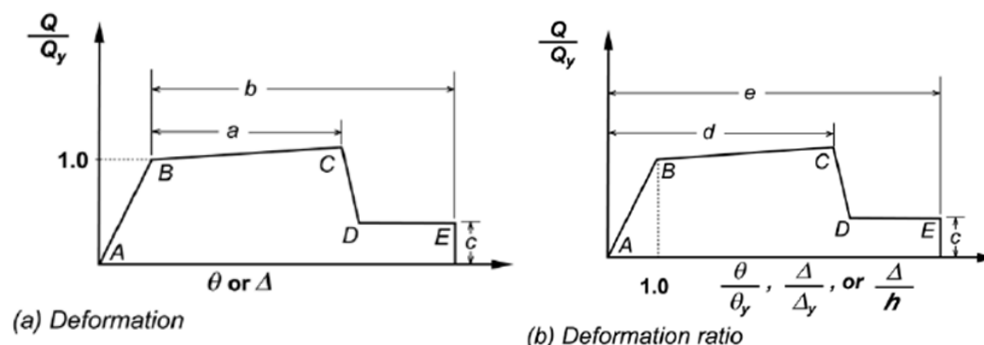


Figura 7. Curva de fuerza-deformación generalizada [35]

En este tipo de curva es una representación gráfica fundamental en la ingeniería estructural, especialmente en el análisis no lineal y el diseño por desempeño de estructuras de acero y hormigón. Describe la relación entre el momento flector aplicado en una sección de un elemento estructural (como una viga) y la rotación plástica que se produce en esa misma sección.

Comportamiento Elástico (A-B): En la primera parte de la curva, la relación entre el momento y la rotación es lineal. El elemento se comporta elásticamente, lo que significa que recupera su forma original si se retira la carga. La pendiente de esta sección se la reconoce como la rigidez elástica.

Punto de Fluencia (B): A medida que el momento aumenta, se alcanza el punto de fluencia, donde el acero de refuerzo (en hormigón) o las fibras de acero (en elementos de acero) comienzan a fluir. En este punto, la rigidez del elemento disminuye drásticamente. El momento asociado a este punto se conoce como momento de fluencia (M_y), y la rotación como rotación de fluencia (θ_y).

Endurecimiento por Deformación (Rigidez Positiva) (B-C): Después de la fluencia, la sección entra en el rango plástico. En perfiles de acero dúctiles, el momento puede seguir aumentando a medida que la rotación se incrementa dada a la ley constitutiva de los aceros de alta resistencia. Este fenómeno, conocido como endurecimiento por deformación, se representa con una pendiente positiva, sin embargo, es mucho menor que la del tramo elástico.

Resistencia Última y Ablandamiento (Rigidez Negativa) (C-D): La curva alcanza un momento máximo o momento último (M_u), después del cual el elemento comienza a degradarse y perder capacidad de resistencia. Esto se debe a la pérdida de rigidez representada en la curva como una pendiente negativa. Esto puede ser causado por pandeo local, fisuras severas en el hormigón, o la falla de las conexiones de acero.

Rotación Última: La curva momento-rotación define la capacidad de rotación máxima que un elemento puede soportar antes de la falla total. Este valor es crítico para el diseño por desempeño, ya que se compara con la demanda de rotación esperada bajo un sismo de diseño para asegurar que la estructura pueda deformarse de manera dúctil sin colapsar.

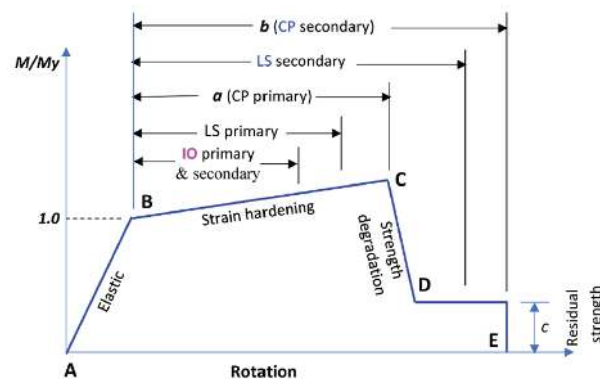


Figura 8. Niveles de desempeño en curva momento rotación [31]

2.2.3 Niveles de desempeño

El nivel de desempeño describe un estado límite de daño discreto. Representa una condición límite o tolerable establecida en función de tres aspectos fundamentales:

- Los posibles daños físicos sobre los componentes estructurales y no estructurales.
- La amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación, inducida por estos daños.
- La funcionalidad de la edificación posterior al terremoto (SEAOC VISION 2000 Committee, 1995).

Los diferentes niveles de desempeño estructural, que son estados de daño post-sismo. Se los puede identificar como:

Ocupación Inmediata (IO - Immediate Occupancy)

Este nivel de daño post-sismo permite que la estructura sea ocupada de inmediato, ya que mantiene casi toda su resistencia y rigidez originales. Se permite un daño estructural muy limitado. Los sistemas básicos que resisten cargas verticales y laterales retienen casi toda su resistencia y rigidez previas al sismo[34].

Seguridad de Vida (LS - Life Safety)

El Desempeño Estructural se define como el estado de daño post-sismo que incluye daños a componentes estructurales, pero mantiene un margen contra el colapso total o parcial. Algunos elementos y componentes estructurales están severamente dañados, pero esto no conduce a riesgos de caída de escombros importantes, ni dentro ni fuera del edificio. Aunque pueden ocurrir lesiones durante el sismo, se espera que el riesgo general de lesiones que pongan en peligro la vida como resultado de una lesión estructural sea bajo [34].

Prevención de Colapso (CP - Collapse Prevention)

Este se define como el estado de daño post-sismo en la edificación que incluye daños a componentes estructurales tales que la estructura continúa soportando las cargas de gravedad, pero no mantiene un margen contra el colapso. Ha ocurrido un daño sustancial en la estructura, lo que podría incluir una degradación significativa en la rigidez y

resistencia del sistema que resiste las cargas laterales, y grandes deformaciones laterales permanentes. Sin embargo, todos los componentes significativos del sistema de carga por gravedad deben continuar llevando sus demandas de carga por gravedad. Puede existir un riesgo significativo de lesiones por la caída de escombros estructurales [34].

Además de estos podemos encontrar dos terminologías adicionales para los análisis no lineales como son: *Rango de Control de Daño*, este es el rango de estados de daño que se encuentra entre el Nivel de Desempeño de Ocupación Inmediata (IO PL) y el Nivel de Desempeño de Seguridad de Vida (LS PL). *Rango de Seguridad Limitada*, este es un rango de estados de daño que se encuentra entre los Niveles de Desempeño de Seguridad de Vida (LS) y Prevención de Colapso (CP)[31].

Niveles de Desempeño Estructural y Daño (Structural Performance Levels and Damage)

Los niveles de desempeño y el daño estructural son una forma de clasificar el comportamiento de un edificio durante un sismo. Este concepto se utiliza en el diseño sísmico moderno, conocido como diseño por desempeño. Es muy importante considerando que las estructuras en lugar de solo garantizar la seguridad de la vida, el diseño por desempeño les permite a los ingenieros estimar el nivel de daño aceptable que una estructura puede sufrir ante un sismo de una intensidad específica [31].

Tabla III. Niveles de desempeño estructural y criterios de aceptación: Pórticos de acero a momento [35]

TIPO	NIVELES DE DESEMPEÑO		
	IO	LS	CP
Primario	Fluencia local menor en algunos puntos. Sin fracturas. Pandeo menor o deformación permanente observable de miembros.	Formación de bisagras. Pandeo local de algunos elementos de vigas. Deformación grave de las uniones; fracturas aisladas en las conexiones de momento, pero las conexiones de corte permanecen intactas. Algunos elementos pueden sufrir fracturas parciales.	Deformación extensa de vigas y paneles de columnas. Muchas fracturas en las conexiones de momento, pero las conexiones de corte permanecen intactas

Secundario	Igual al primario	Deformación extensa de vigas y paneles de columnas. Muchas fracturas en las conexiones de momento, pero las conexiones de corte permanecen intactas	Igual al primario
Deriva	0,7 % transitorio; permanente insignificante	2,5 % transitorio; permanente	1 % 5 % transitorio o permanente

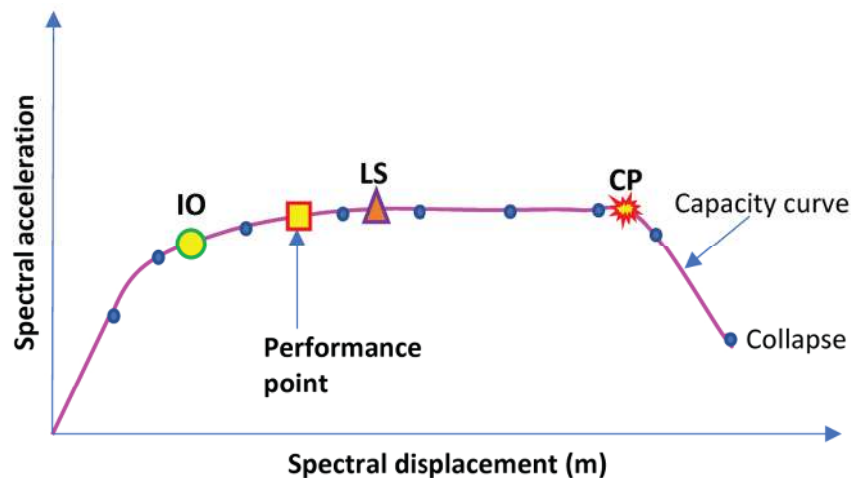


Figura 9. Niveles de desempeño en una curva de capacidad [31]

2.2.4 Objetivos de desempeño

Un objetivo de desempeño especifica el nivel deseado de comportamiento de un edificio para una o varias demandas sísmicas. El comportamiento sísmico es descrito por el máximo estado de daño permitido, (expresado en la deformación de la rótula), para un nivel de demanda sísmica. Un objetivo de desempeño puede incluir varios niveles de comportamiento del edificio para varios niveles demanda sísmica y entonces es denominado un objetivo de desempeño dual o múltiple. Un objetivo de desempeño se define seleccionando un nivel de desempeño del edificio deseado para un nivel dado de sismo. Un objetivo de comportamiento dual o múltiple puede ser creado seleccionando dos o más niveles de comportamiento del edificio deseados, cada uno para un diferente nivel de sismo [34].

Las disposiciones del NEHRP relacionan estos niveles de rendimiento con los niveles probabilísticos de riesgo sísmico y las categorías de ocupación denominadas Grupos de Uso Sísmico (SUG). Los SUG clasifican las estructuras según su riesgo e importancia. El SUG I es la categoría asignada a la mayoría de las estructuras. Las estructuras SUG II tienen altos niveles de ocupación con salidas restringidas. Las estructuras SUG III son instalaciones esenciales para la recuperación tras un terremoto o instalaciones que contienen materiales peligrosos. Los criterios de rendimiento para cada grupo son progresivamente más estrictos [36].

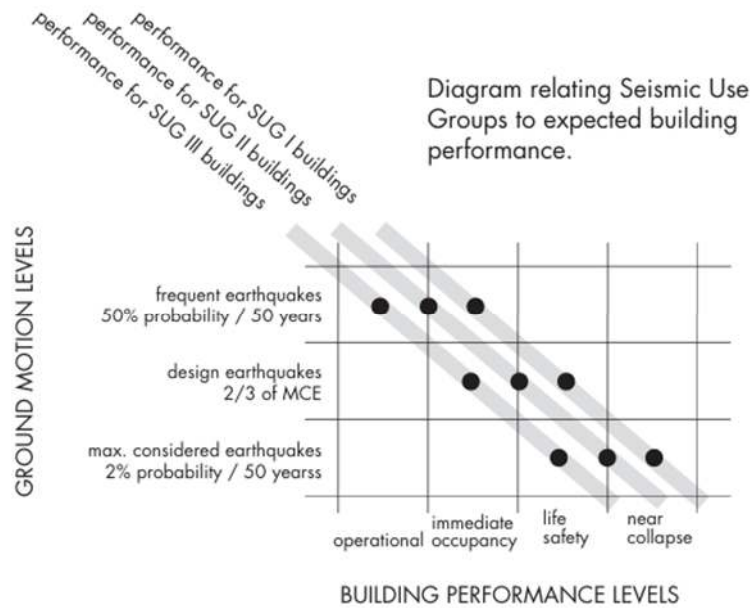


Figura 10. Objetivos de desempeño para distintas categorías de edificaciones [36]

2.2.5 Intensidad de los movimientos sísmicos

El movimiento del suelo debido a un terremoto se combina con un deseado nivel de desempeño del edificio y formamos un objetivo de desempeño. El terremoto puede ser expresado con una probabilidad de ocurrencia (una propuesta probabilística), o en términos de la máxima sacudida esperada para una específica fuente de falla (una propuesta determinista). El nivel del terremoto se expresa en términos ingenieriles para su uso en el diseño. Un espectro de respuesta o una equivalente serie de registros simulados de sismos se usan para este propósito [2].

Sismo de frecuente

Sismo con 50% de probabilidad de ser excedido en un período de 50 años.

Sismo Ocasional

Sismo con 20% de probabilidad de ser excedido en un período de 50 años.

Sismo Raro

Sismo con 10% de probabilidad de ser excedido en un período de 50 años.

Sismo Muy Raro

Máximo nivel de sismo esperado dentro del marco geológico conocido, o el movimiento de suelo con 5% de probabilidad de ser excedido en 50 años de período.

2.2.6 Modelado no lineal de estructuras y componentes de acero

Los modelos de componentes estructurales inelásticos pueden diferenciarse por la forma en que se distribuye la plasticidad a través de las secciones transversales de los elementos y a lo largo de su longitud. En la Figura 11 se muestra una comparación de cinco tipos de modelos idealizados para simular la respuesta inelástica de vigas-columnas. Varios tipos de elementos estructurales (por ejemplo, vigas, columnas, tirantes y algunos muros flexibles) pueden modelarse utilizando los conceptos [33].

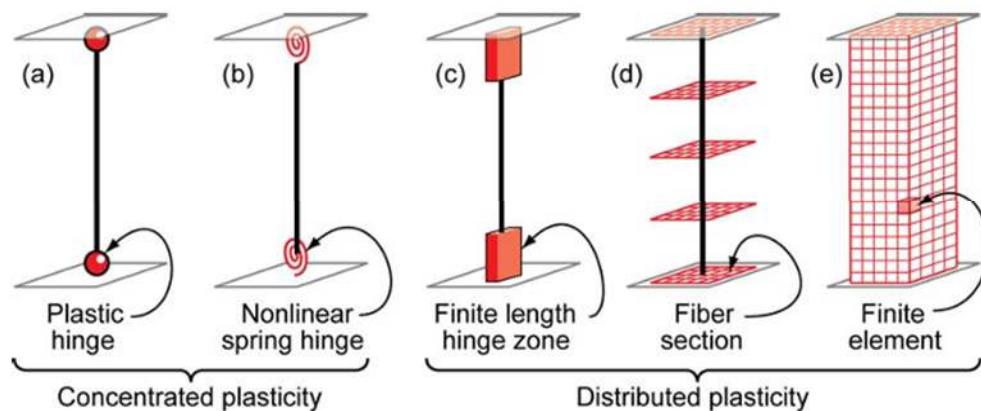


Figura 11. Tipos de plasticidad para modelación no lineal [37]

Para el análisis no lineal de estructuras de acero, se utilizan modelos de rótula plástica discreta y de tipo fibra, los cuales representan los métodos más eficientes y precisos. El modelo de rótula plástica concentra la no linealidad en puntos específicos de las vigas y columnas, simplificando el comportamiento del material a través de funciones que se calibran con datos experimentales. Este enfoque ofrece una gran ventaja computacional, ya que reduce la complejidad del cálculo.

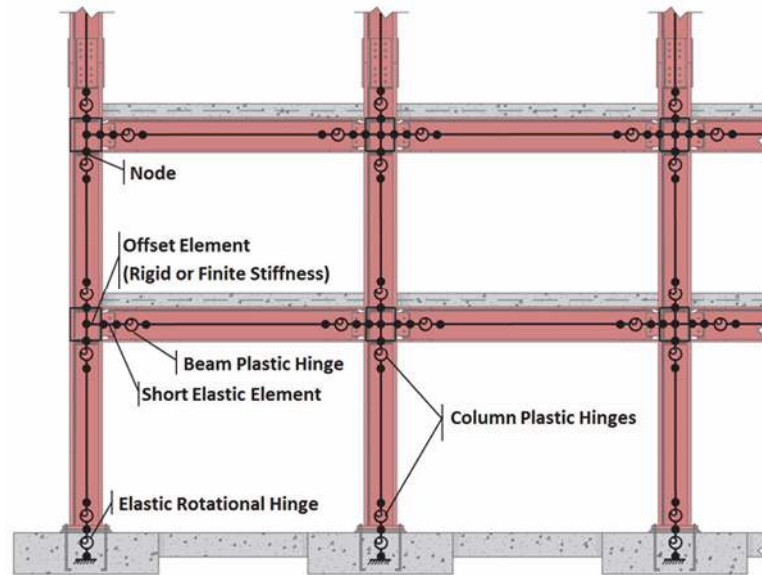


Figura 12. Modelo de rotulas plásticas en pórtico de acero [38]

Por otro lado, los modelos de tipo fibra, aunque son más detallados, dividen la sección transversal del elemento en pequeñas áreas, o fibras, para simular la respuesta inelástica. Este método es ideal para modelar la interacción de fuerzas combinadas y se integra en el análisis pushover, lo que permite a los ingenieros simular el comportamiento de una estructura más allá de su límite elástico, asegurando un equilibrio óptimo entre precisión y eficiencia computacional [38].

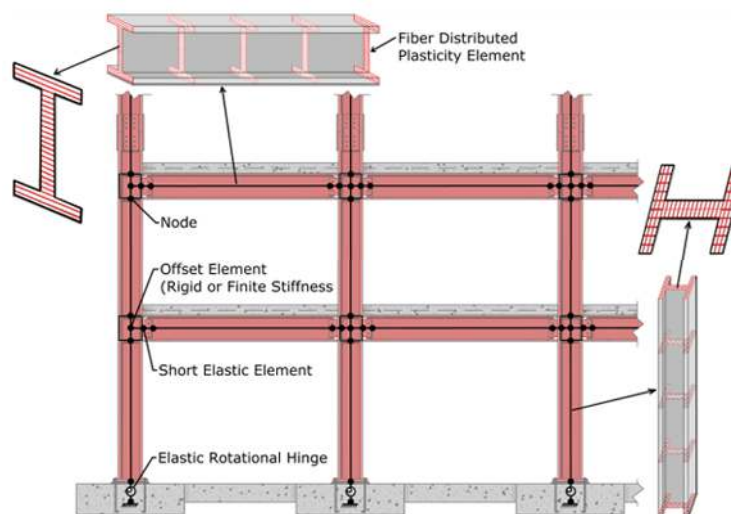


Figura 13. Modelo de fibras en pórtico de acero [38]

CAPÍTULO III

MARCO METODOLÓGICO

3.1 TIPO DE INVESTIGACIÓN

La presente investigación es de tipo descriptivo y analítica. Se considera descriptiva al establecer geometría de las secciones que componen la estructura que se analizó su comportamiento ante eventos sísmicos. Y analítica al analizar los resultados del comportamiento sísmico como derivas, desplazamientos, cortantes de piso, deformaciones entre otras; obtenidos mediante la aplicación de normas nacionales e internacionales para cumplir los requerimientos de sismorresistencia.

El enfoque la investigación es del tipo cuantitativa dado que se obtendrá valores numéricos del diseño de la estructura en software y se los compara con los límites establecidos en normativas, además de la estimación de los costos que conlleva los tres tipos de propuestas de edificación.

3.2 POBLACIÓN O MUESTRA

No aplica considerando que en el estudio se plantea analizar el comportamiento estructural de la edificación de acero diseñada bajo los tres tipos de miembros estructurales como columnas HEB, Secciones tubulares con y sin relleno de hormigón.

3.3 Hipótesis

La edificación con elementos verticales HEB posee mejor comportamiento estructural que el sistema estructural con elementos tubulares con y sin relleno de hormigón.

3.4 RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN

- La recolección de la información para la presente investigación se realiza mediante los siguientes instrumentos:
- Software estructural: Mediante la modelación y la formulación de los modelos matemáticos se representó a sistemas estructurales con secciones tubulares con y sin relleno y otro con secciones HEB para obtener el comportamiento sísmico de cada sistema estructural y compararlos con los requerimientos de la normativa, para evaluar sus niveles de desempeño.

- Además, se empleó gráficas y tablas, con los resultados obtenidos del software para su interpretación

3.5 PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN

Para el procesamiento de la información se elaboró graficas en base a los resultados obtenidos del software estructural. De igual manera mediante hojas electrónicas se tabulará los costos que tiene el emplear cada sistema estructural. Para el comportamiento se procesará mediante ilustraciones obtenidas del software para realizar la revisión del comportamiento y la demanda capacidad de los elementos estructurales que conforman la edificación.

3.6 DESARROLLO DEL TRABAJO

El desarrollo del trabajo se formuló en fases para cumplir cada uno de los objetivos planteados en la investigación. A continuación, se representa el desarrollo de cada fase:

3.6.1 Primera Fase

En la primera fase se detalló los elementos estructurales, así como la forma de la edificación, sus miembros estructurales y la configuración tanto en planta como en elevación que conforma la misma. Se dimensionó los tres tipos de secciones que van a componer los elementos verticales como HEB, Tubular sin relleno y con relleno.

3.6.1.1 Geometría de la estructura

La estructura corresponde a una edificación de uso académico, ubicado en la ciudad de Riobamba. Posee 9 niveles con una altura de 3.74 metros cada uno. Para todos los casos de estudio se definió un sistema de Pórticos Intermedios a Momento (IMF).

Inicialmente la estructura fue planteada como un sistema de columnas tubulares rellenas de concreto, vigas tipo I y posee muros de corte en toda su altura. Adicionalmente el nivel de subsuelo está rodeado de muros de sótano.

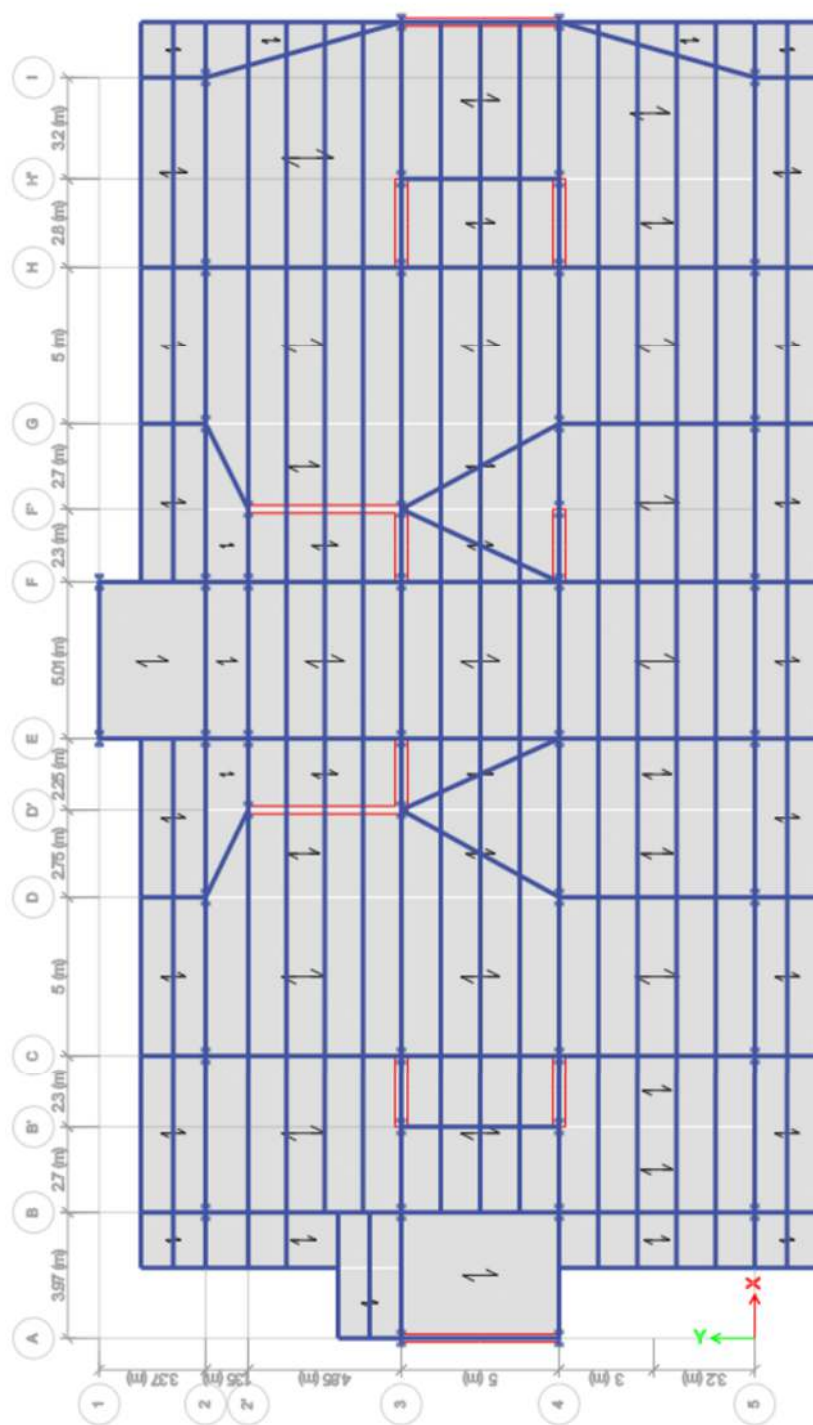


Figura 14. Vista en planta de la edificación

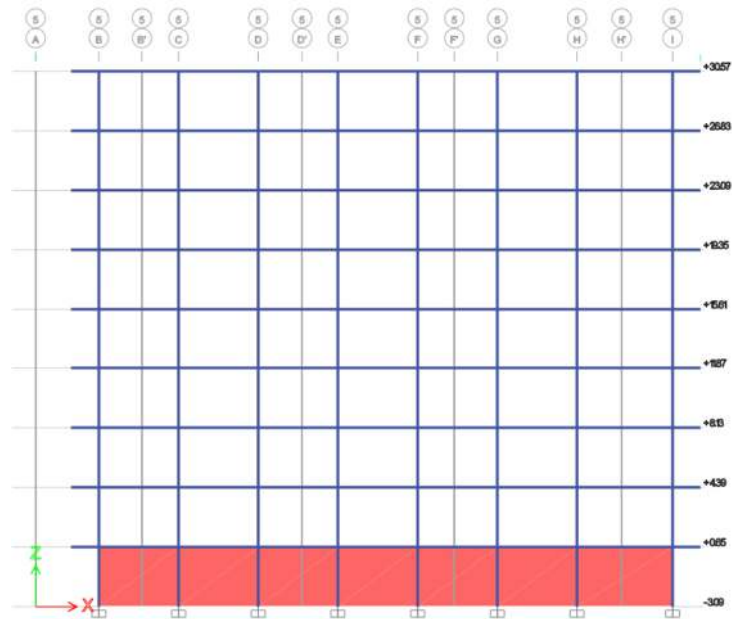


Figura 15. Vista en elevación de la edificación en sentido X

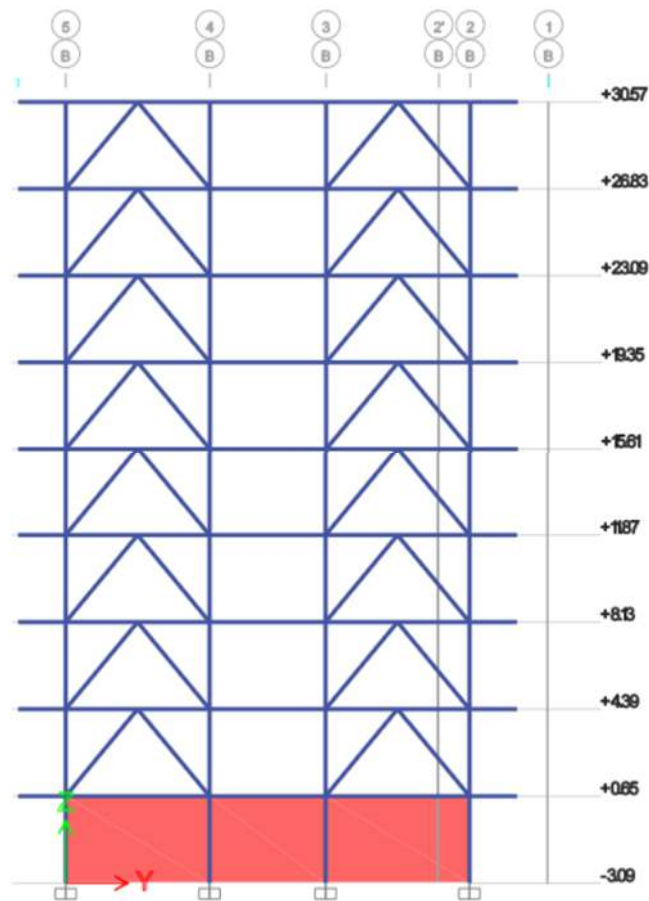


Figura 16. Vista en elevación de la edificación en sentido Y

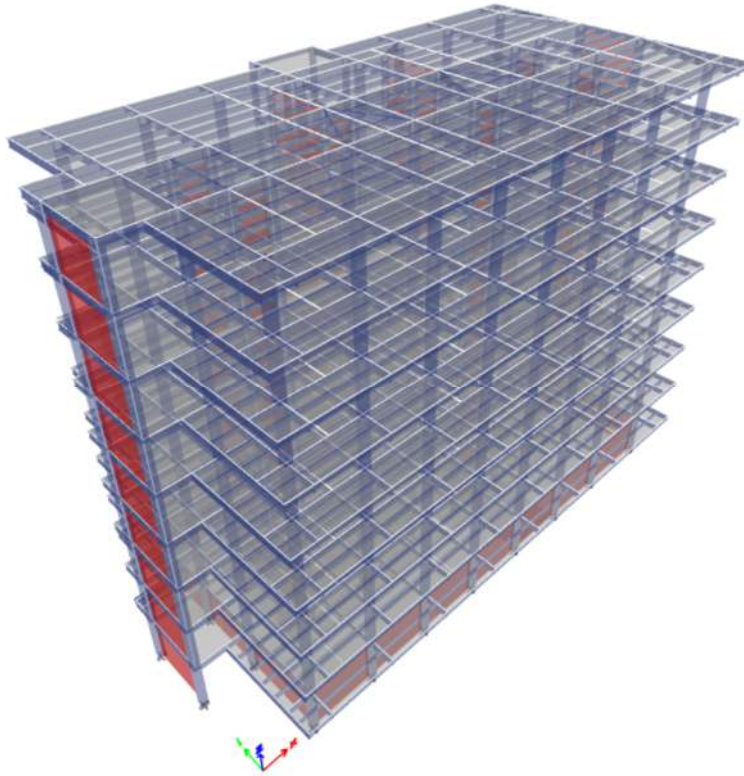


Figura 19. Vista 3D, caso de estudio 2



Figura 20. Secciones aplicadas, caso de estudio 2

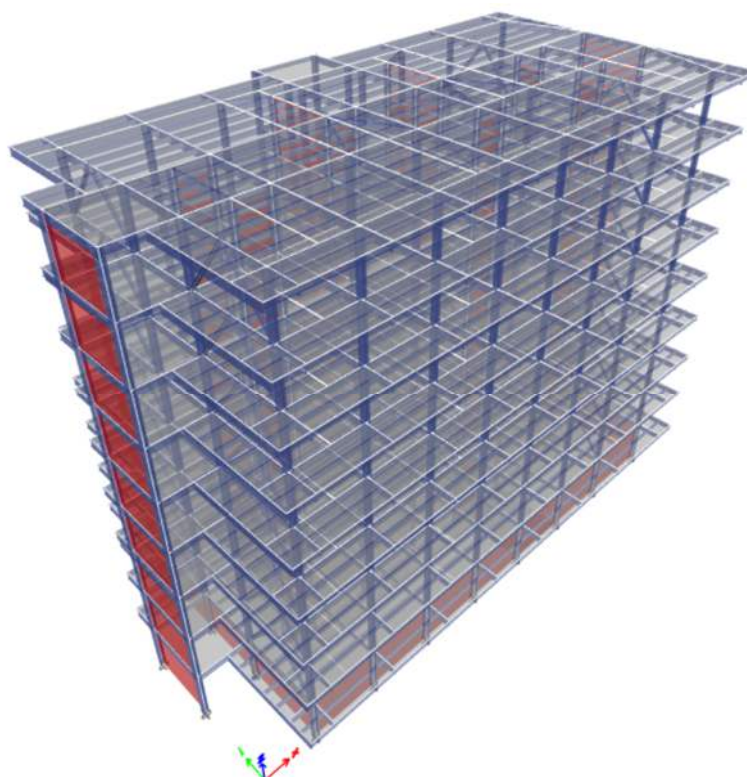


Figura 21. Vista 3D, caso de estudio 3

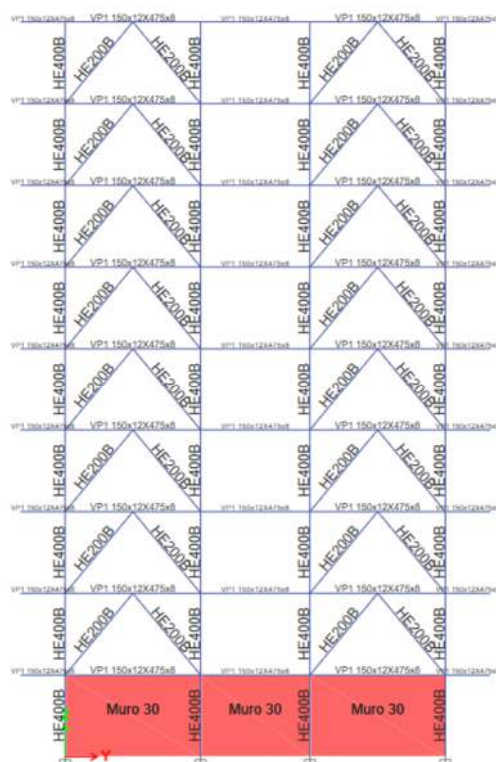


Figura 22. Secciones aplicadas, caso de estudio 3

3.6.1.2 Casos de estudio

Como planteamiento de este trabajo se definieron 3 casos de estudio, en los cuales se aplicaron diferentes sistemas constructivos, que se detallan a continuación:

- *Caso 1: Columnas tubulares rellenas de concreto y vigas I*
- *Caso 2: Columnas tubulares sin relleno y vigas I*
- *Caso 3: Columnas HEB y vigas I*

Para los tres métodos de estudio y cumpliendo los objetivos de este trabajo se realizó en cada caso:

- a) Análisis estático lineal y análisis dinámico lineal
- b) Diseño por resistencia y capacidad de los elementos estructurales principales, como vigas y columnas.
- c) Análisis no lineal Pushover en sentido X y Y.
- d) Diseño de las conexiones tipo.
- e) Análisis global de costos de construcción.

Materiales

Se definieron los materiales para todos los elementos de la estructura. Para los elementos de acero se utilizó el material A572 Gr.50, con sus propiedades definidas en la figura 23. El concreto que se empleó para rellenar las columnas fue de 21 MPa, descrito en la figura 24.

E Material Property Data

General Data

Material Name: A572 Gr 50

Material Type: Steel

Directional Symmetry Type: Isotropic

Material Display Color: Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

☒ Specify Weight Density ☐ Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 7.85 tonf/m³

Mass per Unit Volume: 0.800477 tonf·s³/m⁴

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 20394324 tonf/m²

Poisson's Ratio, U: 0.3

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000117 1/C

Shear Modulus, G: 7843970.77 tonf/m²

Design Property Data

Modify/Show Material Property Design Data...

Advanced Material Property Data

Nonlinear Material Data... Material Damping Properties...

Time Dependent Properties...

OK Cancel

E Material Property Design Data

Material Name and Type

Material Name: A572 Gr 50

Material Type: Steel, Isotropic

Grade:

Design Properties for Steel Materials

Minimum Yield Stress, Fy: 35180.21 tonf/m²

Minimum Tensile Strength, Fu: 44867.51 tonf/m²

Expected Yield Stress, Fye: 38749.22 tonf/m²

Effective Tensile Strength, Fue: 49354.27 tonf/m²

OK Cancel

Figura 23. Propiedades del acero A572 Gr.50

E Material Property Data

General Data

Material Name: Fc 210

Material Type: Concrete

Directional Symmetry Type: Isotropic

Material Display Color: Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

☒ Specify Weight Density ☐ Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 0.0024 kgf/cm³

Mass per Unit Volume: 0.000002 kgf·s³/cm⁴

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 195633.59 kgf/cm²

Poisson's Ratio, U: 0.2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000099 1/C

Shear Modulus, G: 81514 kgf/cm²

Design Property Data

Modify/Show Material Property Design Data...

Advanced Material Property Data

Nonlinear Material Data... Material Damping Properties...

Time Dependent Properties...

Modulus of Rupture for Cracked Deflections

☒ Program Default (Based on Concrete Slab Design Code)

☐ User Specified

OK Cancel

E Material Property Design Data

Material Name and Type

Material Name: Fc 210

Material Type: Concrete, Isotropic

Grade:

Design Properties for Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, Fc: 210 kgf/cm²

☐ Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor:

OK Cancel

Figura 24. Propiedades del concreto 21 MPa

Elementos que componen la estructura

A continuación, se indican los elementos que se emplearon en cada caso de estudio. La variación principal fue en las columnas que brindan rigidez lateral a la estructura. Muros de corte y vigas se mantuvieron invariables, sin embargo, al aplicar columnas de sección HEB, fue necesario colocar pórticos con arriostramientos excéntricos. Todos los elementos que no fueron modificados partieron del diseño original de la estructura, no se realizó un predimensionamiento, para los elementos verticales se realizó un predimensionamiento aproximado y las secciones se fueron comprobando hasta que se alcance la relación demanda/capacidad esperada.

Tabla IV. Elementos que componen la estructura, caso 1, 2 y 3

Casos de estudio: Caso 1, 2 y 3

Tabla V. Columnas, caso 1, 2 y 3

Caso 1: Columnas tubulares rellenas de concreto y vigas I

COLUMNAS COMPUESTAS 500x500x12, $f'_c = 21$ MPa

Caso 2: Columnas tubulares sin relleno y vigas I

COLUMNAS COMPUESTAS 500x500x30

Caso 3: Columnas HEB y vigas I

COLUMNAS HEB400

ARRIOSTRAMIENTOS EXCÉNTRICOS

Aplicación de cargas

Las cargas que se muestran en la tabla VI, fueron estimadas de los componentes no estructurales para el caso de cargas muertas, y las cargas vivas se asignaron tomando en cuenta lo que indica la norma NEC2015, según la ocupación de cada nivel.

Tabla VI. Cargas aplicadas por piso

ZONA	NIVEL	OCUPACIÓN	CARGAS	
			CARGA MUERTA	CARGA VIVA
Planta Baja	0.65	Aulas	250 kg/m ²	200 kg/m ²
		Corredores	250 kg/m ²	480 kg/m ²
PISO No. 1	4.39	Aulas	250 kg/m ²	200 kg/m ²
		Corredores	250 kg/m ²	480 kg/m ²
PISO No. 2	8.13	Aulas	250 kg/m ²	200 kg/m ²
		Corredores	250 kg/m ²	480 kg/m ²
PISO No. 3	11.87	Aulas	250 kg/m ²	200 kg/m ²
		Corredores	250 kg/m ²	480 kg/m ²
PISO No. 4	15.61	Aulas	250 kg/m ²	200 kg/m ²
		Corredores	250 kg/m ²	480 kg/m ²
PISO No. 5	19.35	Aulas	250 kg/m ²	200 kg/m ²
		Corredores	250 kg/m ²	480 kg/m ²
PISO No. 6	23.09	Aulas	250 kg/m ²	200 kg/m ²
		Corredores	250 kg/m ²	480 kg/m ²
PISO No. 7	26.09	Aulas	250 kg/m ²	200 kg/m ²
		Corredores	250 kg/m ²	480 kg/m ²
PISO No. 8	30.57	Cubierta Accesible	250 kg/m ²	480 kg/m ²
DUCTO	32.77	Cubierta Inaccesible	100 kg/m ²	100 kg/m ²
TAPAGRADAS	33.9	Cubierta Inaccesible	100 kg/m ²	100 kg/m ²

Casos de carga

Se definieron los casos de carga según se muestran a continuación, con la definición correspondiente.

- Carga muerta (DEAD): Peso propio de los elementos estructurales.
- Sobrecarga permanente (CM): Peso de elementos permanentes adicionales.
- Carga viva (L): Cargas variables o de ocupación de la edificación.
- Carga sísmica (SX1/ SY1): Para el caso de estudio corresponde al análisis estático lineal de la edificación en sentido X y en sentido Y.
- Cargas notionales (Notional X-CM/ Notional X-CV/ Notional Y-CM/ Notional Y-CV): Cargas aplicadas en todos los niveles, adicionadas a causa de las imperfecciones en los elementos estructurales.
- Espectros de diseño: Espectro de respuesta sísmica aplicando la normativa NEC-2015, en sentidos X y Y.

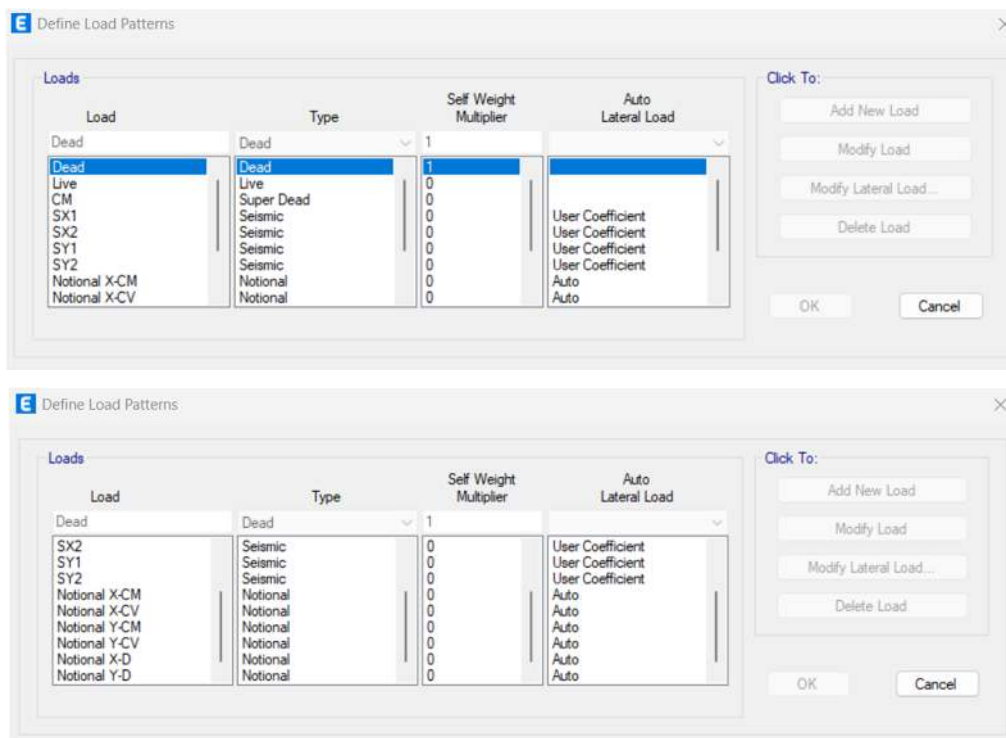


Figura 25. Definición de patrones de carga

En el caso particular de las cargas permanentes, se combinaron en un caso de carga al que se denominó *Muerta* y se muestra en la figura 26.

Load Case Data

General

Load Case Name: MUERTA

Load Case Type: Linear Static

Mass Source: MsSrc1

Analysis Model: Default

P-Delta/Nonlinear Stiffness

☒ Use Preset P-Delta Settings

Noniterative based on mass

Modify/Show...

Note: Nonlinear case options for P-Delta does not apply when Preset P-Delta is noniterative based on mass.

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Dead	1
Load Pattern	CM	1

OK Cancel

Figura 26. Caso de carga Muerta

Combinaciones de carga

Según ASCE 7-22, se han definido las combinaciones de carga en condiciones de servicio y en condiciones de resistencia, como se indica:

a) En condiciones de servicio

UDStlD1: 1.0 Muerta

UDStlD2: 1.0 Muerta + 1.0 L

b) En condiciones de resistencia

UDStlS1: 1.4 Muerta + 1.4 NLx_ Muerta

UDStlS2: 1.4 Muerta – 1.4 NLx_ Muerta

UDStlS3: 1.2 Muerta + 1.6 L + 1.2 NLx_ Muerta + 1.6 NLx_ L

UDStlS4: 1.2 Muerta + 1.6 L – 1.2 NLx_ Muerta – 1.6 NLx_ L

UDStlS5: (1.2+0.2SDS) Muerta + L + SH = 1.233 Muerta + 0.25 L + SH

UDStlS6: (0.9-0.2SDS) Muerta + SH = 0.866 CP + SH

Masa modal

La masa de participación modal se definió como el 100% del peso propio, el 100% de la carga muerta adicional y el 25% de la carga viva.

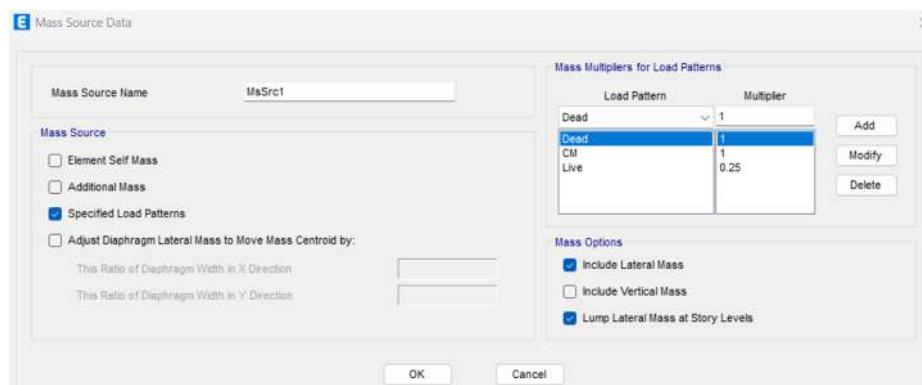


Figura 27. Definición de la masa modal

Definición de parámetros de diseño

En la figura 28, se muestran los parámetros de diseño que se consideraron para la estructura. El código utilizado fue el AISC 360-16 en vista que la versión del software posee como versión última este código. Los valores asignados para los demás parámetros fueron tomados del ASCE 7-16.

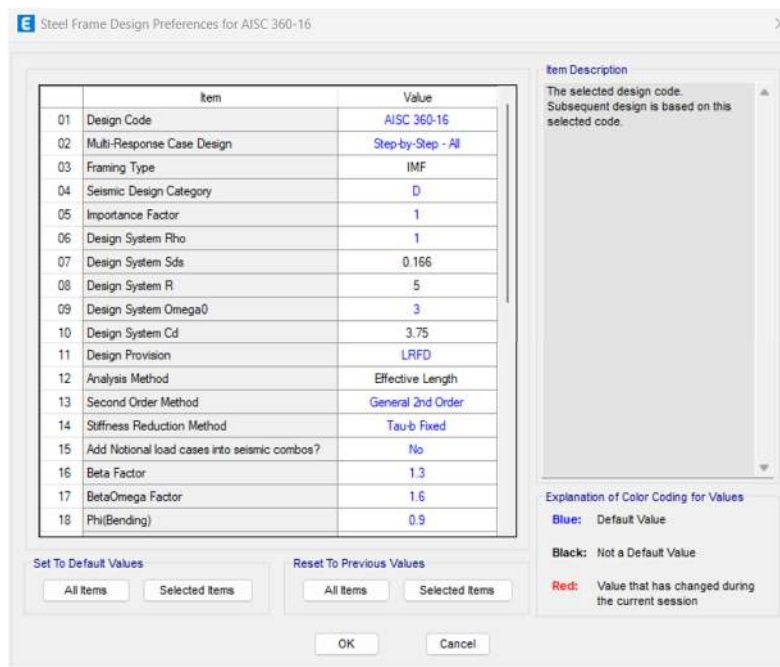


Figura 28. Definición de parámetros de diseño en acero

Análisis estático equivalente

A continuación, se definieron los valores según la NEC-2015, para determinar la aceleración de la respuesta espectral en periodos cortos con 5% de amortiguamiento S_{DS} para realizar el análisis estático equivalente.

Tabla VII. Datos de ingreso para el análisis estático equivalente

Factor de Importancia I:	1.00
Tipo de suelo	D
Factores de amplificación de respuesta dinámica del suelo:	
Fa	1.20
Fd	1.19
Fs	1.28
Factor de zona Z	0.40
Factor de Tipo de Suelo r	1.00
Factor de región η	2.48
Factor de reducción resistencia estructural R:	5.00
Aceleración de la respuesta espectral en periodos cortos con 5% de amortiguamiento S_{DS}	0.166

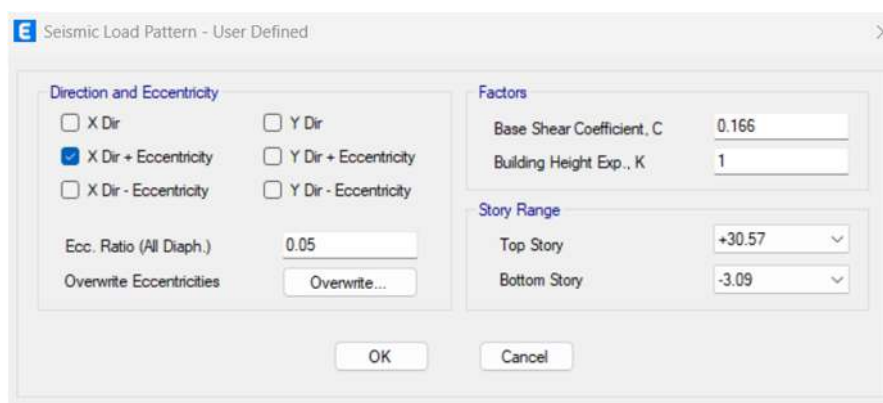


Figura 29. Definición del coeficiente para el análisis sísmico estático

Análisis dinámico lineal

Para el desarrollo del análisis dinámico lineal se requirió diseñar el espectro de respuesta elástico para ingresarlo en el software de diseño. Los datos de inicio se muestran en la siguiente tabla al igual que la gráfica del espectro.

Tabla VIII. Datos de ingreso para determinación del espectro elástico

Factor de reducción resistencia estructural R:	5.00	
Altura nominal Hn	33.66	m
Factor Ω_0	3.00	
Factor según el tipo de edificación Ct	0.072	
Factor según el tipo de edificación a	0.80	
Periodo fundamental de vibración T	1.20	s
Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones Tc	0.70	s

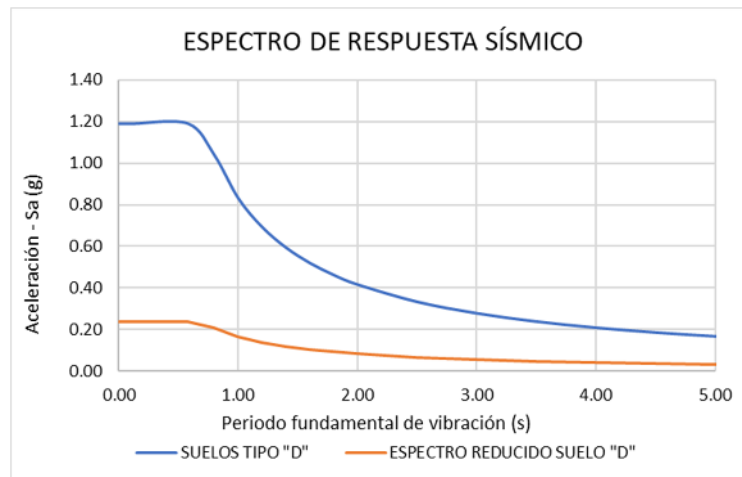


Figura 30. Espectro de respuesta sísmica

Definición de rótulas plásticas

El análisis pushover se realizó con sismos en dos sentidos. Para el caso del sismo en X, se asignaron rótulas plásticas únicamente en vigas del sentido X y en todas las columnas, además que se asignaron rótulas en muros del sentido X. En la sección de resultado se muestra la curva de capacidad de la estructura.

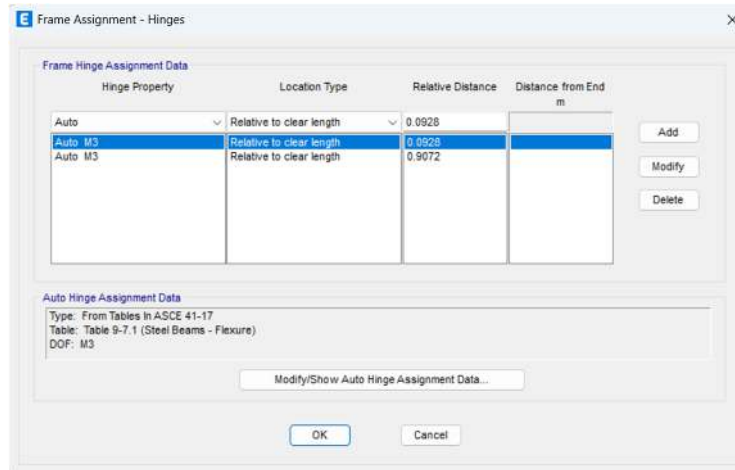


Figura 31. Ejemplo de asignación de rótulas en vigas

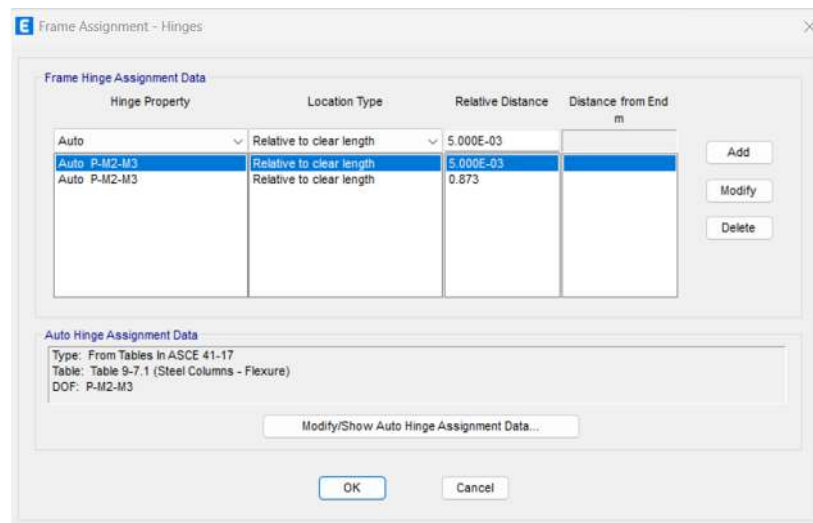


Figura 32. Ejemplo de asignación de rótulas plásticas en columnas

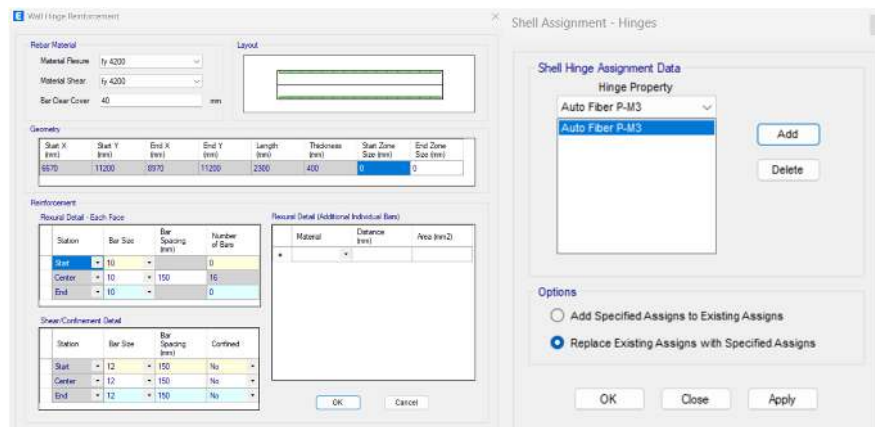


Figura 33. Asignación de rótulas en muros

3.6.2 Segunda Fase

Una vez se seleccionaron las secciones óptimas de los elementos estructurales, y se aplicaron cargas, coeficientes sísmicos, combinaciones y casos de carga en los modelos, se extrajeron los resultados de cada caso de estudio.

3.6.2.1 Caso 1: Columnas tubulares rellenas de concreto y vigas I

Análisis estático

La figura 34, muestra los resultados relacionados al análisis estático equivalente de la estructura en el caso 1. Las fuerzas cortantes y las derivas elásticas e inelásticas se encuentran dentro de los parámetros máximos permitidos. Los cortantes basales en ambos sentidos superan a la fuerza cortante basal mínima igual a 1059.10 toneladas, y las derivas elásticas son menores al 2.0%.

Tabla IX. Verificaciones análisis estático equivalente del caso 1

<i>Cortante basal ESTÁTICO</i>		
Coeficiente sísmico	0.166	
Peso reactivo	4,956.00	Ton
Cortante mínimo (Vmin)	823.74	Ton
<i>Chequeo de cortante basal ESTÁTICO</i>		
Cortante mínimo (Vmin)	823.74	Ton
Cortante programa X (Vp X)	976.00	OK
Cortante programa Y (Vp Y)	973.00	OK
Deriva elástica X	0.00288	OK
Deriva inelástica X	1.08%	
Deriva elástica Y	0.00247	OK
Deriva inelástica Y	0.93%	

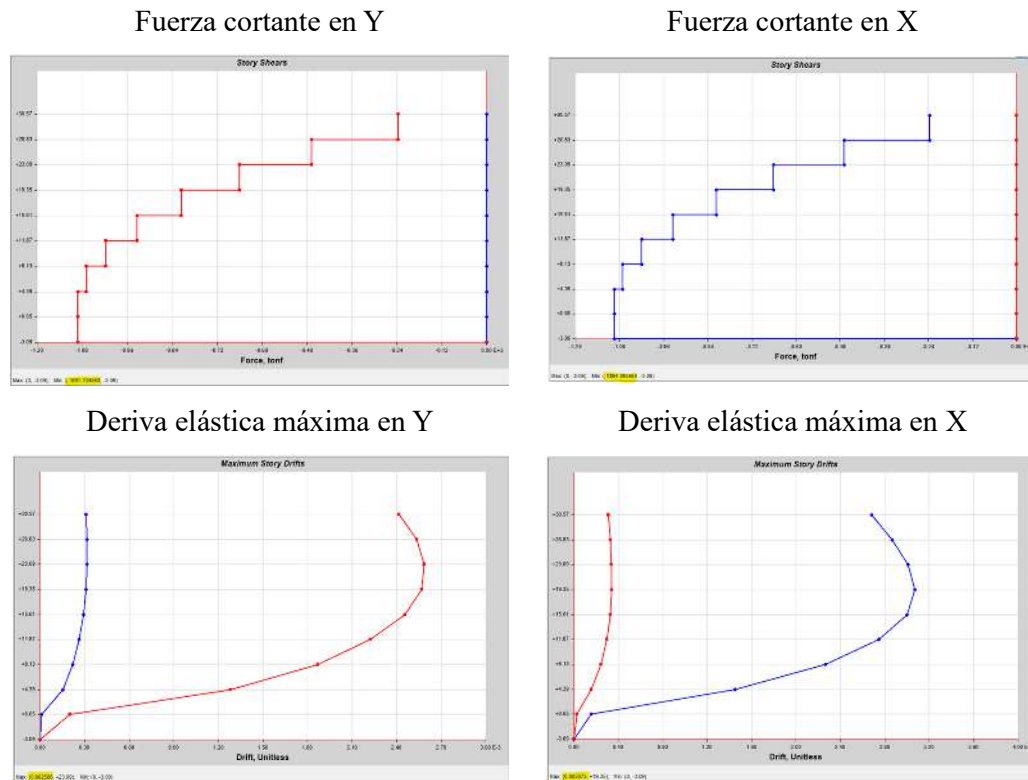


Figura 34. Resultados del análisis estático equivalente del caso 1

Análisis Dinámico

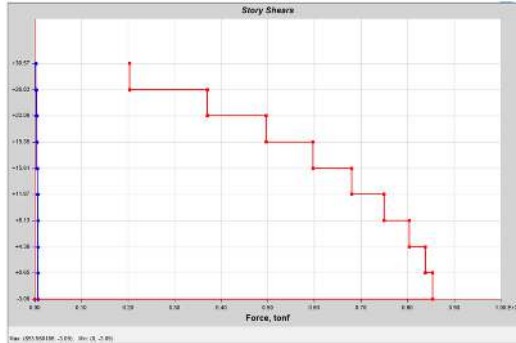
La tabla X, muestra los resultados relacionados al análisis dinámico lineal de la estructura en el caso 1. Tanto las fuerzas cortantes, como las derivas elásticas e inelásticas se encuentran dentro de los parámetros máximos permitidos. Los cortantes basales en ambos sentidos superan a la fuerza cortante basal mínima, reducida al 80% igual a 847.28 toneladas, y las derivas elásticas son menores al 2.0%.

Tabla X. Verificaciones análisis dinámico lineal del caso 1

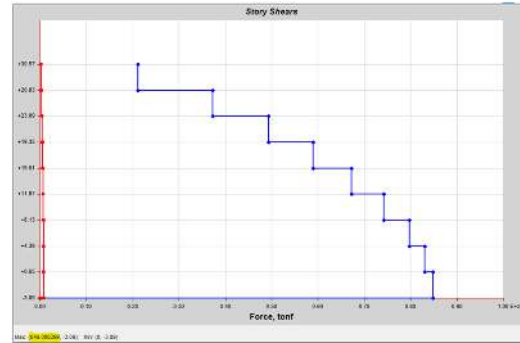
<i>Cortante basal DINÁMICO</i>		
Cortante mínimo (Vmin)	659.00	0.80 * Vmin
Cortante programa X (Vp X)	695.18	OK
Factor de corrección X (Vmin/VpX)	1.00	
Cortante programa Y (Vp Y)	807.45	OK
Factor de corrección Y (Vmin/VpY)	1.00	
Deriva elástica X	0.00191	OK
Deriva inelástica X	0.72%	

Deriva elástica Y	0.00196	OK
Deriva inelástica Y	0.73%	

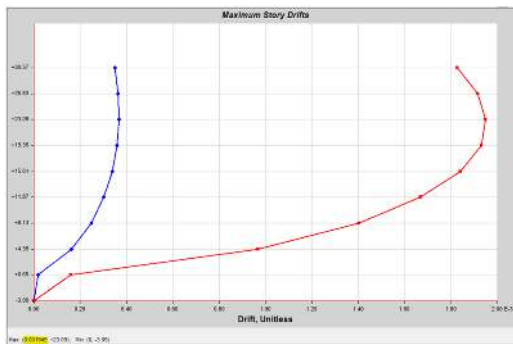
Fuerza cortante en Y



Fuerza cortante en X



Deriva elástica máxima en Y



Deriva elástica máxima en X

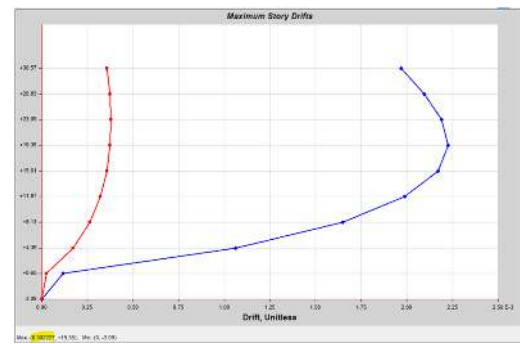


Figura 35. Resultados del análisis dinámico lineal del caso 1

Chequeo del periodo de vibración

El periodo de vibración obtenido en el modo 1 fue de 0.9297 s. Según la NEC-2015 el valor del periodo obtenido con el software calculado según el método 2, no debe ser mayor en un 30% al valor del periodo calculado con el método 1.

$$T_1 = Ct * Hn^\alpha$$

$$T_1 = 0.072 * (33.66m)^{0.8}$$

$$T_1 = 1.20s$$

$$T_2 = 0.9297s$$

$$T_2 < 1.3 * T_1$$

$$0.9297s < 1.3 * 1.20s$$

$$0.9297s < 1.56s \rightarrow \text{CUMPLE}$$

Análisis de torsión

La tabla XI, muestra el comportamiento de la estructura frente a la torsión. Se conoce que, de los tres modos fundamentales de vibración, los dos primeros deben ser traslacionales y el tercer modo se permite rotacional. Según los resultados, la estructura se comporta adecuadamente y posee porcentajes menores al 30% de la torsión máxima permitida.

Tabla XI. Verificación de la estructura a torsión caso 1

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
Case	Mode	Period sec	RX	RY	RZ	TORSIÓN < 30% Torsión	Criterio
Modal	1	0.886	0.000015	0.4262	0.0011	0.26%	Traslacional
Modal	2	0.747	0.3849	0.0001	0.053	12.10%	Traslacional
Modal	3	0.724	0.0368	0.0007	0.5303	93.73%	Rotacional

La tabla XXII, muestra la participación de la masa modal en el caso 1. En el modo 17 se alcanza el 90% de la masa reactiva en los dos sentidos.

Tabla XII. Participación de la masa modal caso 1

TABLE: Modal Participating Mass Ratios				
Case	Mode	Period sec	SumUX	SumUY
Modal	1	0.886	0.6330	0.00002
Modal	2	0.747	0.6332	0.58390
Modal	3	0.724	0.6340	0.63910
Modal	4	0.209	0.7825	0.63910
Modal	5	0.174	0.7825	0.81050
Modal	6	0.159	0.7828	0.81190
Modal	7	0.090	0.8398	0.81190
Modal	8	0.081	0.8398	0.86920
Modal	9	0.072	0.8399	0.86990
Modal	10	0.053	0.8612	0.88040
Modal	11	0.053	0.8714	0.90220
Modal	12	0.046	0.8714	0.90270
Modal	13	0.040	0.8714	0.92660
Modal	14	0.037	0.8931	0.92660
Modal	15	0.034	0.8931	0.92720
Modal	16	0.033	0.8931	0.94860

Modal	17	0.029	0.9106	0.94860
Participación de masa modal > 90%			91.06%	94.86%

Se muestra en las figuras siguientes la resistencia de las vigas y columnas de la estructura. Todos los elementos se encuentran trabajando en un rango adecuado promedio de 60% de su capacidad total.

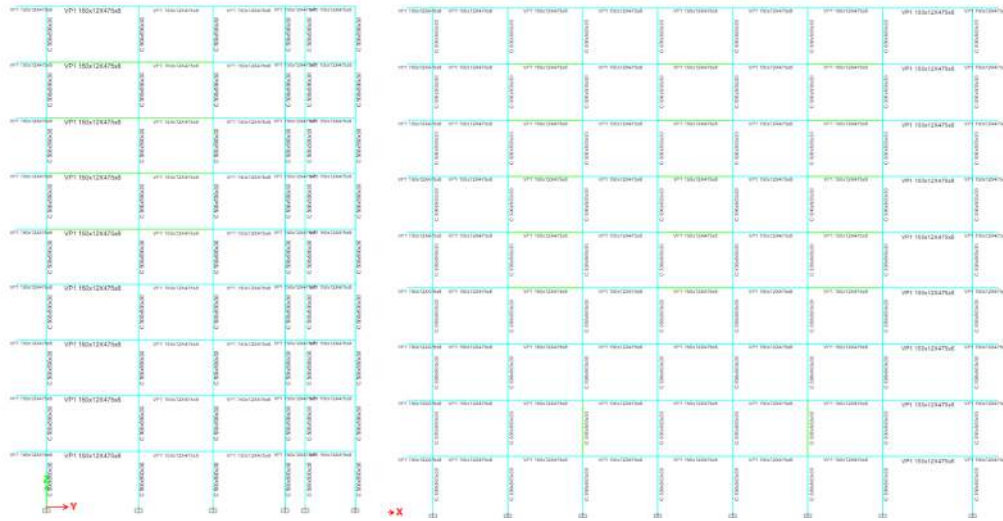


Figura 36. Resistencia de vigas y columnas caso 1

3.6.2.2 Caso 2: Columnas tubulares sin relleno y vigas I

Análisis estático

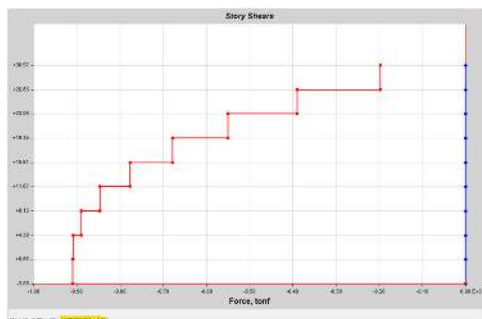
La tabla XIII, muestra los resultados relacionados al análisis estático equivalente de la estructura en el caso 2. Tanto las fuerzas cortantes, como las derivas elásticas e inelásticas se encuentran dentro de los parámetros máximos permitidos. Los cortantes basales en ambos sentidos superan a la fuerza cortante basal mínima igual a 907.18 toneladas, y las derivas elásticas son menores al 2.0%.

Tabla XIII. Verificaciones análisis estático equivalente del caso 2

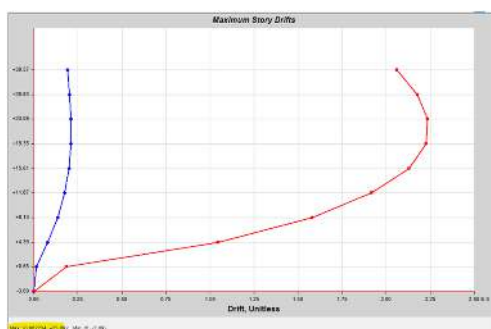
Cortante basal ESTÁTICO		
Coefficiente sísmico	0.166	
Peso reactivo	5,458.00	Ton
Cortante mínimo (Vmin)	907.18	Ton
Chequeo de cortante basal ESTÁTICO		
Cortante mínimo (Vmin)	907.18	Ton

Cortante programa X (Vp X)	910.59	OK
Cortante programa Y (Vp Y)	908.80	OK
Deriva elástica X	0.00267	OK
Deriva inelástica X	1.00%	
Deriva elástica Y	0.00226	OK
Deriva inelástica Y	0.85%	

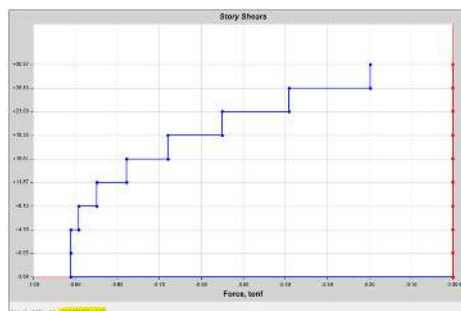
Fuerza cortante en Y



Deriva elástica máxima en Y



Fuerza cortante en X



Deriva elástica máxima en X

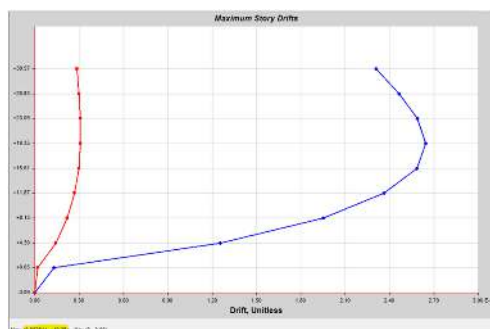


Figura 37. Resultados del análisis estático equivalente del caso 2

Análisis Dinámico

La tabla XIV, muestra los resultados relacionados al análisis dinámico lineal de la estructura en el caso 2. Tanto las fuerzas cortantes, como las derivas elásticas e inelásticas se encuentran dentro de los parámetros máximos permitidos. Los cortantes basales en ambos sentidos superan a la fuerza cortante basal mínima, reducida al 80% igual a 725.75 toneladas, y las derivas elásticas son menores al 2.0%.

Tabla XIV. Verificaciones análisis dinámico lineal del caso 2

<i>Cortante basal DINÁMICO actuante</i>		
Cortante mínimo (Vmin)	725.75	0.80 * Vmin

Cortante programa X (Vp X)	665.77	OK
Factor de corrección X (Vmin/VpX)	1.09	
Cortante programa Y (Vp Y)	754.25	OK
Factor de corrección Y (Vmin/VpY)	1.00	
Deriva elástica X	0.00199	OK
Deriva inelástica X	0.75%	
Deriva elástica Y	0.00193	OK
Deriva inelástica Y	0.72%	
Cortante basal DINÁMICO corregido		
Cortante mínimo (Vmin)	725.75	0.80 * Vmin
Cortante programa X (Vp X)	732.35	OK
Factor de corrección X (Vmin/VpX)	1.00	
Cortante programa Y (Vp Y)	754.25	OK
Factor de corrección Y (Vmin/VpY)	1.00	
Deriva elástica X	0.00199	OK
Deriva inelástica X	0.75%	
Deriva elástica Y	0.00193	OK
Deriva inelástica Y	0.72%	

Load Case Data

General

Load Case Name: SX-ESP. [Design...]

Load Case Type: Response Spectrum [Notes...]

Mass Source: Previous (MsSrc1)

Analysis Model: Default

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	SP NEC	10.791

[Add] [Delete] [Advanced]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

☐ Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1: []

Rigid Frequency, f2: []

Periodic + Rigid Type: []

Earthquake Duration, t_d: []

Directional Combination Type: SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor: []

Modal Damping: Constant at 0.05 [Modify/Show...]

Diaphragm Eccentricity: 0.05 for All Diaphragms [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Figura 38. Corrección del cortante basal dinámico, caso 2

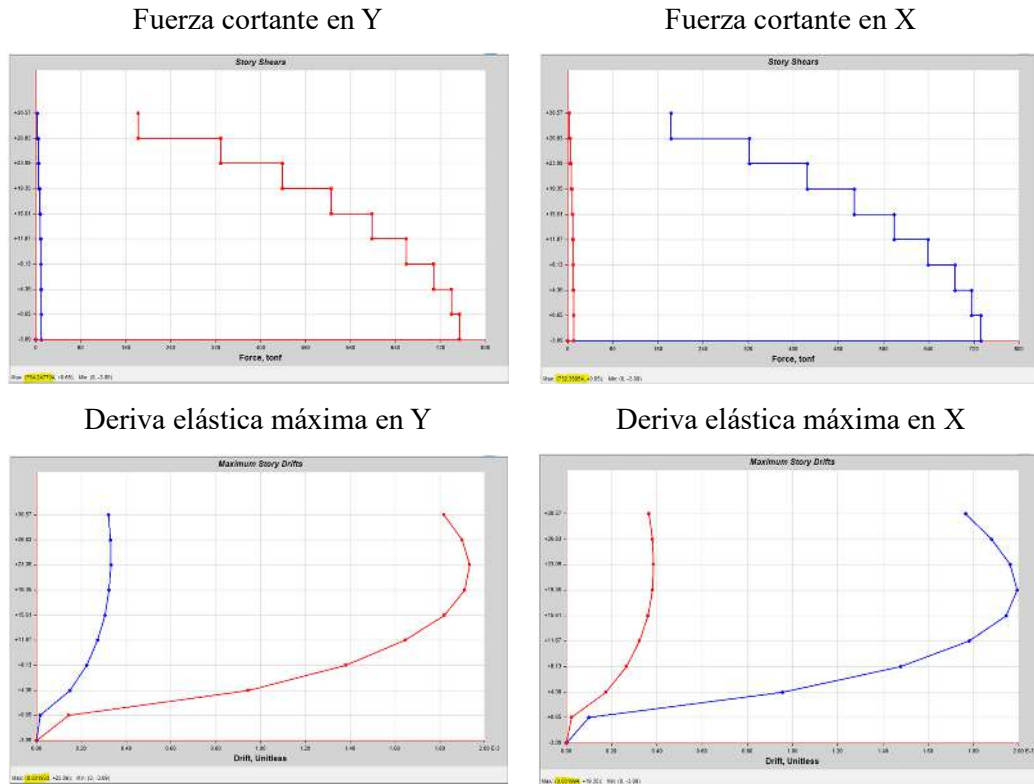


Figura 39. Resultados del análisis dinámico lineal del caso 2

Chequeo del periodo de vibración

El periodo de vibración obtenido en el modo 1 fue de 0.9297 s. Según la NEC-2015 el valor del periodo obtenido con el software calculado según el método 2, no debe ser mayor en un 30% al valor del periodo calculado con el método 1.

$$T_1 = Ct * Hn^\alpha$$

$$T_1 = 0.072 * (33.66m)^{0.8}$$

$$T_1 = 1.20s$$

$$T_2 = 0.9297s$$

$$T_2 < 1.3 * T_1$$

$$0.9297s < 1.3 * 1.20s$$

$$0.896s < 1.56s \rightarrow \text{CUMPLE}$$

Análisis de torsión

La tabla XV, muestra el comportamiento de la estructura frente a la torsión. Se conoce que, de los tres modos fundamentales de vibración, los dos primeros deben ser traslacionales y el tercer modo se permite rotacional. Según los resultados, la estructura se comporta adecuadamente y posee porcentajes menores al 30% de la torsión máxima permitida.

Tabla XV. Verificación de la estructura a torsión caso 2

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
Case	Mode	Period sec	RX	RY	RZ	TORSIÓN < 30% Torsión	Criterio
Modal	1	0.8960	0.0000	0.4258	0.0020	0.47%	Traslacional
Modal	2	0.7840	0.4155	0.0001	0.0118	2.76%	Traslacional
Modal	3	0.7300	0.0084	0.0012	0.6002	98.43%	Rotacional

La tabla XVI, muestra la participación de la masa modal en el caso 2. En el modo 21 se alcanza el 90% de la masa reactiva en los dos sentidos.

Tabla XVI. Participación de la masa modal caso 2

TABLE: Modal Participating Mass Ratios				
Case	Mode	Period sec	SumUX	SumUY
Modal	1	0.896	0.632	0.000
Modal	2	0.784	0.632	0.625
Modal	3	0.730	0.634	0.637
Modal	4	0.211	0.782	0.637
Modal	5	0.181	0.782	0.808
Modal	6	0.159	0.783	0.809
Modal	7	0.091	0.839	0.809
Modal	8	0.084	0.839	0.867
Modal	9	0.072	0.839	0.867
Modal	10	0.054	0.840	0.899
Modal	11	0.054	0.870	0.900
Modal	12	0.046	0.870	0.900
Modal	13	0.041	0.870	0.924
Modal	14	0.038	0.892	0.924
Modal	15	0.034	0.892	0.925
Modal	16	0.033	0.892	0.946

Modal	17	0.030	0.908	0.946
Participación de masa modal > 90%			90.84%	94.61%

Se muestra en las figuras siguientes la resistencia de las vigas y columnas de la estructura. Todos los elementos se encuentran trabajando en un rango adecuado entre 50% a 60% de su capacidad total.

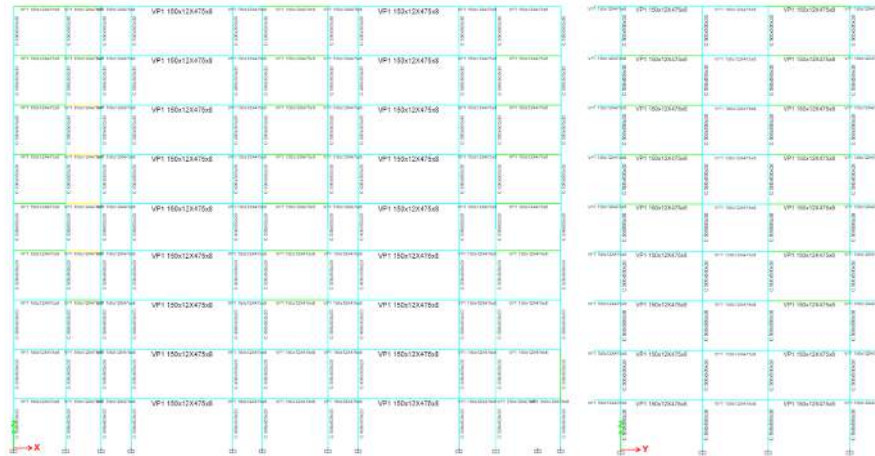


Figura 40. Resistencia de vigas y columnas caso 2

Caso 3: Columnas HEB y vigas I

Análisis estático

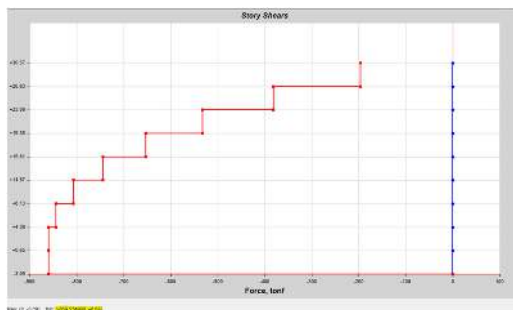
A continuación, se muestran en la tabla XVII los resultados de los análisis estático y dinámico realizado a la estructura. Los valores fueron tomados del software y posteriormente se realizó un cálculo manual para verificar que la estructura se encuentra correctamente diseñada. Tanto las fuerzas cortantes, como las derivas elásticas e inelásticas se encuentran dentro de los parámetros máximos permitidos. Los cortantes basales en ambos sentidos superan a la fuerza cortante basal mínima igual a 856.43 toneladas, y las derivas elásticas son menores al 2.0%.

Tabla XVII. Verificaciones análisis estático equivalente del caso 3

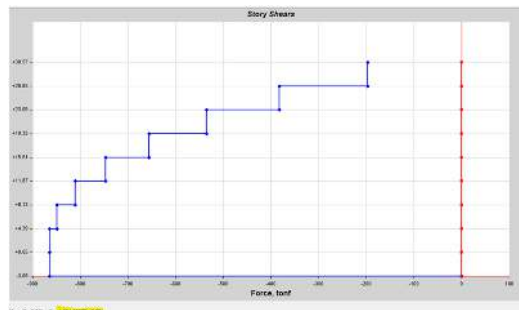
Cortante basal ESTÁTICO		
Coefficiente sísmico	0.166	
Peso reactivo	5,152.64	Ton
Cortante mínimo (Vmin)	856.43	Ton
Chequeo de cortante basal ESTÁTICO		

Cortante mínimo (Vmin)	856.43	Ton
Cortante programa X (Vp X)	864.46	OK
Cortante programa Y (Vp Y)	859.58	OK
Deriva elástica X	0.00343	OK
Deriva inelástica X	1.29%	
Deriva elástica Y	0.00205	OK
Deriva inelástica Y	0.77%	

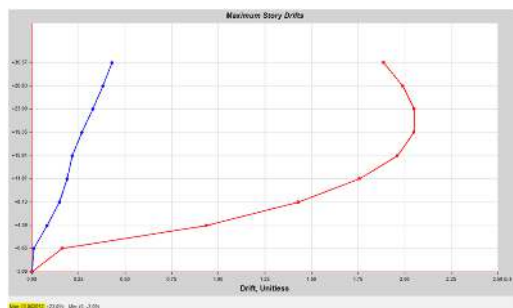
Fuerza cortante en Y



Fuerza cortante en X



Deriva elástica máxima en Y



Deriva elástica máxima en X

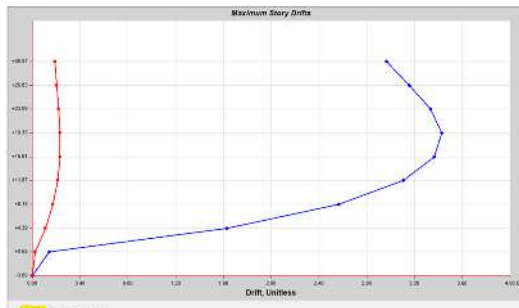


Figura 41. Verificación del análisis estático equivalente del caso 3

Análisis dinámico

La tabla XVIII, muestra los resultados relacionados al análisis dinámico lineal de la estructura en el caso 3. Tanto las fuerzas cortantes, como las derivas elásticas e inelásticas se encuentran dentro de los parámetros máximos permitidos. Los cortantes basales en ambos sentidos superan a la fuerza cortante basal mínima, reducida al 80% igual a 685.14 toneladas, y las derivas elásticas son menores al 2.0%.

Tabla XVIII: Verificaciones análisis dinámico lineal del caso 3

<i>Cortante basal DINÁMICO actuante</i>		
Cortante mínimo (Vmin)	685.14	0.80 * Vmin

Cortante programa X (Vp X)	569.19	<i>NO</i>
Factor de corrección X (Vmin/VpX)	1.20	
Cortante programa Y (Vp Y)	760.10	<i>OK</i>
Factor de corrección Y (Vmin/VpY)	1.00	
Deriva elástica X	0.00245	<i>OK</i>
Deriva inelástica X	0.92%	
Deriva elástica Y	0.00173	<i>OK</i>
Deriva inelástica Y	0.65%	
<i>Cortante basal DINÁMICO corregido</i>		
Cortante mínimo (Vmin)	685.14	0.80 * Vmin
Cortante programa X (Vp X)	725.45	<i>OK</i>
Factor de corrección X (Vmin/VpX)	1.00	
Cortante programa Y (Vp Y)	760.10	<i>OK</i>
Factor de corrección Y (Vmin/VpY)	1.00	
Deriva elástica X	0.00245	<i>OK</i>
Deriva inelástica X	0.92%	
Deriva elástica Y	0.00173	<i>OK</i>
Deriva inelástica Y	0.65%	

Load Case Data

General

Load Case Name: SX-ESP [Design...]

Load Case Type: Response Spectrum [Notes...]

Mass Source: Previous (MsSrc1)

Analysis Model: Default

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	SP NEC	11.9642

[Add] [Delete] [Advanced]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

☐ Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1: []

Rigid Frequency, f2: []

Periodic + Rigid Type: []

Earthquake Duration, td: []

Directional Combination Type: SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor: []

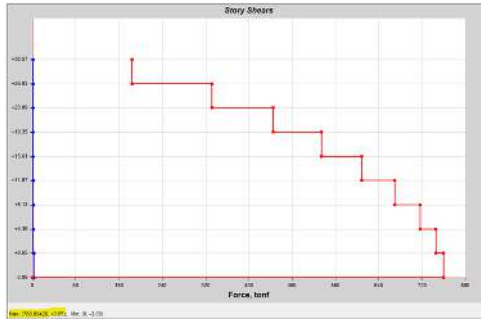
Modal Damping: Constant at 0.05 [Modify/Show...]

Diaphragm Eccentricity: 0.05 for All Diaphragms [Modify/Show...]

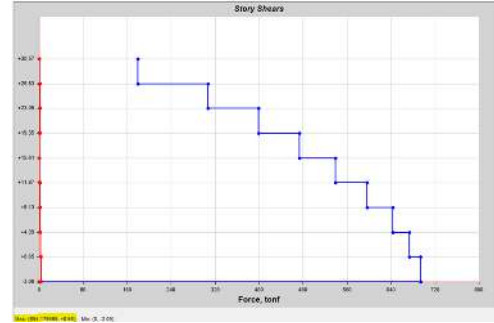
[OK] [Cancel]

Figura 42. Corrección del cortante basal dinámico, caso 3

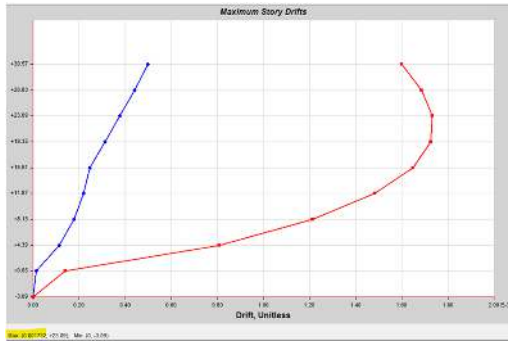
Fuerza cortante en Y



Fuerza cortante en X



Deriva elástica máxima en Y



Deriva elástica máxima en X

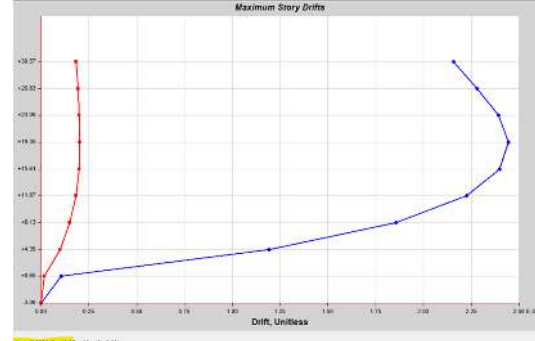


Figura 43. Verificación del análisis dinámico lineal del caso 3

Chequeo del periodo de vibración

El periodo de vibración obtenido en el modo 1 fue de 0.9297 s. Según la NEC-2015 el valor del periodo obtenido con el software calculado según el método 2, no debe ser mayor en un 30% al valor del periodo calculado con el método 1.

$$T_1 = Ct * Hn^\alpha$$

$$T_1 = 0.072 * (33.66m)^{0.8}$$

$$T_1 = 1.20s$$

$$T_2 = 1.022s$$

$$T_2 < 1.3 * T_1$$

$$1.022s < 1.3 * 1.20s$$

$$1.022s < 1.56s \rightarrow \text{CUMPLE}$$

Análisis a torsión

La tabla XIX, muestra el comportamiento de la estructura frente a la torsión. Se conoce que, de los tres modos fundamentales de vibración, los dos primeros deben ser traslacionales y el tercer modo se permite rotacional. Según los resultados, la estructura se comporta adecuadamente y posee porcentajes menores al 30% de la torsión máxima permitida.

Tabla XIX. Verificación de la estructura a torsión caso 3

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
Case	Mode	Period sec	RX	RY	RZ	TORSIÓN < 30%	
						Torsión	Criterio
Modal	1	1.025	7.175E-07	0.4238	0.0001	0.02%	Traslacional
Modal	2	0.732	0.6329	0	0.0033	0.78%	Traslacional
Modal	3	0.669	0.6367	0.0001	0.6144	99.63%	Rotacional

La tabla XX, muestra la participación de la masa modal en el caso 3. En el modo 21 se alcanza el 90% de la masa reactiva en los dos sentidos.

Tabla XX. Participación de la masa modal caso 3

TABLE: Modal Participating Mass Ratios				
Case	Mode	Period sec	SumUX	SumUY
Modal	1	1.025	0.6372	6.953E-07
Modal	2	0.732	0.6372	0.6329
Modal	3	0.669	0.6373	0.6367
Modal	4	0.253	0.7764	0.6367
Modal	5	0.180	0.7764	0.8051
Modal	6	0.163	0.7765	0.8087
Modal	7	0.109	0.8312	0.8087
Modal	8	0.084	0.8313	0.8658
Modal	9	0.074	0.8313	0.8674
Modal	10	0.063	0.8613	0.8674
Modal	11	0.055	0.8613	0.8986
Modal	12	0.047	0.8613	0.8995
Modal	13	0.043	0.8810	0.8995
Modal	14	0.041	0.8810	0.9214
Modal	15	0.035	0.8810	0.9229

Modal	16	0.034	0.8810	0.9406
Modal	17	0.033	0.8956	0.9406
Modal	18	0.030	0.8956	0.9587
Modal	19	0.029	0.8956	0.9591
Modal	20	0.028	0.8956	0.9764
Modal	21	0.027	0.9063	0.9764
Participación de masa modal > 90%			90.63%	97.64%

Se muestra en las gráficas siguientes la resistencia de las vigas y columnas de la estructura. Todos los elementos se encuentran trabajando en un rango adecuado. Los elementos verticales y los arriostramientos de los pisos superiores trabajan aproximadamente en el 60%, mientras que, en los primeros niveles, la capacidad de los elementos es en promedio del 70%.

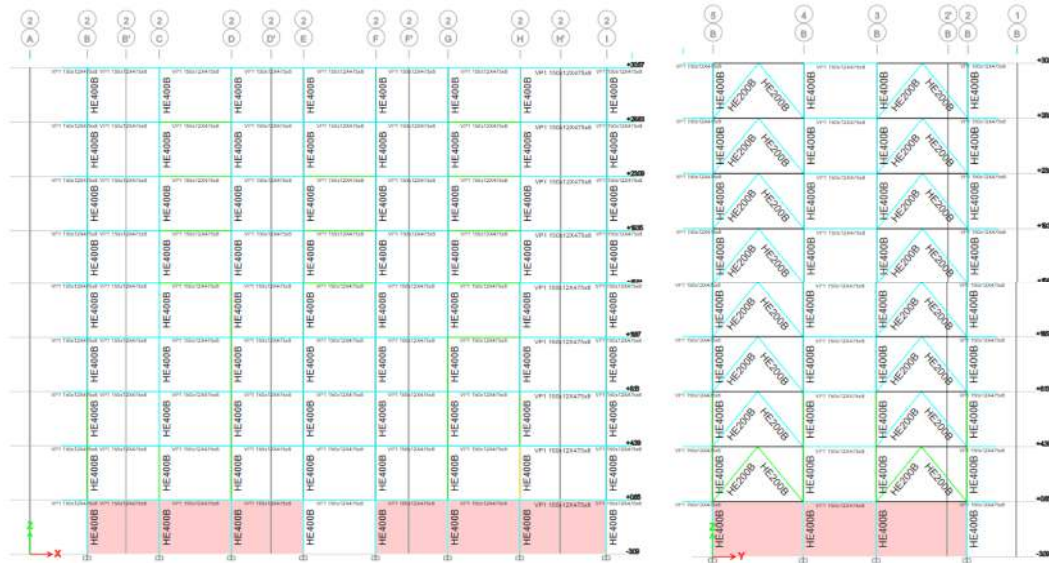


Figura 44. Resistencia de vigas y columnas caso 3

CAPÍTULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

4.1.1 Caso 1: Columnas tubulares rellenas de concreto y vigas I

El desempeño sísmico esperado, para una estructura en Objetivo básico ante el sismo de diseño (sismo raro) es encontrarse en Seguridad de vida. Para el presente caso de estudio en el sentido X, la estructura trabaja en el rango de Ocupación inmediata, mientras que para el sentido Y, la estructura se encuentra en Seguridad de vida.

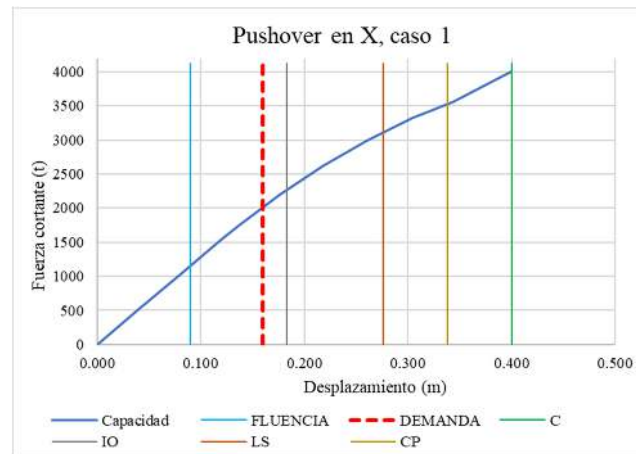


Figura 45. Análisis pushover en x, caso 1

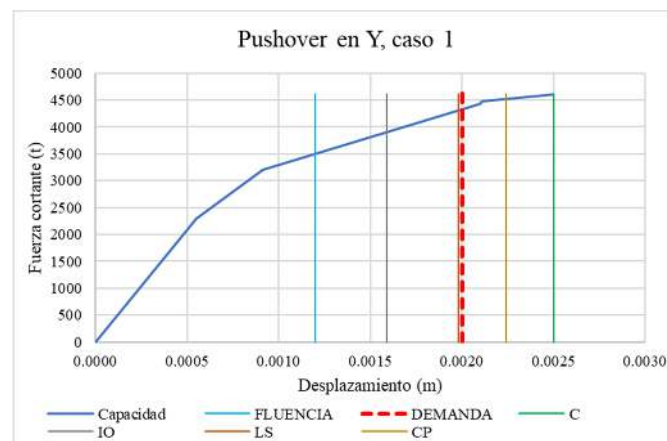


Figura 46. Análisis pushover en y, caso 1

El resumen del caso 1, *Columnas tubulares rellenas de concreto y vigas I*, evidencia que el comportamiento estructural de la edificación es adecuado ante el sismo de diseño, tanto en el sentido X como en el sentido Y, siendo el eje con mayor rigidez lateral el eje Y. Por este motivo en el análisis no lineal se demuestra que, ante un sismo Raro, la estructura se encuentra en Ocupación inmediata, cuando el comportamiento sísmico esperado debe encontrarse en Seguridad de vida.

		Pushover en sentido X					Pushover en sentido Y		
		DESEMPEÑO					DESEMPEÑO		
		Operacional	Seguridad de vida	Cercano al colapso			Operacional	Seguridad de vida	Cercano al colapso
FRECUENCIA DEL SISMO	Ocasional				FRECUENCIA DEL SISMO	Ocasional			
	Raro					Raro			
	Muy raro					Muy raro			
		Desempeño esperado					Desempeño esperado		
		Desempeño obtenido					Desempeño obtenido		

Figura 47. Resumen del análisis pushover, caso 1

4.1.2 Caso 2: Columnas tubulares sin relleno y vigas I

Para una estructura diseñada como Objetivo básico, frente al sismo de diseño, se espera que el nivel de daño se encuentre en seguridad de vida. Para el caso de análisis, el comportamiento de la estructura frente a un sismo raro en la dirección X, el comportamiento es el recomendado por Visión 2000, esto corresponde al nivel de Seguridad de vida. Para un sismo en la dirección Y, por el contrario, el comportamiento de la edificación se encuentra en estado Operacional. Este último resultado significa que en el eje en dirección Y la estructura posee suficiente capacidad de resistir las fuerzas sísmicas.

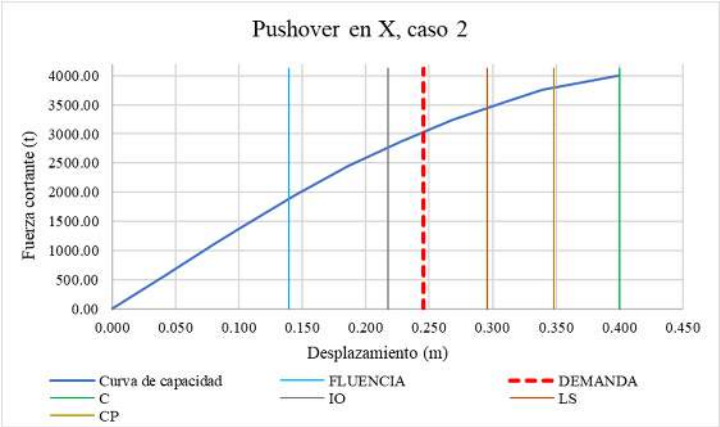


Figura 48. Análisis Pushover en X, caso 2

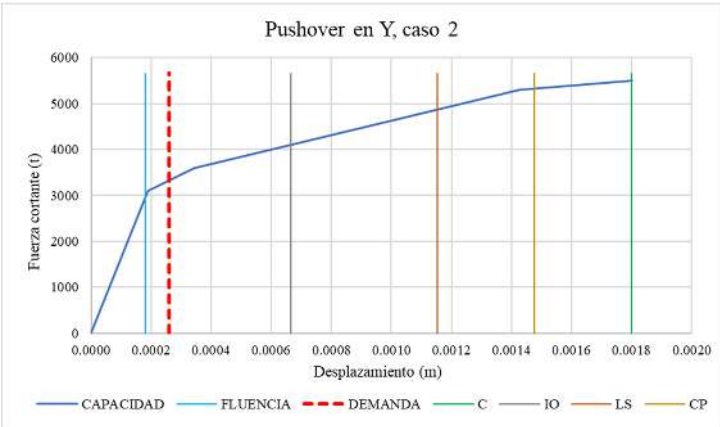


Figura 49. Análisis Pushover en Y, caso 2

Pushover en sentido X

		DESEMPEÑO		
		Operacional	Seguridad de vida	Cercano al colapso
FRECUENCIA DEL SISMO	Ocasional			
	Raro			
	Muy raro			
		Desempeño esperado		
		Desempeño obtenido		

Pushover en sentido Y

		DESEMPEÑO		
		Operacional	Seguridad de vida	Cercano al colapso
FRECUENCIA DEL SISMO	Ocasional			
	Raro			
	Muy raro			
		Desempeño esperado		
		Desempeño obtenido		

Figura 50. Resumen del análisis pushover, caso 2

4.1.3 Caso 3: Columnas HEB y vigas I

El comportamiento sísmico esperado para la edificación se encuentra en seguridad de vida. Para el sismo raro en dirección X, el nivel de desempeño se encuentra entre Ocupación inmediata y Seguridad de vida, mientras que para el sismo en dirección Y, el comportamiento se encuentra en Ocupación inmediata. Ambos niveles de comportamiento son adecuados y expresan que la estructura posee suficiente capacidad para resistir las acciones sísmicas.

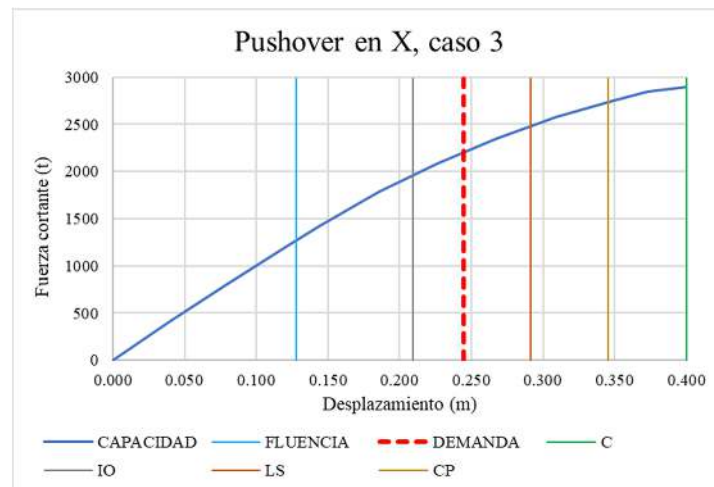


Figura 51. Análisis pushover en X, caso 3

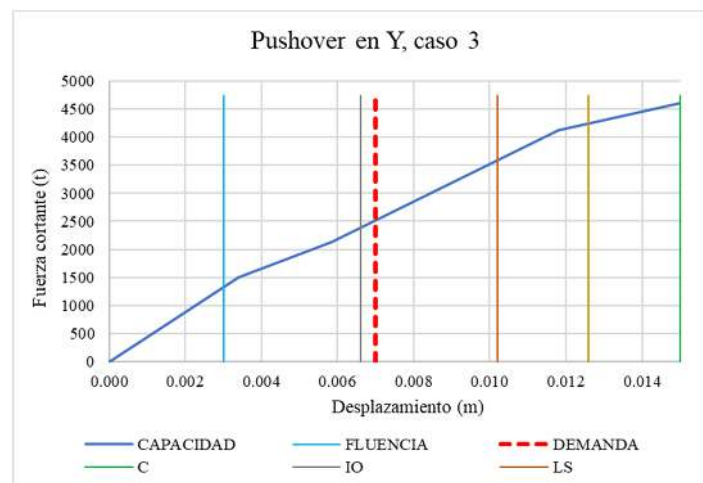


Figura 52. Análisis pushover en Y, caso 3

Como se aprecia en la figura 53, tanto en el sentido X como en el sentido Y se cumple con los niveles de desempeño sísmico esperado, siendo más rígida la estructura en el sentido Y, en vista de que su comportamiento ante el sismo de diseño se encuentra en Operacional.

Pushover en X

		DESEMPEÑO		
		Operacional	Seguridad de vida	Cercano al colapso
FRECUENCIA DEL SISMO	Ocasional			
	Raro			
	Muy raro			
		Desempeño esperado		
		Desempeño obtenido		

Pushover en Y

		DESEMPEÑO		
		Operacional	Seguridad de vida	Cercano al colapso
FRECUENCIA DEL SISMO	Ocasional			
	Raro			
	Muy raro			
		Desempeño esperado		
		Desempeño obtenido		

Figura 53. Resumen del análisis pushover, caso 3

4.2 ANÁLISIS Y DISEÑO DE CONEXIONES

Para el desarrollo de uno de los objetivos del presente trabajo, se realizó el diseño de las juntas estructurales más representativas en los tres casos de estudio. De estas conexiones se extrae el peso total para así analizar en porcentaje, el costo de estas.

4.2.1 Caso 1: Columnas tubulares rellenas de concreto y vigas I

Se diseño una conexión de columna central a la cual confluyen 4 vigas principales tipo I. La conexión se diseñó con diafragmas externos y las vigas fueron diseñadas como RBS. La figura 43, muestra los detalles de soldadura y dimensiones de RBS y la tabla XXI, indica los esfuerzos generados por acción de las cargas impuestas. Es importante notar que se designó a una viga como elemento disipativo y por esta razón el nudo plástico se produce en la viga y no en la columna o en los diafragmas.

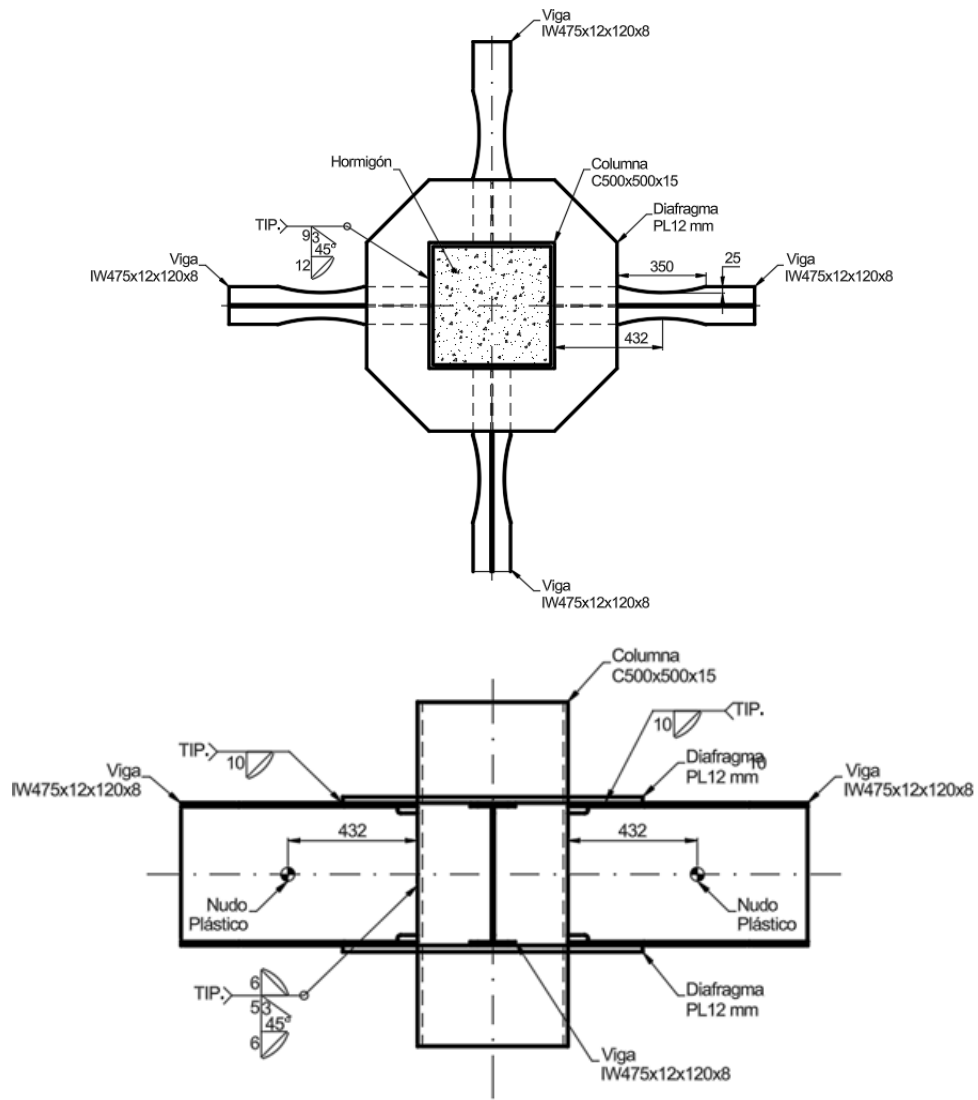


Figura 54. Dimensiones de junta en eje H4, altura 3.74 metros

Tabla XXI. Junta central, caso 1

Junta H4

Materiales Acero A 572 Grado 50

Fy: 345 MPa

Fu: 450 MPa

Hormigón F'c= 20.5 MPa

Soldadura

E80XX

Cargas

	Member	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
>	M1 / End	-4293.0	0.0	328.4	0.0	0.0	0.0
	M2 / End	0.0	0.0	-24.1	0.0	16.2	0.0
	M3 / End	0.0	0.0	172.0	0.0	-421.0	0.0
	M4 / End	0.0	0.0	-42.7	0.0	28.6	0.0
	M5 / End	0.0	0.0	-861.0	0.0	421.0	0.0

Análisis general

Esfuerzos

Nudo plástico

4.2.2 Caso 2: Columnas tubulares sin relleno de hormigón y vigas I

Se diseñó una conexión de columna central a la cual confluyen 4 vigas principales tipo I. La conexión se diseñó con diafragmas externos y las vigas fueron diseñadas como RBS. En este caso las columnas no poseen relleno de hormigón simple. La figura 44, muestra los detalles de soldadura y dimensiones de RBS y la tabla XXII, indica los esfuerzos generados por acción de las cargas impuestas. Al igual que en el caso 1, la conexión falla en el elemento disipativo y no se produce falla en la columna o en el diafragma.

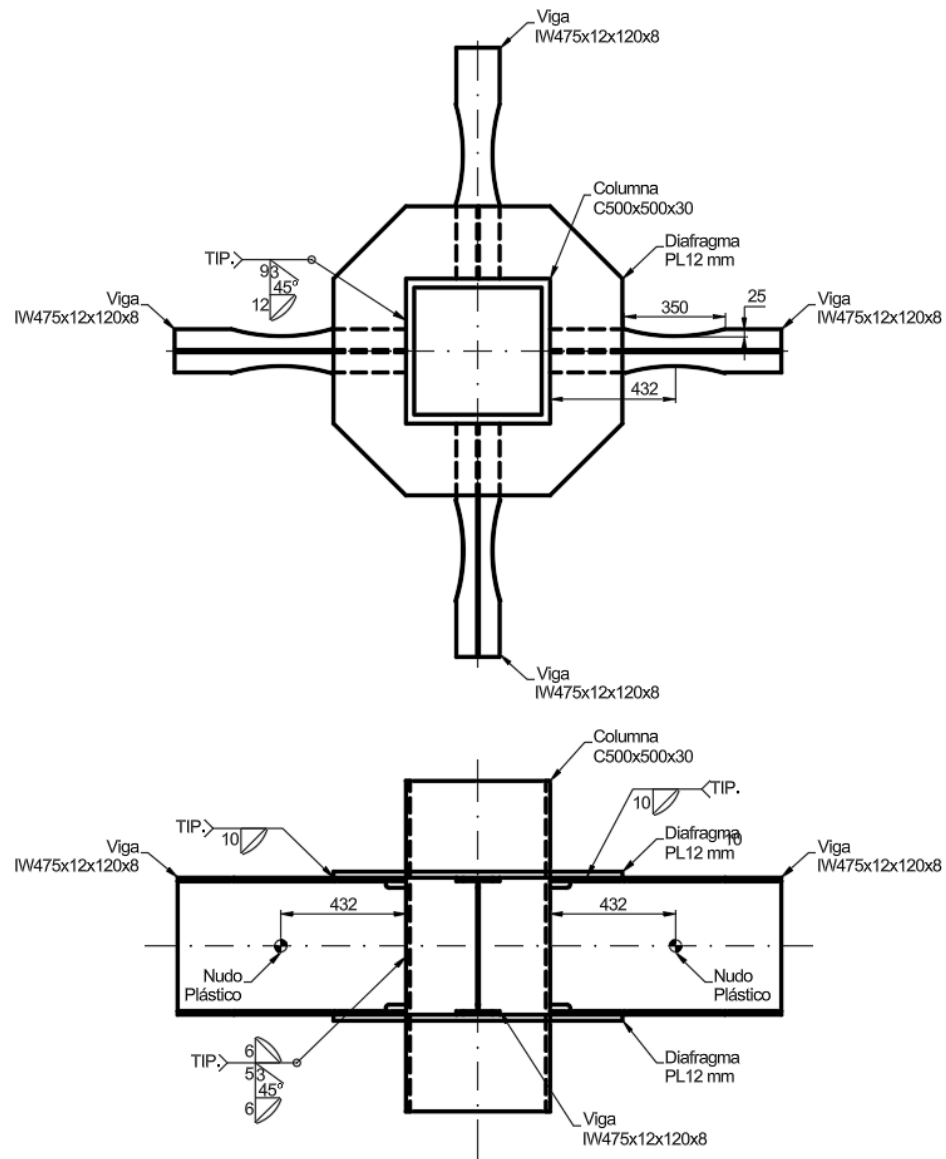
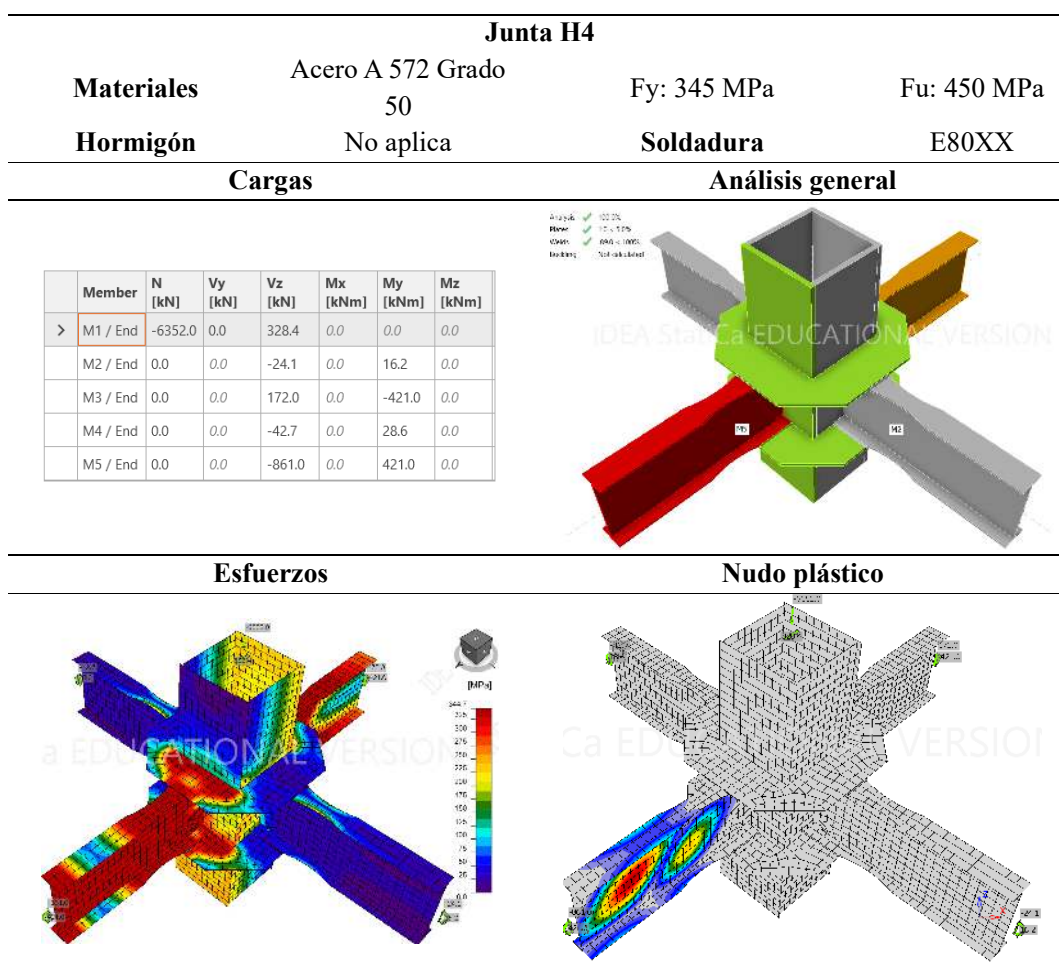


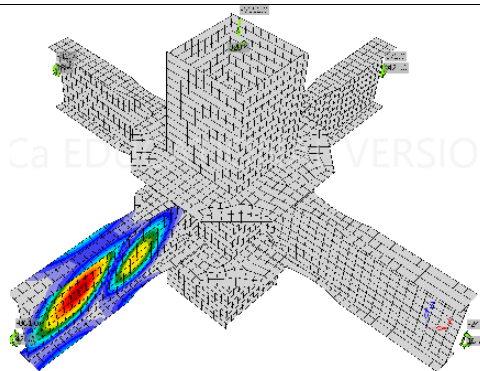
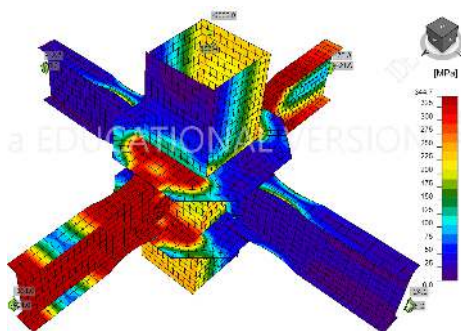
Figura 55. Dimensiones de junta en eje H4, altura 3.74 metros

Tabla XXII: Junta central, caso 2



Esfuerzos

Nudo plástico



4.2.3 Caso 3: Columnas HEB y vigas I

Se diseñó una conexión de columna central HEB400 en los dos ejes, eje fuerte de la columna y eje débil de ésta. A esta conexión confluyen 4 vigas principales tipo I y el arriostramiento concéntrico. La figura 45, muestra los detalles de soldadura y dimensiones de RBS seguida de la tabla XXIII y XXIV, que indica los esfuerzos generados por acción de las cargas impuestas. Para el eje débil de la columna se planteó que la falla se produzca en la placa de conexión del arriostramiento, mientras que para su eje fuerte se diseñó una viga como elemento disipativo, que es en donde se producirá la falla. Ambos casos pueden apreciarse en las tablas siguientes.

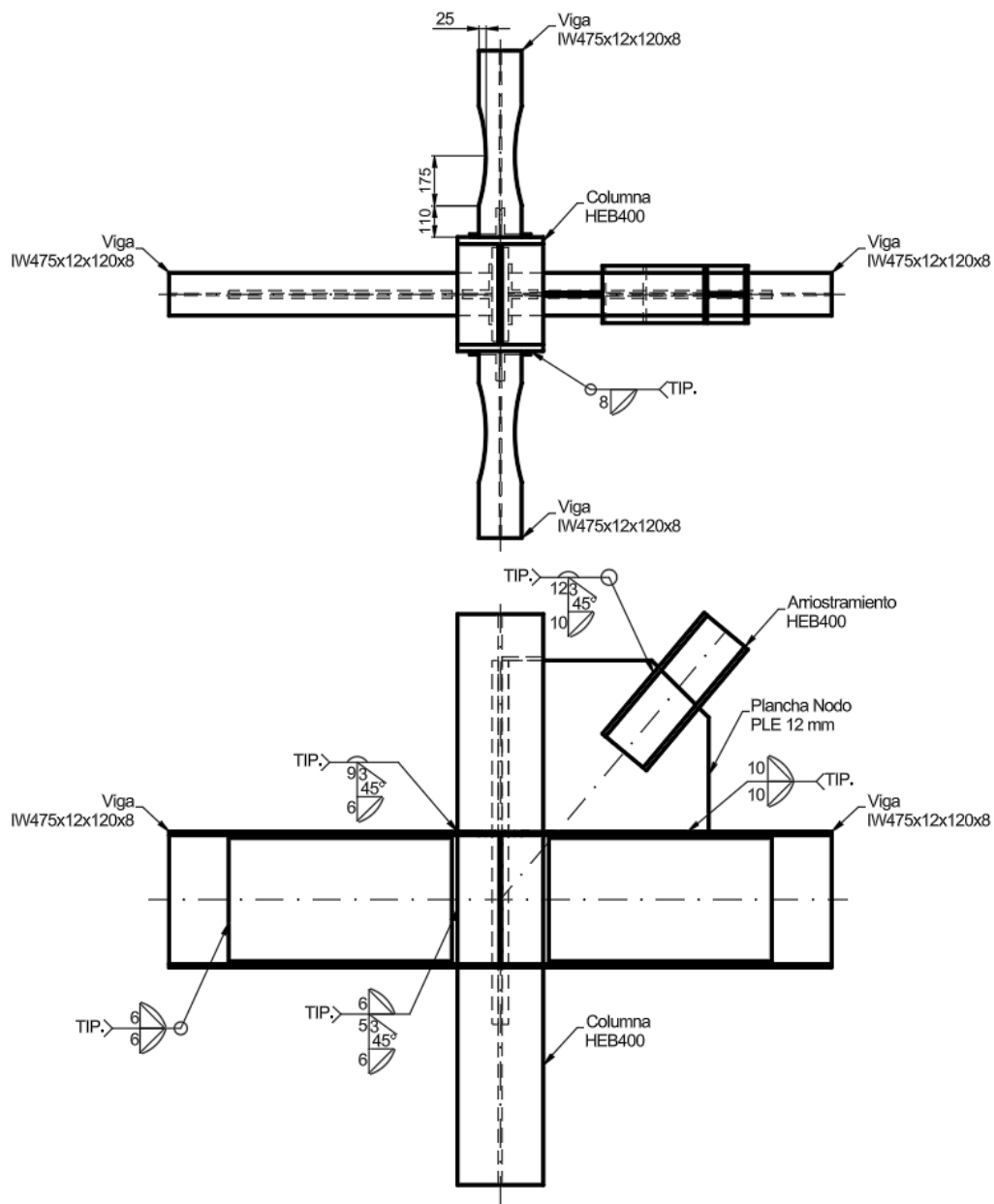


Figura 56. Dimensiones de junta en eje h4, altura 3.74 metros

Tabla XXIII. Junta central, caso 3, eje débil

Junta H4

Materiales

Hormigón

Acero A 572 Grado 50

No aplica

Fy: 345 MPa

Soldadura

Fu: 450 MPa

E80XX

Cargas

	Member	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
>	M2 / End	0.0	0.0	-15.6	0.0	0.0	0.0
	M3 / End	0.0	0.0	-40.5	0.0	0.0	0.0
	M4 / End	0.0	0.0	-13.2	0.0	0.0	0.0
	M5 / End	-5.0	0.0	-17.6	0.0	0.0	0.0
	M7 / End	-1930.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Análisis general

Analysis

Plates

Welds

Buckling

100.0%

1.2 < 5.0%

80.7 < 100%

Not calculated

Esfuerzos

Analysis

Plates

Welds

Buckling

100.0%

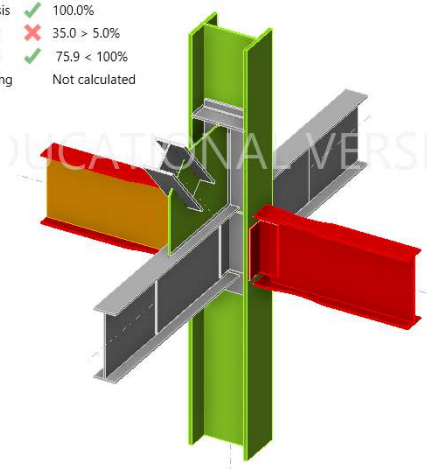
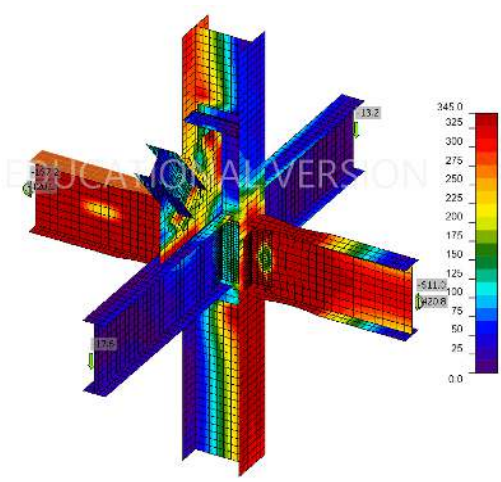
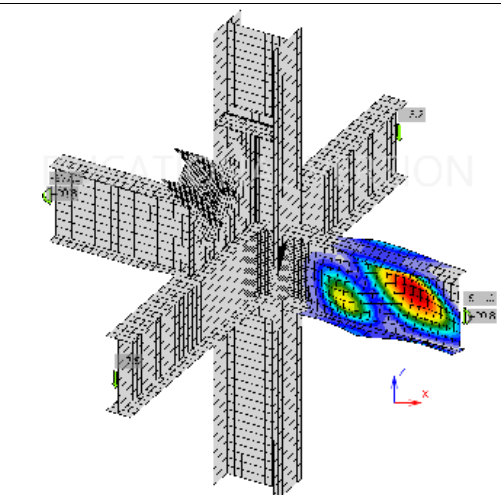
1.2 < 5.0%

80.7 < 100%

Not calculated

Nudo plástico

Tabla XXIV. Junta central, caso 3, eje fuerte

Junta H4																																																							
Materiales	Acero A 572 Grado 50		Fy: 345 MPa		Fu: 450 MPa																																																		
Hormigón	No aplica		Soldadura		E80XX																																																		
Cargas			Análisis general																																																				
<table><thead><tr><th>Member</th><th>N [kN]</th><th>Vy [kN]</th><th>Vz [kN]</th><th>Mx [kNm]</th><th>My [kNm]</th><th>Mz [kNm]</th></tr></thead><tbody><tr><td>> M1 / End</td><td>-2366.0</td><td>0.0</td><td>0.0</td><td>0.0</td><td>0.0</td><td>0.0</td></tr><tr><td>M2 / End</td><td>0.0</td><td>0.0</td><td>-611.0</td><td>0.0</td><td>420.8</td><td>0.0</td></tr><tr><td>M3 / End</td><td>0.0</td><td>0.0</td><td>-167.2</td><td>0.0</td><td>-420.8</td><td>0.0</td></tr><tr><td>M4 / End</td><td>0.0</td><td>0.0</td><td>-13.2</td><td>0.0</td><td>0.0</td><td>0.0</td></tr><tr><td>M5 / End</td><td>0.0</td><td>0.0</td><td>-17.6</td><td>0.0</td><td>0.0</td><td>0.0</td></tr><tr><td>M7 / End</td><td>0.0</td><td>0.0</td><td>0.0</td><td>0.0</td><td>0.0</td><td>0.0</td></tr></tbody></table>			Member	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]	> M1 / End	-2366.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	M2 / End	0.0	0.0	-611.0	0.0	420.8	0.0	M3 / End	0.0	0.0	-167.2	0.0	-420.8	0.0	M4 / End	0.0	0.0	-13.2	0.0	0.0	0.0	M5 / End	0.0	0.0	-17.6	0.0	0.0	0.0	M7 / End	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	Analysis ✓ 100.0% Plates ✗ 35.0 > 5.0% Welds ✓ 75.9 < 100% Buckling Not calculated 			
Member	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]																																																	
> M1 / End	-2366.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0																																																	
M2 / End	0.0	0.0	-611.0	0.0	420.8	0.0																																																	
M3 / End	0.0	0.0	-167.2	0.0	-420.8	0.0																																																	
M4 / End	0.0	0.0	-13.2	0.0	0.0	0.0																																																	
M5 / End	0.0	0.0	-17.6	0.0	0.0	0.0																																																	
M7 / End	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0																																																	
Esfuerzos			Nudo plástico																																																				
																																																							

4.2.4 Placas base

Las tablas siguientes, muestran el diseño de las placas base para los tres casos de estudio. En todas ellas se muestran resultados favorables en cuanto al comportamiento estructural esperado.

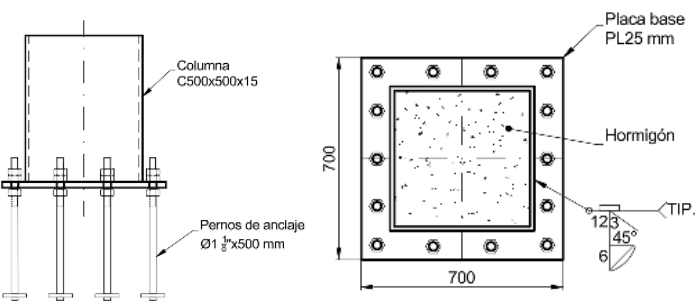


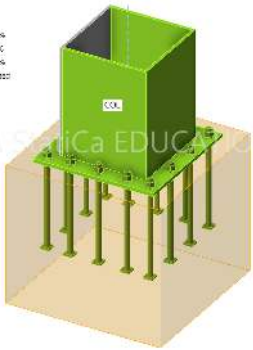
Figura 57. Placa base, caso 1

Tabla XXV. Placa base, caso 1

Junta H4					
Acero	A 572 Grado 50	Fy: 345 MPa Fu: 450 MPa			
Hormigón	F'c: 20.5 MPa	Soldadura E80XX			
Pernos de anclaje	ASTM F1554 Grado 55	Fu: 520MPa	Fnt: 390 MPa	Env: 206 MPa	
Cargas			Análisis general		

Member	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
> COL / End	-4904.0	1186.0	12.2	0.0	394.0	14.7

Analysis	✓ 100.0%
Rebar	✓ 0.2 x 5.0%
Concrete	✓ 10.1 x 100%
Welds	✓ 0.0 x 100%
Concrete block	✓ 10.0 x 100%
Reinforcing	Not on display



Esfuerzos	Nudo plástico

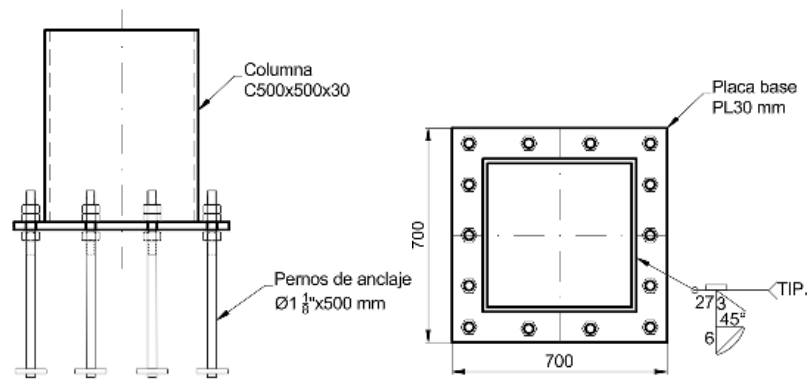


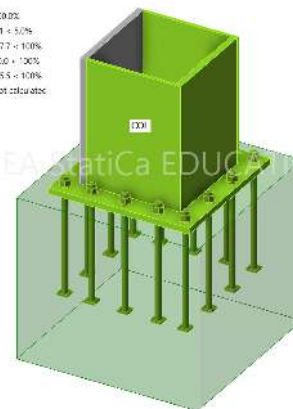
Figura 58. Placa base, caso 2

Tabla XXVII. Placa base, caso 2

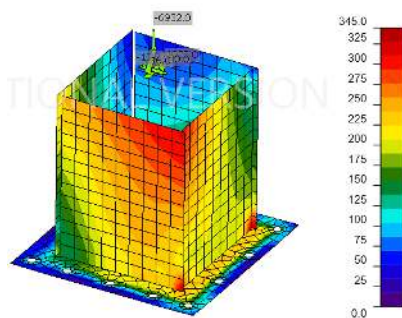
Junta H4						
Acero		A 572 Grado 50	Fy: 345 MPa	Fu: 450 MPa	Soldadura	E80XX
Pernos de anclaje		ASTM F1554 Grado 55	Fu: 520MPa	Fnt: 390 MPa	Fnv: 206 MPa	
Cargas			Análisis general			

Member	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
> COL / End	-6932.0	1028.0	-13.0	0.0	330.0	16.0

Analysis	✓ 100.0%
Plates	✓ 0.1 < 5.0%
Anchors	✓ 77.7 < 100%
Welds	✓ 0.0 < 100%
Concrete block	✓ 75.5 < 100%
Buckling	Not calculated

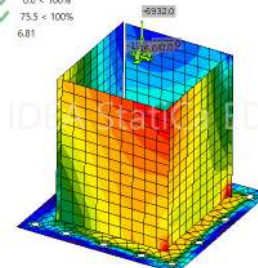


Esfuerzos



Nudo plástico

Analysis	✓ 100.0%
Plates	✓ 0.1 < 5.0%
Anchors	✓ 77.7 < 100%
Welds	✓ 0.0 < 100%
Concrete block	✓ 75.5 < 100%
Buckling	6.81



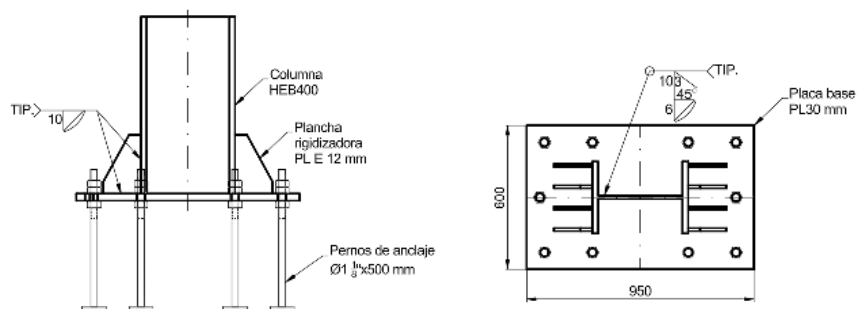


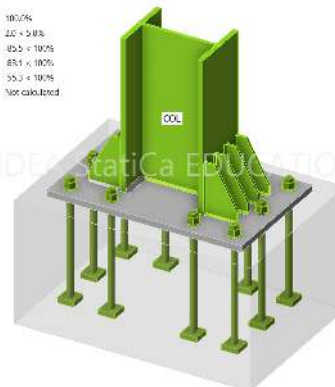
Figura 59. Placa base, caso 3

Tabla XXVII. Placa base, caso 3

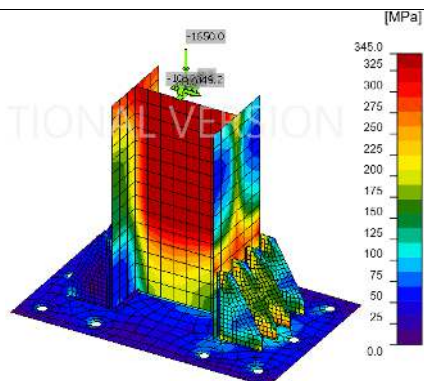
Junta H4					
Acero	A 572 Grado 50	Fy: 345 MPa	Fu: 450 MPa	Soldadura	E80XX
Pernos	ASTM F1554 Grado 55	Fu: 520MPa		Fnt:390 MPa	Fnv:206MPa
Cargas			Análisis general		

Member	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
> COL / End	-1650.0	9.3	-1010.0	0.0	349.2	8.0

Analysis	✓ 100.0%
Plates	✓ 2.0 < 5.0%
Joints	✓ 85.5 < 100%
Welds	✓ 85.1 < 100%
Concrete block	✓ 55.2 < 100%
Buckling	Not calculated

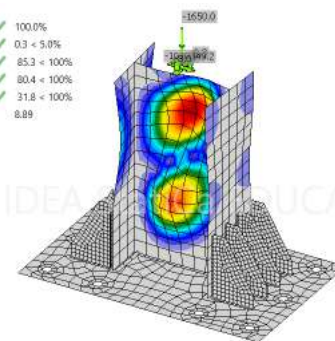


Esfuerzos



Nudo plástico

Analysis	✓ 100.0%
Plates	✓ 0.3 < 5.0%
Joints	✓ 85.2 < 100%
Welds	✓ 80.4 < 100%
Concrete block	✓ 31.8 < 100%
Buckling	8.89



4.3 ANÁLISIS DE COSTOS

Para determinar los costos constructivos se tomaron los valores al año 2025 aportados por la Cámara de Construcción de Ambato y se cotejaron los valores con profesionales de la construcción. Para el análisis se tomó en consideración únicamente el peso del acero de vigas, columnas, placas de conexiones, placas base y pernos, además del hormigón de 210 kg/cm² del caso de estudio 1. No se tomaron en cuenta muros de corte o elementos no estructurales ni acabados en vista que el análisis estructural, y que los muros de corte se mantuvieron constantes en los casos 1, 2 y 3.

Tabla XXVIII: Peso del acero y hormigón según el caso de estudio

CASO	SISTEMA CONSTRUC.	COLUMNAS		VIGA	CONEX.	PLACA BASE	PERNO ANC.	PESO ACERO	VOL. HORM.
		A572 Gr.50 Ton	f'c 210 kg/cm ² Ton	A572 Gr.50 Ton		Ton	Ton	Ton	Ton
1	TUBULAR CON HORMIGÓN	318.79	170.40	315.96	87.13	3.46	1.59	723.23	170.40
2	TUBULAR SIN HORMIGÓN	916.87		315.96	87.43	3.46	1.59	1,325.30	
3	HEB	570.45		315.96	136.16	6.91	1.13	1,030.60	

La tabla XXVIII y la figura 60, relacionan los pesos obtenidos de los elementos de acero, sus conexiones, placas y pernos. Se determinó que el sistema más constructivo que más cantidad de acero requiere es el sistema de columnas tubulares sin hormigón, alcanzando un peso de 1,325.31 toneladas, y en los dos casos restantes de 1,030.61 toneladas y 727.23 toneladas para columnas HEB y Columnas tubulares rellenas de hormigón, respectivamente.

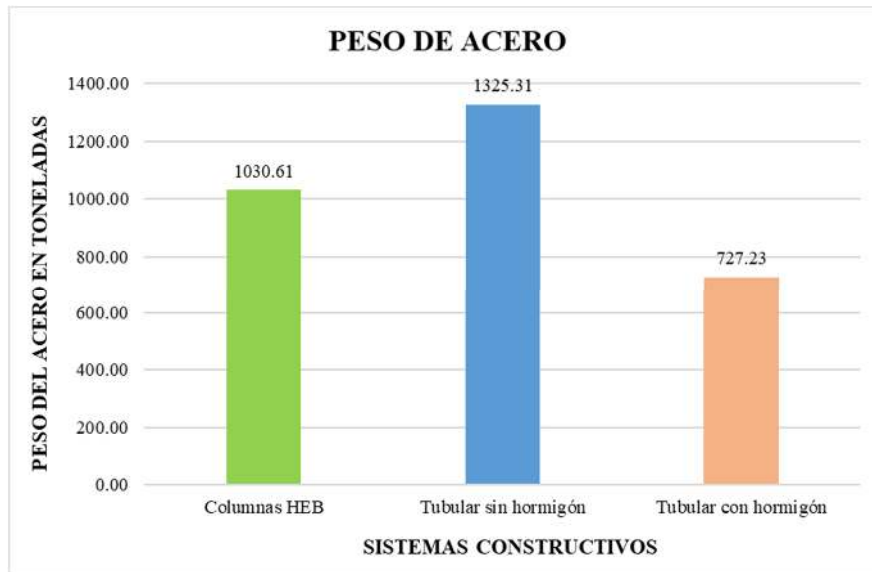


Figura 60. Peso total del acero A572 Gr.50 y sistema constructivo

Esta diferencia en pesos se debe a que, al ser columnas tubulares de sección hueca, se requieren mayores espesores que en otros casos para que la estructura alcance la capacidad suficiente. En el caso de columnas HEB se adicionaron arriostramientos concéntricos y por ello el peso también es elevado. En el caso de columnas rellenas de hormigón el peso en acero es mucho menor a los dos casos restantes, sin embargo, se debe colocar un volumen de hormigón.

La particularidad que se presenta con este sistema es la segregación del concreto al ser vaciado en las columnas y que, además, éstas deben ser recortadas para que ingrese el material y posteriormente soldadas, afectando así una parte de su sección.

En lo que se refiere a las conexiones, el peso varía de sistema en sistema, requiriéndose mayor cantidad de acero en el sistema de columnas HEB y el cual representa el 13.2% del peso total del acero, seguido de las columnas tubulares rellenas de hormigón con 12.0% de su peso total y finalmente para el sistema de columnas tubulares huecas este porcentaje es de 6.6%. La figura 61, ilustra los resultados antes expuestos.



Figura 61. Peso de las placas de conexión y sistema constructivo

Una vez determinados los pesos de los materiales, se determinó el costo final de cada caso de estudio. La tabla XXIX muestra los valores finales en lo que se refiere a acero A572 Gr.50 y hormigón de 210 kg/cm². El caso que más costo económico tiene es el caso 2, con \$2,253,024.43 dólares, en segundo lugar, se encuentra el caso 3 con \$1,752,035.49 y el más económico resultó ser el caso 1 con \$1,172,639.67. Se consideró el valor de \$1.70 dólares por kilogramo de acero estructural prefabricado para los casos 2 y 3, y para el caso 1 el valor de \$1,50 dólares por kilogramo. El costo del hormigón para este caso fue de \$200 dólares por metro cúbico. En la gráfica 62, se muestra un gráfico que ilustra los resultados.

Tabla XXIX: Presupuesto referencial según el caso de estudio

PRESUPUESTO REFERENCIAL				
COLUMNAS HEB				
Ítem	Unidad	Cantidad	Costo unitario	Costo total
acero a572 gr.50	kg	1030609.11	\$1.70	\$ 1,752,035.49
Costo total caso 1				\$ 1,752,035.49
TUBULAR SIN HORMIGÓN				
Ítem	Unidad	Cantidad	Costo unitario	Costo total
ACERO A572 Gr.50	Kg	1325308.49	\$1.70	\$ 2,253,024.43
Costo total caso 2				\$ 2,253,024.43
TUBULAR CON HORMIGÓN				
Ítem	Unidad	Cantidad	Costo unitario	Costo total
ACERO A572 Gr.50	Kg	727230.58	\$1.50	\$ 1,090,845.87
HORMIGÓN F'C= 210 KG/CM ²	m3	408.97	\$200.00	\$ 81,793.80
Costo total caso 3				\$ 1,172,639.67

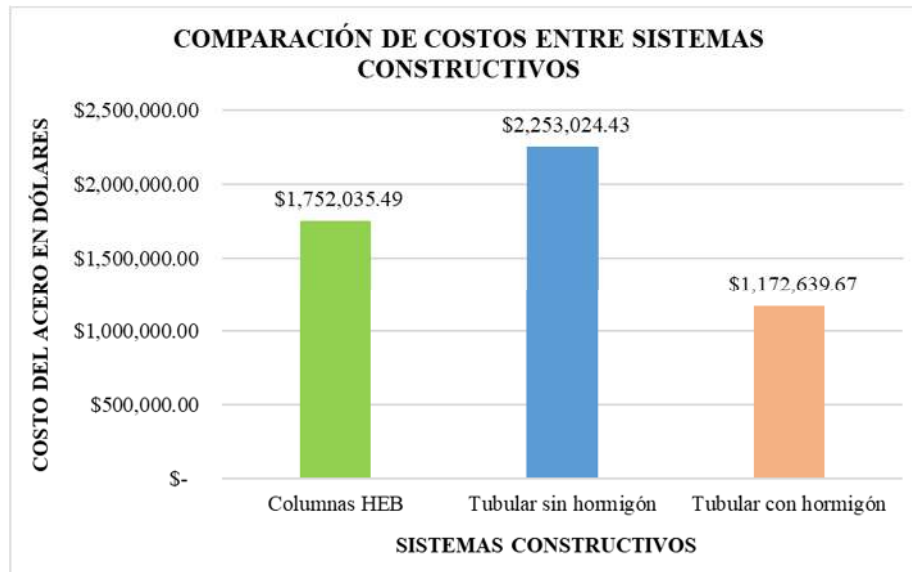


Figura 62. Comparación de costos entre sistemas constructivos

4.4 DISCUSIÓN

Como se puede apreciar los sistemas constructivos fueron diseñados con el objeto de resistir las solicitaciones impuestas y para que, frente a un sismo de diseño de 475 años de retorno, sean capaces de incurrir en el rango inelástico sin llegar al colapso, además que puedan cumplir su objetivo de encontrarse en *Seguridad de vida*, como ya se ha mencionado en la parte teórica de este documento. Los costos asociados a cada caso de estudio varían debido a que, por ejemplo, en el caso 2 se requieren mayores espesores de sección lo que encarece la obra, mientras que en el caso 1 estos espesores son menores, pero en obra se dificulta la colocación del hormigón o pueden generarse fallas no planificadas, además este sistema constructivo no está definido aún en las normas internacionales, motivo por el cual se crearon secciones equivalentes de acero para el análisis estático no lineal. Y en el caso 3, el mayor inconveniente que se presentó fue determinar los pórticos en los cuales se debían colocar los arriostramientos sin comprometer la funcionalidad y la concepción arquitectónica del proyecto. Por ello se recomienda desde un inicio considerar estos aspectos de vital importancia. Respecto a la condición sísmica del Ecuador, el caso de estudio 3 debería ser más aplicado, según el criterio del calculista, debido a que si algún elemento debe fallar serían las placas de los arriostramientos y su reemplazo es más sencillo y económico que en los demás sistemas.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES RECOMENDACIONES Y BIBLIOGRAFÍA

5.1 CONCLUSIONES

- Se desarrolló los análisis estructurales de los tres casos de diseño considerando los distintos tipos de elementos verticales, como resultado el mejor comportamiento sismo resistente fue el pórtico con columnas HEB con arriostramientos, seguido de las columnas tubulares sin relleno y en tercer lugar las columnas tubulares con relleno de hormigón dado los niveles desempeño obtenidos en análisis estático no lineal.
- Se dimensionó los elementos estructurales vigas y columnas de todos los sistemas estructurales planteados para que cumplan con los criterios de sismo resistencia, se realizó la selección de columnas con sección HEB, tubulares huecas y rellenas de hormigón, se seleccionaron espesores y dimensiones apropiados. Por lo tanto, la resistencia de los elementos estructurales obtenidos en el software estructural fue de ratios demanda capacidad entre 0.50 y 0.70.
- Se analizó el comportamiento estructural de todos los casos propuestos en el estudio realizando el análisis estático, análisis dinámico modal, el análisis de torsión y demás verificaciones propuestas en la normativa local, de lo cual se obtuvo que todas las estructuras cumplen criterios de fuerzas cortantes, torsión, derivas de piso y resistencia.
- Mediante el software de juntas Idea Statica se analizó y diseñó las juntas sísmicas utilizadas en las estructuras analizadas considerando las demandas solicitadas por los casos de carga máximos, además se verificó la formación el nudo plástico asegurando la disipación de energía se forme en una zona idónea ante un evento sísmico, las conexiones diseñadas fueron: caso 1 y caso 2 conexiones de diafragmas externos y las vigas RBS; y para el caso 3 conexión tipo RBS con arriostramiento concéntrico.
- Se realizó el análisis de desempeño de las estructuras por el análisis estático no lineal Pushover en base al método de los coeficientes propuesto en la normativa ASCE 41-13 con FEMA 440 y se observó que, en promedio, los tres sistemas constructivos, tanto en X como en Y, cumplen el comportamiento sísmico esperado de Seguridad de vida ante el sismo de diseño, al ser una edificación de ocupación normal. Adicional se apreció que para un sismo muy raro los casos 2 y 3 en el sentido Y obtuvieron un desempeño aun de seguridad de vida demostrando en ese sentido mayor resistencia sísmica.

- Se realizó el análisis comparativo de costos considerando únicamente los rubos de acero A572 Gr.50 y del hormigón colocado en columnas, debido a que el objetivo de esta investigación era determinar el peso del acero, así como el costo en cada sistema constructivo. Por lo tanto, se determinó que para una edificación con las características presentadas es más económico diseñar con columnas tubulares rellenas de concreto con un valor de \$1,172,639.67, seguido de columnas con secciones HEB con un costo de \$1,752,035.49 y finalmente columnas con secciones huecas cuyo valor fue \$2,253,024.43. En estos costos influyen los espesores tanto de las columnas como el número de placas en las conexiones que componen la estructura.

5.2 RECOMENDACIONES

- Debido a la magnitud del proyecto, las secciones de viga se mantuvieron constantes en los tres casos de estudio. Para futuros proyectos en esta área se recomienda analizar también vigas y optimizarlas si es el caso.
- Para implementar sistemas constructivos como pórticos arriostrados concéntricamente, se debe iniciar con una concepción arquitectónica desde el planteamiento del proyecto, pues al no realizarse este proceso se dificulta la ubicación de las diagonales dentro de la estructura, y el diseño se limita únicamente a sistemas constructivos más tradicionales en el medio.
- En todo proyecto se debe prestar atención en el diseño de las conexiones entre vigas y columnas debido a que éstas no se diseñan por resistencia sino más bien por capacidad. Adicionalmente van de la mano el diseño de la estructura con el diseño de la conexión ya que el sistema de conexiones no puede funcionar sin que el sistema estructural logre un buen desempeño.
- Realizar hojas de cálculo para elaborar las verificaciones correspondientes a los distintos análisis sean de tipo lineal o no lineal dado que son necesarios para cumplir con los requisitos normativos del análisis estructural para proceder con la etapa de diseño.

5.3 BIBLIOGRAFÍA

- [1] C. Jiménez, M. Saavedra J., and N. Moreno, “Seismic source characteristics of the 2016 Pedernales-Ecuador earthquake (Mw 7.8),” *Physics of the Earth and Planetary Interiors*, vol. 312, Mar. 2021, doi: 10.1016/j.pepi.2021.106670.
- [2] Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2015), *Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente*. 2015.
- [3] K. S. Ballesteros-Salazar, D. G. Caizaguano-Montero, A. G. Haro-Báez, and T. Toulkeridis, “Case Study of the Application of an Innovative Guide for the Seismic Vulnerability Evaluation of Schools Located in Sangolquí, Interandean Valley in Ecuador,” *Buildings*, vol. 12, no. 9, Sep. 2022, doi: 10.3390/buildings12091471.
- [4] R. Aguiar, *Análisis Sísmico por Desempeño*, 1st ed. Quito: Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, 2003.
- [5] S. Loges, “Vulnerabilidad sísmica de edificios aporticados de acero estructural construidos con perfiles tubulares en Venezuela,” 2016. [Online]. Available: <https://www.researchgate.net/publication/309282898>
- [6] A. Kanyilmaz, “The problematic nature of steel hollow section joint fabrication, and a remedy using laser cutting technology: A review of research, applications, opportunities,” *Eng Struct*, vol. 183, pp. 1027–1048, Mar. 2019, doi: 10.1016/j.engstruct.2018.12.080.
- [7] A. Lugo, “Simulación Numérica de Conexiones Rígidas de Acero de Trabes IR a Columnas Tubulares Circulares Mediante el Método de los Elementos Finitos,” Universidad de Guanajuato, Guanajuato, 2017.
- [8] A. F. Robalino, S. R. Zaruma, and T. A. Sánchez, “Study of story drift limits in steel buildings subjected to seismic forces,” Atlanta, Georgia, 2020.
- [9] S. Costanzo, “State of the Art on Seismic Design of Steel Buildings in Europe,” Jun. 01, 2023, *MDPI*. doi: 10.3390/buildings13061563.
- [10] F. Zahra, J. Macedo, and C. Málaga-Chuquitaype, “The importance of hazard-consistency when estimating seismic residual drifts in steel moment frames,” *Journal of Building Engineering*, vol. 84, May 2024, doi: 10.1016/j.jobbe.2024.108506.
- [11] M. Bosco, A. Floridia, and P. P. Rossi, “Proposal of a Design Procedure for Steel Frames with Viscoelastic Dampers,” *Applied Sciences (Switzerland)*, vol. 14, no. 16, Aug. 2024, doi: 10.3390/app14166937.

- [12] A. Islam and A. Imanpour, "Stability of wide-flange columns in steel moment-resisting frames: evaluation of the Canadian seismic design requirements," *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 20, no. 3, pp. 1591–1617, Feb. 2022, doi: 10.1007/s10518-021-01313-8.
- [13] L. Hou, G. Shi, and F. Hu, "Research on the Seismic Performance of High Strength Steel Frames," 2024, pp. 833–844. doi: 10.1007/978-3-031-62884-9_73.
- [14] H. Moghaddam, I. Hajirasouliha, and S. M. Hosseini Gelekolai, "Performance-based seismic design of moment resisting steel frames: Adaptive optimisation framework and optimum design load pattern," *Structures*, vol. 33, pp. 1690–1704, Oct. 2021, doi: 10.1016/j.istruc.2021.05.014.
- [15] F. Valenzuela-Beltrán *et al.*, "Comparison between the Dynamic Responses of Steel Buildings with Medium and Deep Columns under Several Seismic Intensities," *Applied Sciences (Switzerland)*, vol. 14, no. 12, Jun. 2024, doi: 10.3390/app14125067.
- [16] F. Hu and G. Shi, "Experimental study on seismic behavior of high strength steel frames: Local response," *Eng Struct*, vol. 229, Feb. 2021, doi: 10.1016/j.engstruct.2020.111620.
- [17] P. W. Richards, A. J. McCall, and J. D. Marshall, "Functional Recovery of Steel Special Moment Frames," *Journal of Structural Engineering*, vol. 149, no. 3, Mar. 2023, doi: 10.1061/jsendh.steng-11567.
- [18] O. Idels and O. Lavan, "Performance based formal optimized seismic design of steel moment resisting frames," *Comput Struct*, vol. 235, Jul. 2020, doi: 10.1016/j.compstruc.2020.106269.
- [19] A. Abril and C. Medina, "Estudio comparativo del desempeño sísmico de sistemas estructurales de acero: PEM, PEAC y PAE," *AXIOMA*, vol. 1, Apr. 2024, doi: <https://doi.org/10.26621/ra.v1i30.908>.
- [20] D. Dev B and D. V Selvan, "Special Moment Resistant Steel Buildings," *International Journal of Advanced Research in Science, Communication and Technology*, pp. 444–448, Dec. 2021, doi: 10.48175/ijarsct-2214.
- [21] S.-H. Chao, C. Jiansinlapadamrong, S. Simasathien, and T. Okazaki, "Full-Scale Testing and Design of Special Truss Moment Frames for High-Seismic Areas," *Journal of Structural Engineering*, vol. 146, no. 3, Mar. 2020, doi: 10.1061/(asce)st.1943-541x.0002541.
- [22] F. Wang, J. Wan, X. Luo, K. Ke, C. Yu, and W. Xie, "Seismic response of high strength steel frames equipped with energy dissipation bays subjected to seismic sequences,"

- Case Studies in Construction Materials*, vol. 20, Jul. 2024, doi: 10.1016/j.cscm.2024.e03047.
- [23] American Institute of Steel Construction, *Specification for Structural Steel Buildings*. Chicago, Illinois, United States of America, 2016.
 - [24] A. Williams, “Steel Structures Design ASD/LRFD,” McGraw Hill Professional, 2011.
 - [25] American Institute of Steel Construction, *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. United States of America, 2016.
 - [26] ASCE/SEI, *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. Reston, VA: American Society of Civil Engineers, 2017. doi: 10.1061/9780784414248.
 - [27] Applied Technology Council (ATC), “Recommended modeling parameters and acceptance criteria for nonlinear analysis in support of seismic evaluation, retrofit, and design,” Gaithersburg, MD, Apr. 2017. doi: 10.6028/NIST.GCR.17-917-45.
 - [28] *Seismic Design Manual*, 3rd Edition. AISC, 2018.
 - [29] M. L. Marsh and S. J. Stringer, *Performance-based seismic bridge design*. Transportation Research Board, 2013.
 - [30] Applied Technology Council (ATC), “Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures (FEMA 440),” Washington, D.C., Jun. 2005.
 - [31] S. Choudhury, *Performance-Based Seismic Design of Structures*. New York: CRC Press, 2024. doi: 10.1201/9781003441090.
 - [32] M. R. Shendkar, D.-P. N. Kontoni, S. Mandal, and P. R. Maiti, “Investigation of Seismic Design Parameters in Irregular Reinforced Concrete Buildings with Masonry Infills,” 2022, pp. 7–25. doi: 10.1007/978-3-031-04793-0_2.
 - [33] “Guidelines for nonlinear structural analysis and design of buildings. part I - general,” Gaithersburg, MD, Apr. 2017. doi: 10.6028/NIST.GCR.17-917-46v1.
 - [34] American Society of Civil Engineers, *ASCE standard, ASCE/SEI, 41-17, seismic evaluation and retrofit of existing buildings*. Reston, VA, United States of America.: American Society of Civil Engineers, 2017. doi: 10.1061/9780784414859.
 - [35] Federal Emergency Management Agency (FEMA), “Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA 356),” Washington, D.C, 2000.
 - [36] “Designing for Earthquakes A Manual for Architects (FEMA 454),” Dec. 2006. [Online]. Available: www.fema.gov

- [37] A. M. Reinhorn and M. R. Willford, “Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design A Guide for Practicing Engineers Gregory G. Deierlein,” 2010. [Online]. Available: www.curee.org
- [38] “Guidelines for nonlinear structural analysis and design of buildings. part IIa - steel moment frames,” Gaithersburg, MD, Apr. 2017. doi: 10.6028/NIST.GCR.17-917-46v2.