



POSGRADOS

MAESTRÍA EN INGENIERÍA MECÁNICA CON MENCIÓN EN DISEÑO DE ESTRUCTURAS METÁLICAS EN OBRAS CIVILES E INDUSTRIALES

RPC-SO-24-NO.540-2020

OPCIÓN DE TITULACIÓN:

PROYECTO DE TITULACIÓN CON
COMPONENTES DE INVESTIGACIÓN APLICADA
Y/O DE DESARROLLO

TEMA:

EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO
ESTRUCTURAL EN UN EDIFICIO
RESIDENCIAL DE SEIS NIVELES DE LA
CIUDAD DE CUENCA UTILIZANDO
CONEXIONES A MOMENTO Y
CONEXIONES COMBINADAS A
MOMENTO Y CORTE

AUTOR(ES)

FRANKLIN GERMÁN PUENTE RODRÍGUEZ
HERMAN GUSTAVO ROMERO ACARO

DIRECTOR:

PAÚL BOLÍVAR TORRES JARA

CUENCA – ECUADOR
2023



Autores:



Franklin Germán Puente Rodríguez

Ingeniero Mecánico.

Candidato a Magíster en Ingeniería Mecánica con mención en Diseño De Estructuras Metálicas En Obras Civiles E Industriales por la Universidad Politécnica Salesiana – Sede Cuenca.

fpuente@est.ups.edu.ec



Herman Gustavo Romero Acaro

Ingeniero Mecánico.

Candidato a Magíster en Ingeniería Mecánica con mención en Diseño De Estructuras Metálicas En Obras Civiles E Industriales por la Universidad Politécnica Salesiana – Sede Cuenca.

hromero@est.ups.edu.ec

Dirigido por:



Paúl Bolívar Torres Jara

Ingeniero Mecánico

Magister en Ciencias de la Ingeniería con Mención en Ingeniería Mecánica.

ptorresj@ups.edu.ec

Todos los derechos reservados.

Queda prohibida, salvo excepción prevista en la Ley, cualquier forma de reproducción, distribución, comunicación pública y transformación de esta obra para fines comerciales, sin contar con autorización de los titulares de propiedad intelectual. La infracción de los derechos mencionados puede ser constitutiva de delito contra la propiedad intelectual. Se permite la libre difusión de este texto con fines académicos investigativos por cualquier medio, con la debida notificación a los autores.

DERECHOS RESERVADOS

2023 © Universidad Politécnica Salesiana.

CUENCA – ECUADOR – SUDAMÉRICA

FRANKLIN GERMÁN PUENTE RODRÍGUEZ

HERMAN GUSTAVO ROMERO ACARO

Evaluación del desempeño estructural en un edificio residencial de seis niveles de la ciudad de Cuenca utilizando conexiones a momento y conexiones combinadas a momento y corte

DEDICATORIA

Este trabajo está dedicado a mi querida familia por su amor y apoyo a lo largo de mi formación secular. A mis amigos, compañeros de aula y colegas quienes me han motivado a continuar aprendiendo. Y en especial a mis amados hijitos para que cada día recuerden que con esfuerzo, dedicación y trabajo arduo todo sueño se puede cumplir.

Franklin

Quiero dedicar este trabajo a mi querida esposa Johana y a mi pequeña Soffy por su amor incondicional, su compañía y su motivación para alcanzar las metas planteadas. A mis padres y hermanos por sus enseñanzas de vida su ejemplo y su apoyo durante todo este tiempo.

Gustavo

AGRADECIMIENTO

Agradezco a mi Padre Celestial por darme vida, salud y el deseo constante de aprender. Un profundo agradecimiento a mi amada familia por su constante apoyo y paciencia; por su voz de ánimo y aliento en los momentos críticos y por ser la motivación diaria para cumplir cada meta que me he planteado en la vida. Gracias a los docentes del programa de maestría por haber compartido su conocimiento y experiencia profesional y en especial al Ing. Paúl Torres tutor de este trabajo; por su guía, comentarios y sugerencias a lo largo de todo el desarrollo y construcción de este proyecto de titulación. A mi compañero de tesis Gustavo Romero por su esfuerzo y compromiso para culminar este proyecto.

Franklin

Quiero agradecer a Dios por darme el don de la vida y la salud para continuar con mis estudios. A mi esposa y mi pequeña Soffy por todo el amor. A mis padres y hermanos por su apoyo incondicional e infinito. A mi compañero Franklin por el esfuerzo y dedicación con nuestros estudios. Y de manera especial al Ing. Paul Torres, por su guía durante el desarrollo de este trabajo.

Gustavo

TABLA DE CONTENIDO

Resumen	11
Abstract	12
1. Introducción	13
2. Determinación del Problema.....	14
3. Marco teórico referencial.....	15
3.1 Diseño por desempeño sísmico	15
3.2 Conexiones.....	16
3.2.1 Conexiones simples o a corte	17
3.2.2 Pórticos resistentes a momento.....	17
3.3 Clasificación según su nivel de desempeño.....	18
3.4 Pórticos con arriostramientos excéntricos	18
3.5 Pórticos con arriostramientos concéntricos.....	19
3.6 Conexiones precalificadas a momento.....	19
3.6.1 Conexión de plancha extrema extendida empernada rigidizada y no rigidizada (Extended End-Plate)	20
3.6.2 Conexión de viga reducida (Reduce Beam Section, RBS).....	20
3.6.3 Conexión de patín soldado no reforzado - alma soldada (WUF-W).....	21
3.6.4 Conexión de plancha de patín empernado (Bolted Flange Plate, BFP)....	21
3.6.5 Conexión empernada soportada bracket (Kaiser Bolted Bracket, KBB) ..	22
3.6.6 Conexión conxtech conxl.....	22
3.7 Cargas y combinaciones de cargas	23
3.8 Diseño sismorresistente según norma AISC 360, 341 y 358	24
4. Materiales y metodología.....	25
4.1 Planos arquitectónicos.....	25
4.1.1 Información del proyecto para el análisis estructural.....	27
4.2 Diseño sismorresistente bajo normativa AISC 360-16 y AISC 341-16	31
4.2.1 Modelo Uno: Conexiones a Momento	31
4.2.2 Modelo Dos: Conexiones a Momento y Corte	39

4.3	Verificación del comportamiento de la estructura ante las conexiones a momento en todos los ejes usadas en el medio y combinado a momento y corte según normativa	47
4.3.1	Modelo Uno: Conexión a Momento.....	47
4.3.2	Modelo Dos: Conexión a Momento y Corte.....	55
4.4	Análisis del desempeño estructural con las conexiones planteadas.....	63
4.4.1	Conexión a Momento No Precalificada.....	63
4.4.2	Conexión Precalificada WUF-W.....	67
5.	Resultados y discusión.....	71
6.	Conclusiones.....	74
	Referencias	75

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Elementos de una Conexión.....	16
Figura 2. Pórtico Resistente a Momento	17
Figura 3. Arriostramientos Excéntricos	18
Figura 4. Arriostramientos Concéntricos	19
Figura 5. Conexión End-Plate	20
Figura 6. Conexión Patín Reducido	20
Figura 7. Conexión WUF-W	21
Figura 8. Conexión de Patín Empernado.....	21
Figura 9. Conexión Bracket, KBB	22
Figura 10. Conexión Conxtech Conxl.....	22
Figura 11. Ubicación Geográfica	25
Figura 12. Plano Arquitectónico Segunda Planta.....	26
Figura 13. Distribución de Planta	26
Figura 14. Elevación del Edificio	27
Figura 15. Coeficiente de Corrección	29
Figura 16. Coeficiente de Forma	29
Figura 17. Espectro de Diseño Sísmico.....	30
Figura 18. Modelo 3D de la Estructura	31
Figura 19. Distribución en Planta del Modelo a Momento.....	32
Figura 20. Solución del Modelo a Momento.....	32
Figura 21. Deriva Permisible.....	34
Figura 22. Deriva Máxima de Piso	35
Figura 23. Fuerza Cortante de Piso	36
Figura 24. Primer Modo de Vibración	37
Figura 25. Segundo Modo de Vibración	38
Figura 26. Tercer Modo de Vibración.....	38
Figura 27. Distribución en Planta del Modelo a Momento y Corte	39
Figura 28. Solución del Modelo a Momento y Corte	40
Figura 29. Deriva Máxima de Piso	42
Figura 30. Fuerza Cortante de Piso	43
Figura 31. Primer Modo de Vibración	44
Figura 32. Segundo Modo de Vibración	45
Figura 33. Tercer Modo de Vibración.....	45
Figura 34. Conexiones Usadas en el Medio	47
Figura 35. Ubicación Junta B2 Modelo a Momento.....	48
Figura 36. Relación de Momentos Máximos en Junta B2.....	49
Figura 37. Fuerza Axial en Columnas.....	52
Figura 38. Junta Patín Columna.....	53
Figura 39. Junta Alma Columna.....	54
Figura 40. Conexión Viga VP2 y VP1.....	54
Figura 41. Ubicación Junta B1 Modelo a Momento y Corte	55
Figura 42. Fuerza Axial en Columnas.....	59

Figura 43. Dimensiones de Placa a Cortante.....	60
Figura 44. Dimensiones de Agujero para Acceso a Soldadura	61
Figura 45. Conexión Viga VP3.....	62
Figura 46. Soldadura de Placa Cortante	62
Figura 47. Posición de la Junta B2 Modelo Uno	64
Figura 48. Esfuerzo Máximo en la Junta B2	65
Figura 49. Tipos de Conexiones según su Rigidez	65
Figura 50. Diagrama Momento – Rigidez Junta B2	66
Figura 51. Deformación Máxima en la Junta B2	67
Figura 52. Posición de la Junta B1 Modelo Dos	67
Figura 53. Esfuerzo Máximo en la Junta B1	68
Figura 54. Diagrama Momento – Rigidez Junta B1	69
Figura 55. Deformación Máxima en la Junta B1	70
Figura 56. Formación de la Rótula Plástica en Junta B1.....	70

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Niveles de Desempeño	16
Tabla 2. Combinación de Cargas	24
Tabla 3. Datos de la Edificación.....	27
Tabla 4. Resumen de Cargas Gravitacionales	28
Tabla 5. Coeficientes para el Espectro de Diseño	30
Tabla 6. Secciones para Diseño de Modelo a Momento	33
Tabla 7. Comprobación de Vigas Sísmicamente Compactas	34
Tabla 8. Comprobación de Columnas Sísmicamente Compactas	34
Tabla 9. Derivas Inelásticas	36
Tabla 10. Cortantes de Piso en X y en Y	37
Tabla 11. Periodos y Masas Participativas	39
Tabla 12. Secciones para Diseño de Modelo a Momento y Corte	41
Tabla 13. Comprobación de Vigas Sísmicamente Compactas	41
Tabla 14. Comprobación de Columnas Sísmicamente Compactas	42
Tabla 15. Derivas Inelásticas	43
Tabla 16. Cortantes de Piso en X y en Y	44
Tabla 17. Periodos y Masas Participativas	46
Tabla 18. Propiedades Mecánicas de Vigas y Columnas en Acero A572 Gr50	49
Tabla 19. Propiedades Mecánicas de Vigas y Columnas en Acero A572 Gr50	56
Tabla 20. Cortantes y Momentos Máximos y Mínimos en Vigas.....	64
Tabla 21. Cortantes y Momentos Máximos y Mínimos en Vigas.....	68
Tabla 22. Pesos Totales	71
Tabla 23. Resumen de Resultados	72

EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO
ESTRUCTURAL EN UN EDIFICIO
RESIDENCIAL DE SEIS NIVELES DE
LA CIUDAD DE CUENCA
UTILIZANDO CONEXIONES A
MOMENTO Y CONEXIONES
COMBINADAS A MOMENTO Y
CORTE

AUTOR(ES):

FRANKLIN GERMÁN PUENTE RODRÍGUEZ
HERMAN GUSTAVO ROMERO ACARO

RESUMEN

En el presente documento, se utilizó la investigación de tipo cuantitativa con enfoque explicativo. Para el enfoque explicativo se busca un sistema estructural de seis niveles mediante planos arquitectónicos de edificios residenciales en la ciudad de Cuenca y se selecciona el proyecto edificio Condominios Septenario como caso de estudio; el enfoque explicativo se complementa con la realización de los cálculos estructurales de acuerdo a las normativas AISC 360-16, AISC 341-16 y AISC 358-16 (American Institute of Steel Construction). Se determina el software de elementos finitos adecuado para el cálculo estructural, luego se ingresa las condiciones de contorno a las que está sometido el modelo, como cargas gravitacionales y cargas sísmicas. Se eligió el método de cálculo LRFD (Load and Resistance Factor Design) y la normativa antes mencionada para configurar la simulación. El primer modelo calculado se define para que todas las conexiones sean a momento, luego se empieza a iterar hasta obtener las secciones válidas y cumplir con las normativas de diseño. Para la segunda simulación se establece una combinación de conexiones a momento y corte; el contorno del edificio se diseñó con conexiones a momento mientras que los ejes internos se encuentran con conexiones a corte; de igual forma se itera hasta obtener las secciones válidas y cumplir con las normativas de diseño. La parte cuantitativa se realiza con la obtención de los resultados de los modelos simulados. Primero se evaluó el desempeño estructural de las conexiones más críticas de cada modelo mediante un software comercial; en el software se simuló la conexión a momento comúnmente utilizada en muchas de las edificaciones de la ciudad de Cuenca y la conexión a momento como lo indica la normativa de conexiones precalificadas vigente. Luego del análisis realizado se muestran los resultados de desempeño sísmico de cada conexión.

Palabras Clave: Desempeño, Conexión, Momento, Corte, Sismo, Precalificado.

ABSTRACT

In this document, quantitative research with an explanatory approach was provided. For the explanatory approach, a six-level structural system is sought through architectural plans of residential buildings in the city of Cuenca and the Septenario Condominium building project is selected as a case study; the explanatory approach is complemented by carrying out structural calculations in accordance with AISC 360-16, AISC 341-16 and AISC 358-16 (American Institute of Steel Construction) regulations. The appropriate finite element software for the structural calculation is determined, then the boundary conditions to which the model is subjected are entered, such as gravitational loads and seismic loads. The LRFD (Load and Resistance Factor Design) calculation method and the aforementioned regulations were chosen to configure the simulation. The first calculated model is defined so that all the connections are a moment, then iteration begins until obtaining the valid sections and complying with the design regulations. For the second simulation, a combination of moment and shear connections is established; the building outline was opened with connections at one point while the internal axes meet with shear connections; In the same way, it is iterated until obtaining the valid sections and complying with the design regulations. The quantitative part is carried out by obtaining the results of the simulated models. First, the structural performance of the most critical connections of each model was evaluated using commercial software; The software simulated the connection at a time used in many of the buildings in the city of Cuenca and the connection at a time as indicated by the current prequalified connection regulations. After the analysis carried out, the results of the seismic performance of each connection are shown.

Keywords: Performance, Connection, Moment, Shear, Earthquake, Prequalified.

1. INTRODUCCIÓN

La construcción es un área muy importante para el crecimiento económico del país ya que genera oportunidades laborales directas e indirectas y promueve el comercio de materiales para este sector. En el año 2019 este sector representó el 8.2% del PIB ecuatoriano y durante el año 2018 el sector de la construcción aportó el 5.2% de la producción nacional para grandes y medianas empresas y un 4.5% del valor agregado (Instituto Nacional de Estadística y Censos, 2021). Construir con acero resulta entonces de vital importancia para dinamizar aún más este sector y la economía del país.

Menores tiempos a la hora de edificar un edificio es atractivo para nuevas inversiones ya que se reducen los costos totales del proyecto siendo esta una de las principales ventajas (Publicayo, 2022). Además, al considerar el déficit de viviendas propias en la ciudad de Cuenca las estructuras metálicas son una opción que toma mayor aceptación para solucionar esta problemática en la ciudad (Banco Interamericano de Desarrollo, 2019).

Por lo antes mencionado evaluar diferentes tipos de conexiones en las estructuras metálicas resulta de mucho interés para nuevos proyectos en ejecución. En este trabajo se encuentra una comparación del desempeño estructural de las conexiones a momento mayormente utilizadas en la construcción local y las conexiones combinadas a momento y corte. Los datos obtenidos se van a evaluar y así definir indicadores que demuestren cual es el más conveniente.

2. DETERMINACIÓN DEL PROBLEMA

La construcción de edificios metálicos de uso residencial en la ciudad de Cuenca se ha convertido en una opción viable en los últimos años. Existe un acuerdo por parte del Municipio y la Cámara de la Construcción de Cuenca para elevar el número de pisos en algunas zonas de la ciudad (El Mercurio, 2020).

Esto pone al acero como un material estructural idóneo para llevar a cabo estos proyectos. De aquí surge la necesidad de determinar cuál es el sistema constructivo más adecuado en relación a las conexiones de las estructuras metálicas y que permita hacer construcciones económicas, rápidas y seguras. Las conexiones toman importancia ya que se convierten en la parte más vulnerable en el montaje de las estructuras metálicas.

Dentro de la normativa NEC Estructuras de Acero en el capítulo 9 se establece el lineamiento a seguir para las conexiones en Pórticos Especiales a Momento (PEM), la cual se complementa con la normativa AISC 360-10 y la normativa AISC 341-16 que regulan el uso de las conexiones precalificadas y acciones sísmicas.

Aplicando las normativas, se desarrolla un estudio explicativo para evaluar el desempeño estructural al usar conexiones combinadas a momento y corte tomando como caso de estudio un edificio de 6 niveles de altura en la ciudad de Cuenca.

3. MARCO TEÓRICO REFERENCIAL

En el Ecuador la normativa NEC establece una filosofía de diseño sísmo resistente para el modelado y cálculo de estructuras metálicas, esta filosofía permite verificar el nivel de seguridad que tienen las conexiones de una edificación ante un evento sísmico.

Por lo tanto, el concepto de desempeño sísmico se vuelve importante y ha definido una serie de factores a tener en cuenta respecto a los daños que pueden existir en las edificaciones, esta teoría se expresa por primera vez en un documento llamado Visión 2000 (Bonett, 2003), el cual fue establecido por la Sociedad de Ingenieros Estructurales de California; este comité formula el concepto de diseño por desempeño como la selección de los objetivos de diseño, sistemas estructurales y configuración apropiados, el dimensionamiento y detallado de una estructura así como la garantía del control de la calidad durante la construcción y el mantenimiento después del proceso constructivo (Medina & Music, 2018).

3.1 DISEÑO POR DESEMPEÑO SÍSMICO

Hace referencia a la metodología a seguir para diseñar, construir y mantener edificaciones que sean capaces de tener un desempeño predecible al momento de un evento sísmico, el cual se mide por la cantidad de daños existentes y el impacto de estos en las actividades posteriores luego del sismo (Bonett, 2003).

El nivel de desempeño define los daños realizados en la edificación y se establece un delimitante sobre los posibles fallos causados mediante el sismo. El comité VISION 2000, define 4 niveles de desempeño descritos en la Tabla 1:

Tabla 1. Niveles de Desempeño

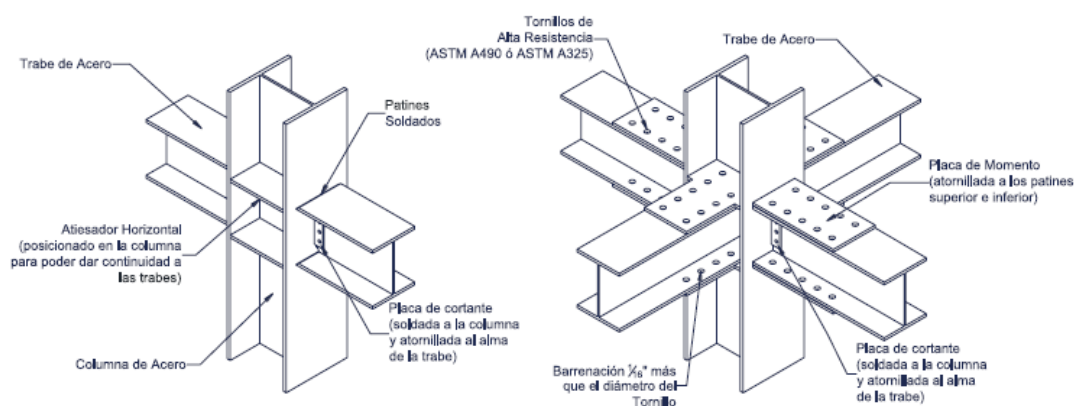
Estado de daño	Nivel de desempeño	Características principales
Despreciable	Totalmente	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo.
	Operacional	Las instalaciones continúan prestando sus servicios y funciones después del sismo.
Ligero	Operacional	Daños ligeros. Las instalaciones esenciales continúan en servicio y las no esenciales pueden sufrir interrupciones de inmediata recuperación.
Moderado	Seguridad	Daños moderados. La estructura sufre daños, pero permanece estable. Seguridad de ocupantes. Algunos elementos no estructurales pueden dañarse.
Severo	Pre-Colapso	Daño estructural severo, en la proximidad del colapso estructural. Falla de elementos no estructurales. Seguridad de ocupantes comprometida.
Completo	Colapso	Colapso estructural

Fuente: Adaptado de (Bonett, 2003)

3.2 CONEXIONES

Una conexión es el conjunto de elementos que llegan a un nodo transmitiendo esfuerzos entre sí, las conexiones se unen mediante soldadura o pernos de alta resistencia tal como se muestra en la Figura 1 (Chazaro, 2019).

Figura 1. Elementos de una Conexión



Fuente: Tomada de (Chazaro, 2019).

La forma de conectar elementos estructurales depende del criterio y experiencia del calculista estructural, así como también del especialista en montaje. El costo de las conexiones impacta en el costo total del proyecto por lo que deben desarrollarse conexiones económicas y seguras. Las estructuras de acero generalmente se encuentran sometidas a cargas gravitacionales y dinámicas dependiendo de su ubicación geográfica, por esta razón deben tener un balance de rigidez, resistencia y ductilidad.

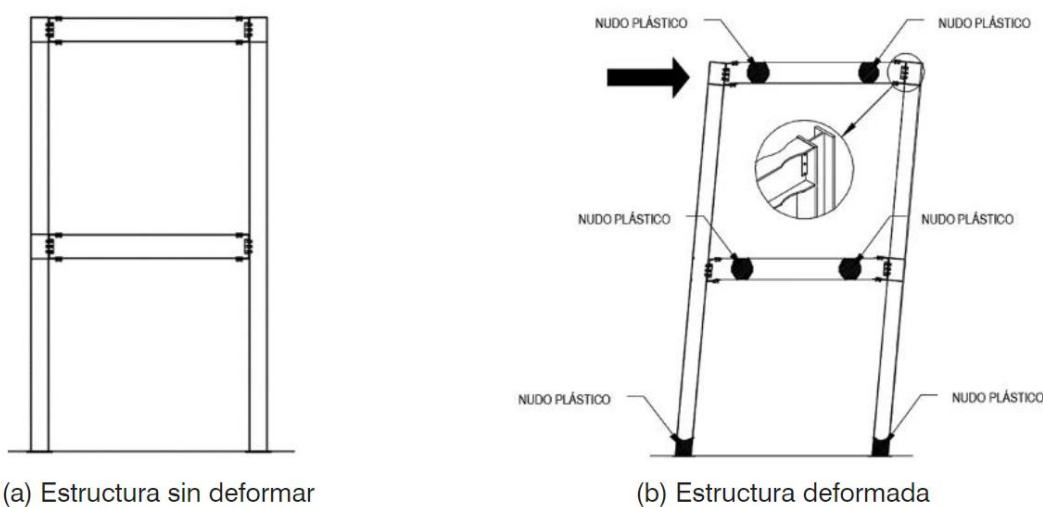
3.2.1 CONEXIONES SIMPLES O A CORTE

Una conexión simple debe ser diseñada como flexible para soportar esfuerzos de cortante, por lo que no transmite esfuerzos de momento. Estas conexiones son capaces de soportar las rotaciones en los extremos de las vigas (Chazaro, 2019).

3.2.2 PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTO

Están formados por vigas y columnas sin arriostramientos, resisten principalmente a flexión y corte sin embargo tienen poca rigidez por lo que se dificulta controlar las derivas de piso, pero incrementan la disipación de energía y ductilidad.

Figura 2. Pórtico Resistente a Momento



Fuente: Tomada de (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2016)

3.3 CLASIFICACIÓN SEGÚN SU NIVEL DE DESEMPEÑO.

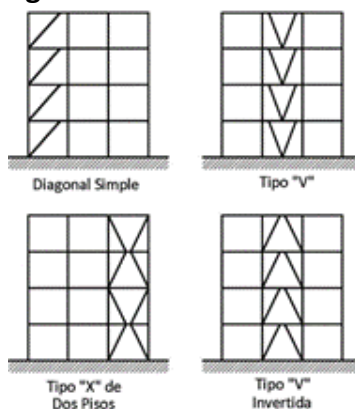
De acuerdo al nivel de desempeño los pórticos se clasifican en:

- **Pórticos Especiales SMF (Special Moment Frame):** Son capaces de trabajar en el rango inelástico siendo altamente dúctiles y disipando gran cantidad de energía, son usados en zonas de alto riesgo sísmico.
- **Pórticos Intermedios IMF (Intermediate Moment Frame):** Se diseñan para trabajar en el rango inelástico y poseen una ductilidad y disipación de energía moderada, son usados en zonas de moderada sismicidad.
- **Pórticos Ordinarios OMF (Ordinary Moment Frame):** Se diseñan para trabajar en el rango elástico, poseen limitada capacidad de disipar energía, son usados en zonas de baja sismicidad (Hernández, 2018).

3.4 PÓRTICOS CON ARRIOSTRAMIENTOS EXCÉNTRICOS

Están formados por vigas, columnas y barras diagonales, que se colocan en los extremos de las vigas en donde ocurren las fuerzas de corte y momentos flectores. Son una solución muy utilizada en el diseño sismorresistente ya que combinan rigidez por las riostras y disipación de energía por las zonas en donde se produce la excentricidad (Hernández, 2018)

Figura 3. Arriostramientos Excéntricos

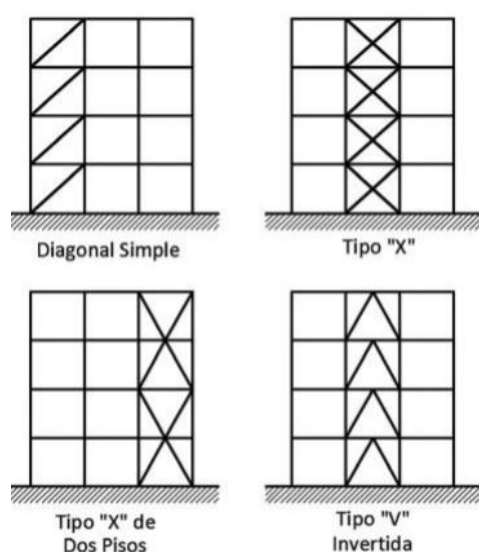


Fuente: Tomada de (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2016)

3.5 PÓRTICOS CON ARRIOSTRAMIENTOS CONCÉNTRICOS

Están formados por vigas columnas y barras diagonales, soportan principalmente cargas de tracción y compresión, estos sistemas son muy rígidos por lo que es muy fácil controlar las derivas de piso. La disipación de energía y la ductilidad está condicionada al pandeo de las riostras a compresión, estos sistemas son ideales para estructuras de varios niveles (Hernández, 2018).

Figura 4. Arriostramientos Concéntricos



Fuente: Tomada de (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2016)

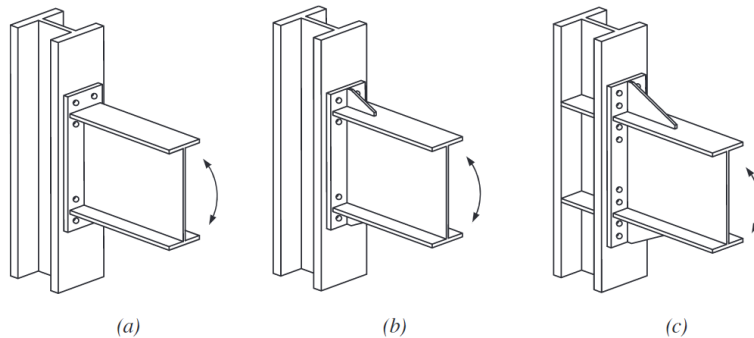
3.6 CONEXIONES PRECALIFICADAS A MOMENTO

Las conexiones deben ser diseñadas para soportar las fuerzas máximas axiales, corte y momento que pudieran ocurrir en los elementos estructurales. En los pórticos intermedios y especiales es necesario utilizar conexiones precalificadas en las vigas que soportarán un sismo, con esto se procura garantizar que se produzcan rotulas plásticas por flexión, permitiendo que la estructura trabaje en el rango inelástico y disipe energía. A continuación, se describen las conexiones precalificadas a momento.

3.6.1 CONEXIÓN DE PLANCHA EXTREMA EXTENDIDA EMPERNADA RIGIDIZADA Y NO RIGIDIZADA (EXTENDED END-PLATE)

Para esta conexión en el extremo de la viga se suelda una placa y esta placa se une por medio de pernos a la columna.

Figura 5. Conexión End-Plate

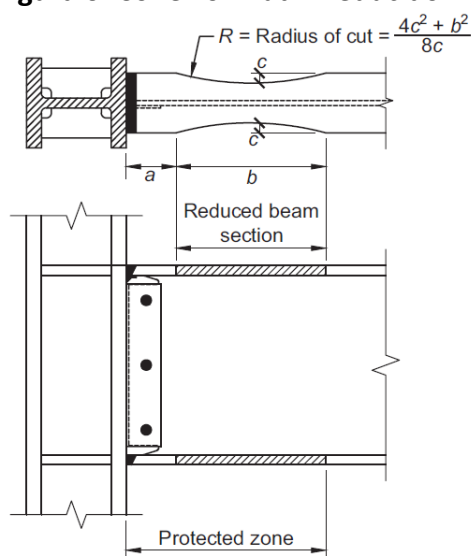


Fuente: Tomada de (American Institute of Steel Construction, 2016a). Nota: (a) Cuatro pernos sin rigidizador, 4E. (b) Cuatro pernos con rigidizador, 4ES. (c) Ocho pernos con rigidizador, 8ES.

3.6.2 CONEXIÓN DE VIGA REDUCIDA (REDUCE BEAM SECTION, RBS)

En esta conexión se recortan los patines de la viga en la región cercana a la conexión viga-columna, el propósito es generar cedencia y formar la rótula plástica en esta zona.

Figura 6. Conexión Patín Reducido

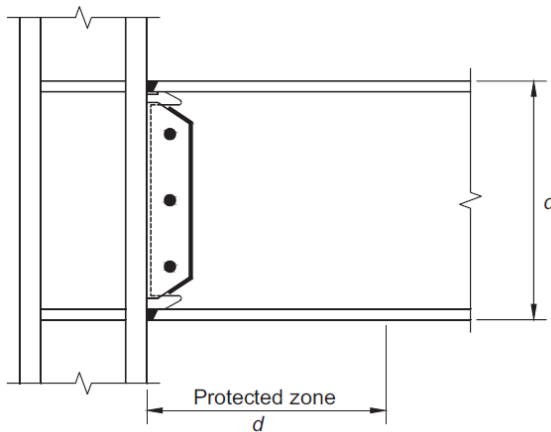


Fuente: Tomada de (American Institute of Steel Construction, 2016a)

3.6.3 CONEXIÓN DE PATÍN SOLDADO NO REFORZADO - ALMA SOLDADA (WUF-W)

En esta conexión se sueldan los patines y el alma de la viga con el patín de la columna, además se suelda una placa de corte a dicha columna. Esta placa se une al alma de la viga a través de soldadura en la periferia interna junto con pernos colocados previamente para el montaje.

Figura 7. Conexión WUF-W

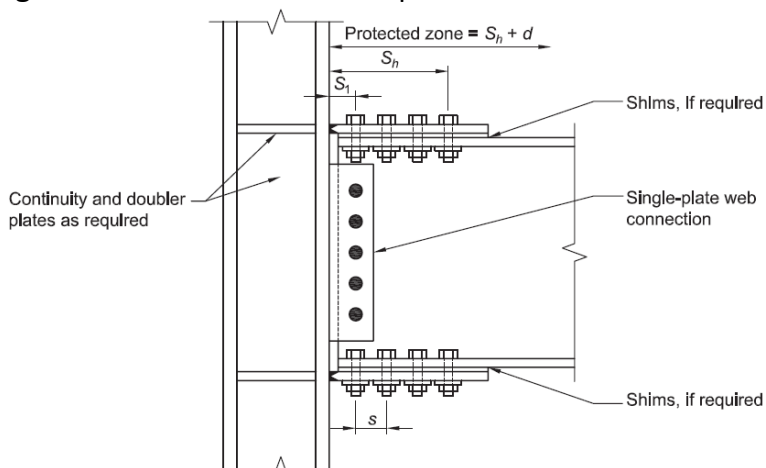


Fuente: Tomada de (American Institute of Steel Construction, 2016a)

3.6.4 CONEXIÓN DE PLANCHA DE PATÍN EMPERNADO (BOLTED FLANGE PLATE, BFP)

En esta conexión se sueldan planchas al patín de la columna y se empernan al patín de la viga. Las placas deben ser idénticas tanto para el patín superior como para el patín inferior.

Figura 8. Conexión de Patín Empernado

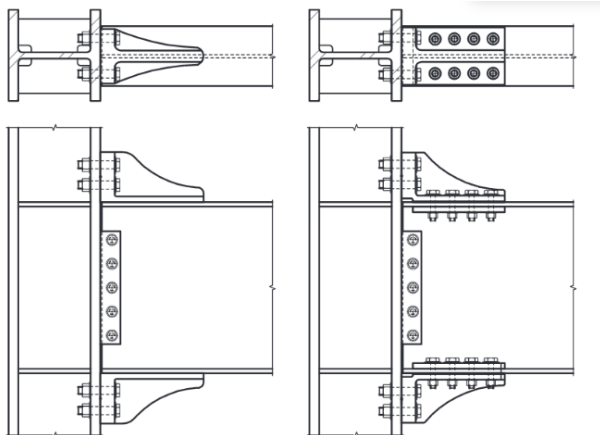


Fuente: Tomada de (American Institute of Steel Construction, 2016a)

3.6.5 CONEXIÓN EMPERNADA SOPORTADA BRACKET (KAISER BOLTED BRACKET, KBB)

En esta conexión se fija un soporte tipo Bracket en formas de L a los patines de la viga superior e inferior, mediante soldadura o pernos, mientras que el patín de la columna a la viga siempre por medio de pernos.

Figura 9. Conexión Bracket, KBB

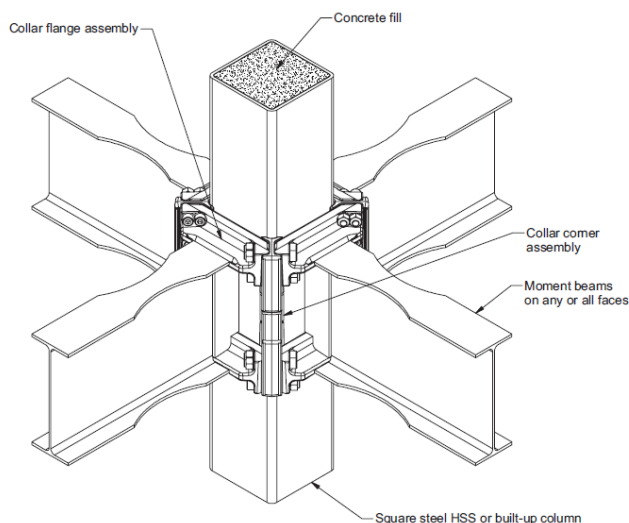


Fuente: Tomada de (American Institute of Steel Construction, 2016a)

3.6.6 CONEXIÓN CONXTECH CONXL

Esta conexión se utiliza en vigas de patín ancho con sección reducida, se conectan a columnas de acero con sección hueca y rellenas de concreto. Las vigas son soldadas en taller y el ensamble al alma se realiza en la obra.

Figura 10. Conexión Conxtech Conxl



Fuente: Tomada de (American Institute of Steel Construction, 2016a)

3.7 CARGAS Y COMBINACIONES DE CARGAS

De acuerdo a la NEC-SE-CG los diseños estructurales deben ser analizados utilizando cargas permanentes debidas al peso propio de la estructura, cargas variables, y de sus combinaciones.

- **Cargas Permanentes**

Esta carga conocida como muerta está compuesta por todos los pesos de los elementos estructurales que actúan en la estructura por ejemplo paredes, losas, enlucidos, instalaciones eléctricas, sanitarias, etc.

- **Cargas Variables**

Son consideradas como cargas variables las cargas vivas y cargas de viento estático. La carga Viva depende del uso que se dará a la edificación y está definida por los pesos de personas, muebles, equipos, y accesorios temporales, etc. Mientras que la carga de Viento depende de la altura y la ubicación de la edificación y se define de acuerdo a los lineamientos descritos en el capítulo tres de la NEC-SE-CG cargas no sísmicas.

- **Cargas Accidentales**

Estas cargas corresponden a las cargas sísmicas y deben ser diseñadas de acuerdo a los lineamientos de las normas NEC-SE-DS Peligro Sísmico y diseño sismo resistente y NEC-SE-RE Riesgo sísmico, evaluación, rehabilitación de estructuras.

- **Combinaciones de cargas**

Las estructuras deben ser diseñadas de tal forma que la resistencia iguale o exceda los efectos de cargas combinadas, las cargas utilizadas en este análisis son las siguientes: Carga Permanente o muerta (D), Carga de Sismo (E), Sobrecarga-carga viva (L), Carga de Viento (W) de acuerdo al Diseño por factores de carga y resistencia

(LRFD). En la Tabla 2 se muestran las combinaciones de carga utilizadas en el análisis de la edificación.

Tabla 2. Combinación de Cargas

Combinación	Cargas
1	1.4D
2	1.2D+1.6L
3	1.2D+L+0.5W
4	1.2D+W+L
5	1.2D+E+L
6	0.9D+W
7	0.9D+E
8	D+L

Fuente: Elaboración propia

3.8 DISEÑO SISMORRESISTENTE SEGÚN NORMA AISC 360, 341 Y 358

Para realizar el cálculo estructural y sismorresistente se siguen los lineamientos dados por la normativa NEC-15, la cual se encuentra argumentada bajo las especificaciones de la American Institute of Steel Construction (AISC), cuyos códigos normativos son el AISC 360-16, 341-16 y 358-16.

AISC 360-16: Hace referencia a los procedimientos a seguir para el diseño de los miembros estructurales, los cuales pueden ser a tracción, flexión, compresión y esfuerzos combinados.

AISC 341-16: Establece los requisitos mínimos a cumplir por los elementos para el diseño sismorresistente, los elementos deben ser miembros de alta ductilidad, para controlar el pandeo local y lateral. También se debe cumplir con el criterio de columna fuerte y viga débil; además se exige que las conexiones en los nodos sean precalificadas a momento.

AISC 358-16: Se centra en el estudio de las conexiones precalificadas a momento, donde se establecen criterios de diseño para garantizar que la conexión viga-columna desarrolle rotulas plásticas y que la estructura trabaje en el rango inelástico, todo esto para tener un comportamiento adecuado ante acciones sísmicas.

4. MATERIALES Y METODOLOGÍA

4.1 PLANOS ARQUITECTÓNICOS

Para el análisis, se utilizan los planos arquitectónicos del Proyecto Edificio Condominios Septenario según diseño del Arq. Gabriel Bermeo, el mismo que se encuentra ubicado en la Ciudad de Cuenca, en la Av. Ricardo Darquea sector puertas del Sol, en la Figura 11 se muestra la ubicación geográfica de este edificio.

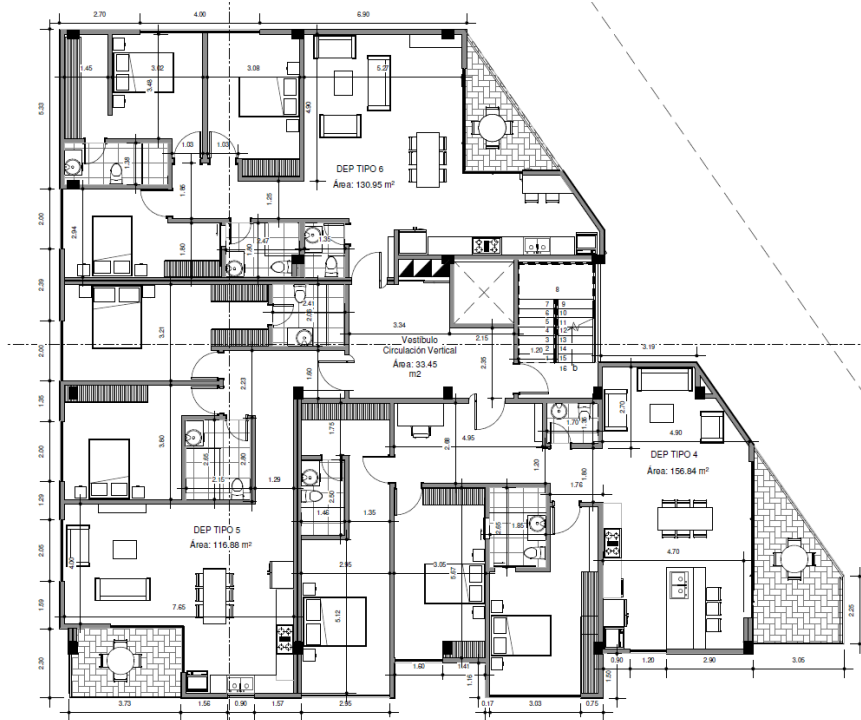
Figura 11. Ubicación Geográfica



Fuente: Elaboración propia

En la Figura 12 se muestra la distribución de la Segunda Planta la cual se replica en los seis niveles que son el caso de estudio del proyecto. Para este análisis no se toma en cuenta los extremos con voladizos con el propósito de tener una estructura lo más regular posible.

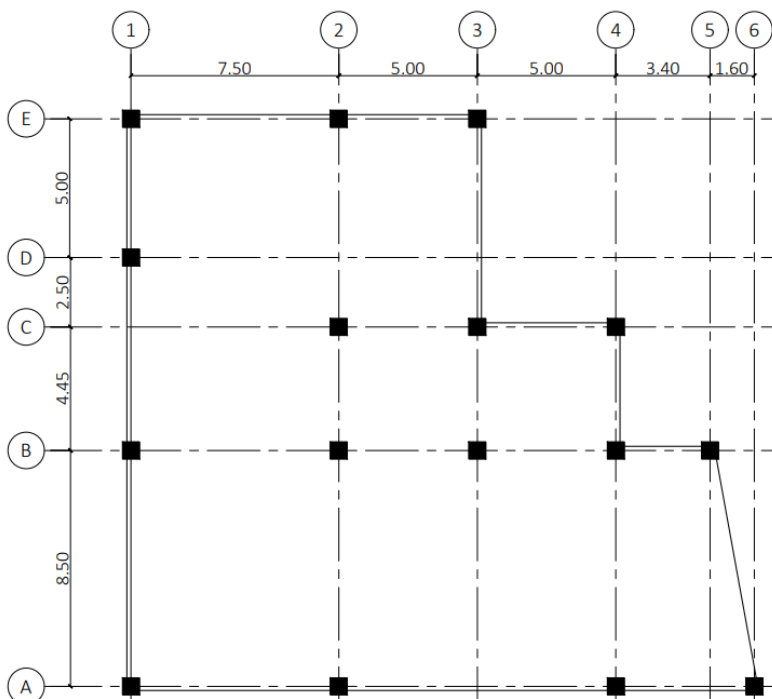
Figura 12. Plano Arquitectónico Segunda Planta



Fuente: Tomado de (Bermeo, 2018)

La distribución de columnas del edificio usado para este proyecto se muestra en la Figura 13.

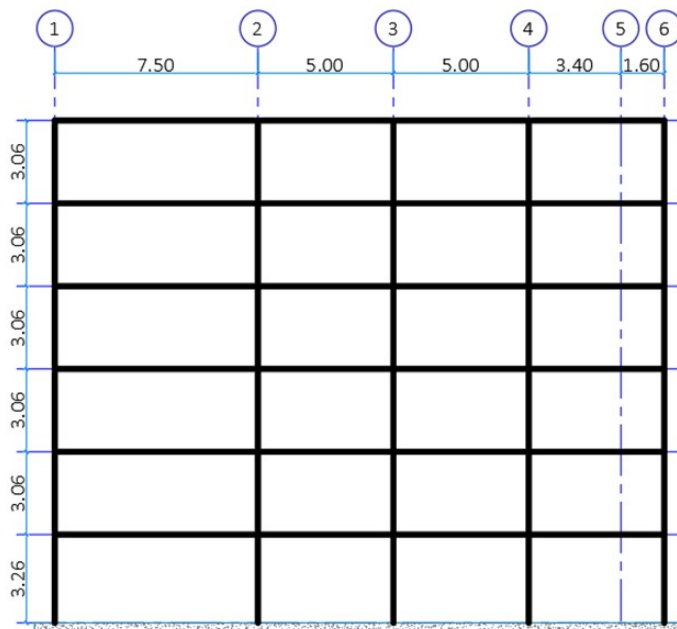
Figura 13. Distribución de Planta



Fuente: Elaboración propia. Nota: Distancia entre ejes se encuentran en metros [m].

El primer nivel tiene una altura de 3.26 m y el resto de niveles 3.06 m dando una altura total de 18.56 m, como se muestra en la Figura 14.

Figura 14. Elevación del Edificio



Fuente: Elaboración propia. Nota: Distancia entre ejes y alturas se encuentran en metros [m].

4.1.1 INFORMACIÓN DEL PROYECTO PARA EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL

En la Tabla 3 se describen los datos de partida para el análisis estructural:

Tabla 3. Datos de la Edificación

Descripción	Observación	Información Adicional
Número de Pisos	6	
Uso de la edificación	Residencial	Departamentos
Altura entre Pisos	3.06 m	
Material	Acero A572 Gr50	Acero con mayor esfuerzo de fluencia
Zona sísmica	0.25 (II)	Zona sísmica alta, Azuay
Factor de Importancia	1	Estructura para vivienda
Tipo de Suelo	D	Perfil de suelo Rígido

Fuente: Elaboración propia

En este proyecto se utilizan dos tipos de cargas gravitacionales como se muestra en la Tabla 4; carga muerta y carga viva. Además, se considera un factor de 0.002 de National Loads sobre estas cargas; este factor realiza una corrección por errores en montajes y fabricación de las estructuras metálicas.

Tabla 4. Resumen de Cargas Gravitacionales

Carga Muerta	Kg/m²	Carga Viva	Kg/m²
Baldosa de cerámica, con mortero de cemento por cada cm de espesor	20	Residencias Unifamiliares y Multifamiliares	203.87
Cielos rasos de yeso, suspendidos	25		
Ventanas incluyen el vidrio y el marco	45		
Mampostería de bloque de arcilla	150		
Ductos y Cañerías	10		
TOTAL	250	TOTAL	203.87

Fuente: Elaboración propia

- **Carga de Viento**

Se define una carga de viento para lo cual se estima una velocidad del viento de $V = 21 \text{ m/s}$, y se aplica el procedimiento del capítulo tres de la NEC-SE-CG cargas no sísmicas. Para la corrección de la velocidad del viento ecuación (4-1), se elige un factor de corrección $\sigma = 0.97$. Este valor se define estableciendo que el edificio se ubica en la categoría B, y tiene una altura menor a los 20 m según se indica en la Figura 15.

$$V_b = V \cdot \sigma \tag{4 - 1}$$

$$V_b = \frac{21 \text{ m}}{\text{s}} \cdot 0.97 = \frac{20.37 \text{ m}}{\text{s}} \tag{4 - 2}$$

Figura 15. Coeficiente de Corrección

Altura (m)	Sin obstrucción (Categoría A)	Obstrucción baja (Categoría B)	Zona edificada (Categoría C)
5	0.91	0.86	0.80
10	1.00	0.90	0.80
20	1.06	0.97	0.88
40	1.14	1.03	0.96
80	1.21	1.14	1.06
150	1.28	1.22	1.15

Fuente: Tomada de (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda & Cámara de la Industria de la Construcción, 2014a)

Tras obtener la velocidad corregida V_b según la ecuación (4-2) se calcula la presión del viento P en la ecuación (4-3), esta presión se aplica sobre la fachada del edificio. La Densidad del viento es igual a 1.25 Kg/m^3 y el Coeficiente de forma, cf , elegido de acuerdo a la Figura 16 es de 0.8; el Coeficiente de Entorno, ce , toma un valor de 1.1 valor referido por la normativa ASCE 7-16 tabla 26.10-1. Con estos datos la presión es igual a 23.26 Kg/m^2 .

$$P = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_b^2 \cdot ce \cdot cf \quad (4 - 3)$$

Figura 16. Coeficiente de Forma

Construcción	Coeficiente C_f
Elementos situados en patios interiores, cuyo ancho es inferior a la altura del edificio y sin conexión con el espacio exterior por su parte inferior, así como ventanas interiores (en el caso de que se dispongan dobles ventanas)	0.3
Elementos en fachadas protegidas en edificios alineados en calles rectas, a una distancia de la esquina, mayor que la altura de la edificación, en bloques exentos en la parte central de una fachada, de longitud mayor que el doble de la altura o en patios abiertos a fachadas o patios de manzana	0.8
Elementos en fachadas expuestas en edificaciones aisladas o fachadas de longitud menor que el doble de la altura	1.3
Elementos en fachadas muy expuestas, situados al borde de la orilla de lagos o del mar, próximos a escarpaduras, laderas de fuerte inclinación, desfiladeros, y otros	1.5

Fuente: Tomada de (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda & Cámara de la Industria de la Construcción, 2014a)

- **Carga Sísmica**

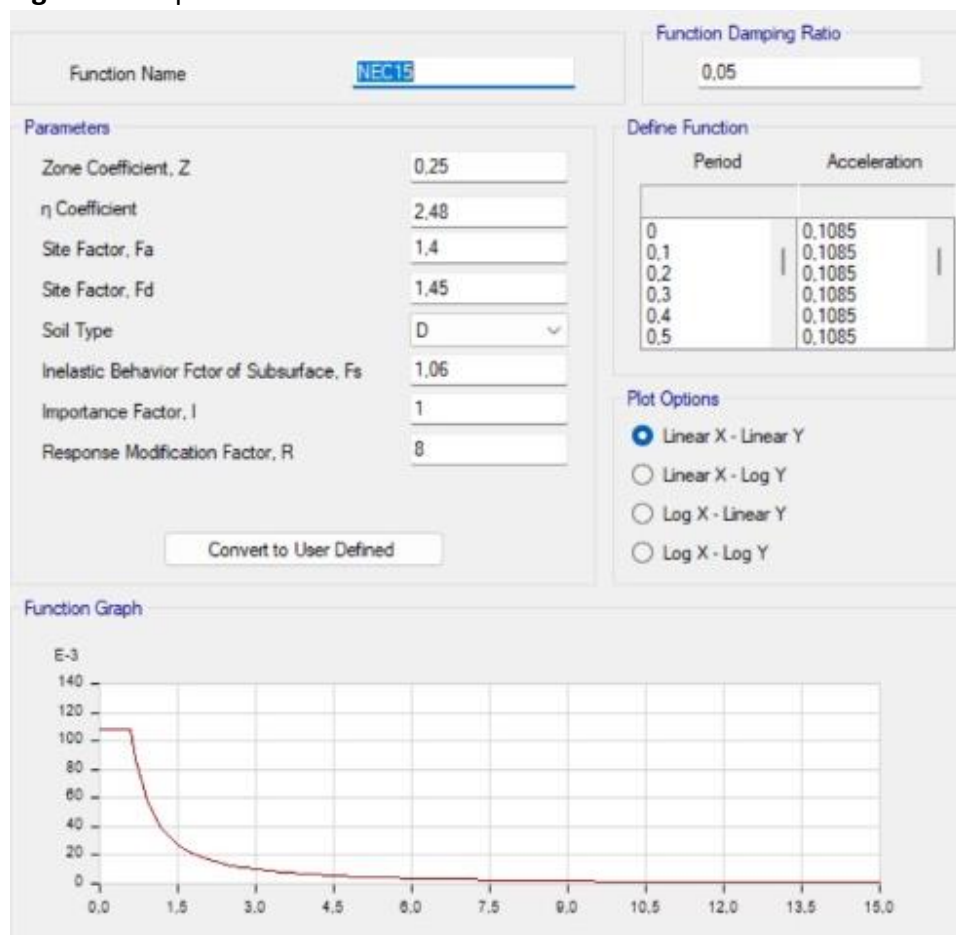
Finalmente se considera la carga sísmica mediante el espectro de diseño para lo cual se necesitan de los coeficientes descritos en la Tabla 5. Con estos valores se crea el Espectro de Diseño en el software para el modelado de la estructura, Figura 17.

Tabla 5. Coeficientes para el Espectro de Diseño

Coeficiente	Descripción
Z=0.25	Valor de la Zona Sísmica II por ubicación geográfica de la ciudad de Cuenca
$\eta=2.48$	Relación de amplificación espectral para provincias de la sierra
Fa=1.4	Coefficiente de amplificación para suelo tipo D
Fd=1.45	Coefficiente de amplificación para suelo tipo D
Suelo tipo D	Perfil de suelo rígido
Fs=1.06	Coefficiente de amplificación para suelo tipo D
I=1	Factor de importancia de edificación
R=8	Factor de reducción de resistencia sísmica para SMF

Fuente: Elaboración propia

Figura 17. Espectro de Diseño Sísmico

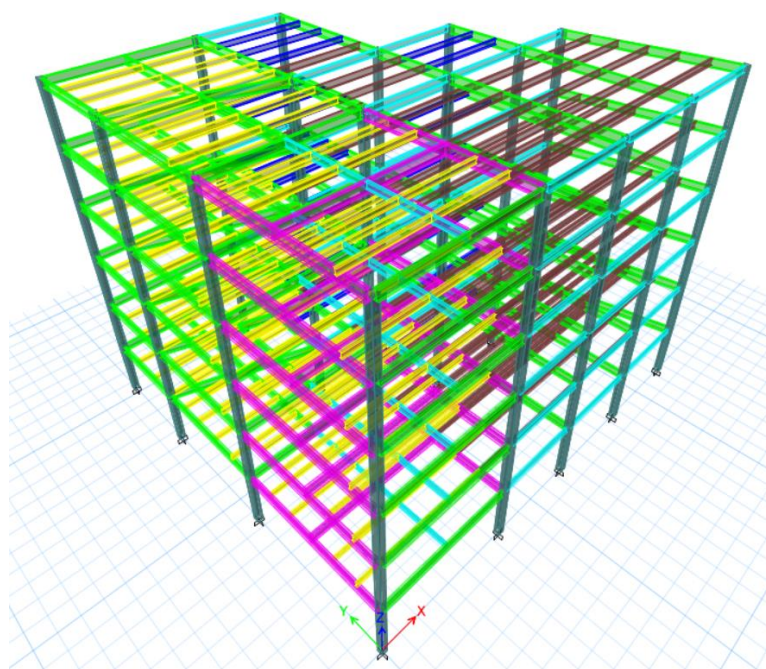


Fuente: Elaboración propia

4.2 DISEÑO SISMORRESISTENTE BAJO NORMATIVA AISC 360-16 Y AISC 341-16

El análisis sismorresistente del Edificio se realizará con dos modelos. En el primer modelo se considera que todas las conexiones se encuentran a momento y en el segundo modelo se considera que las conexiones de la periferia están a momento mientras que las conexiones interiores se encuentran a corte. En la Figura 18 se visualiza la estructura tridimensional que será modelada mediante un software comercial.

Figura 18. Modelo 3D de la Estructura

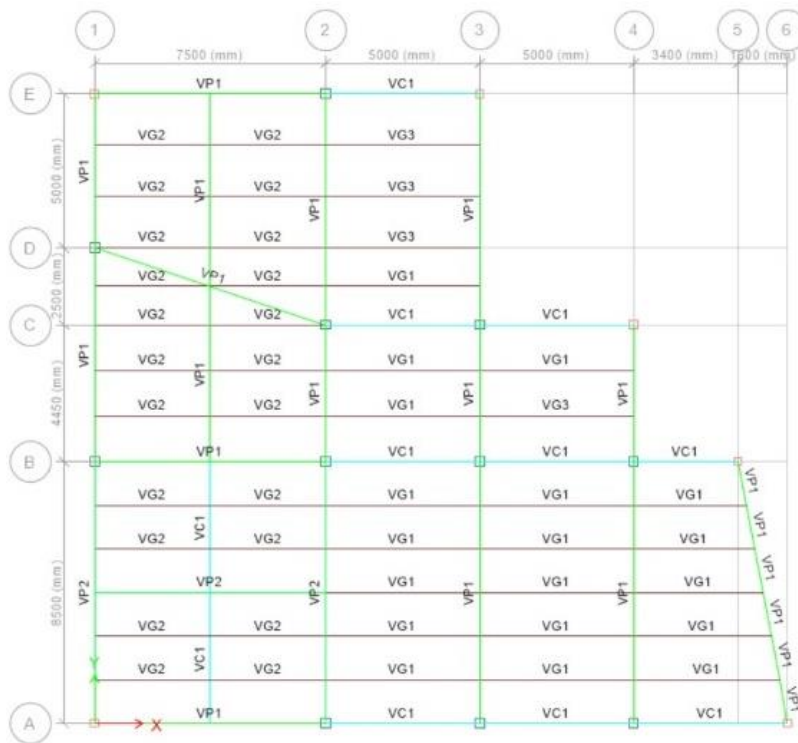


Fuente: Elaboración propia

4.2.1 MODELO UNO: CONEXIONES A MOMENTO

La estructura del modelo a Momento está considerada con pórticos SMF (Pórticos Resistentes a Momento) a lo largo del Eje Y. Las vigas secundarias a lo largo del eje X y las viguetas también se conectan a momento, pero las viguetas para el cálculo serán consideradas como pórticos OMF (Pórticos Ordinarios a Momento). Esta distribución se muestra en la Figura 19.

Figura 19. Distribución en Planta del Modelo a Momento

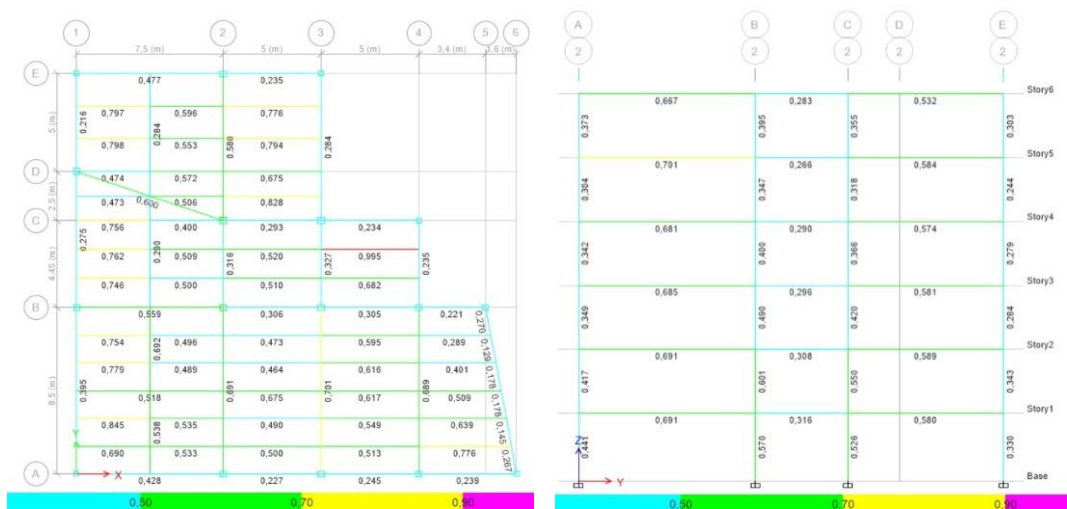


Fuente: Elaboración propia. Nota: (En verde) Vigas Principales, (En Marrón) Viguetas, (En Turquesa) Vigas Secundarias

- **Análisis del Modelo a Momento.**

La resistencia de las secciones se encuentra dentro de los valores permitidos y oscila entre 0.5 y 0.95 tal como se muestra en la escala de colores ubicada en la parte baja de la Figura 20 que describe la demanda capacidad de cada sección.

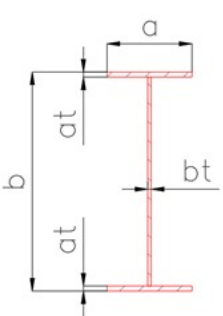
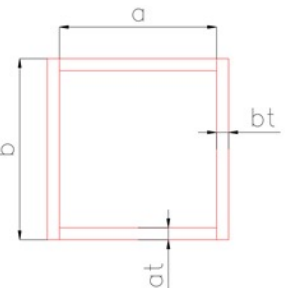
Figura 20. Solución del Modelo a Momento



Fuente: Elaboración propia. Nota: (a) Vista en planta, vigas. (b) Vista en corte, columnas

El modelo funciona correctamente con las secciones listadas en la Tabla 6 y se cumple con todos los parámetros de diseño, las secciones de vigas y columnas serán armadas con flejes de acero A572 GR50 mediante soldadura.

Tabla 6. Secciones para Diseño de Modelo a Momento

Nomenclatura de Vigas y Columnas	Sección	b mm	a mm	bt mm	at mm	Demanda Capacidad
	VP1	380	150	8	15	0.70
	VP2	400	180	8	15	0.69
	VC1	300	120	5	10	0.27
	VG1	260	120	4	6	0.77
	VG2	220	110	4	6	0.78
	VG3	260	120	4	8	0.81
	Columna1	300	260	20	20	0.60
	Columna2	250	220	15	15	0.44

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo con la normativa AISC 341-16 es necesario realizar la comprobación de alta ductilidad de los perfiles que son parte del sistema SMF. Tal como se muestra en la Tabla 7 y Tabla 8 los mismos deben clasificarse como perfiles sísmicamente compactos.

Para que los perfiles se clasifiquen como sísmicamente compactos la relación de esbeltez de la sección (b/t) y (h/t) debe ser menor a la relación de esbeltez descrita por la tabla D1.1 de la AISC 341-16.

Tabla 7. Comprobación de Vigas Sísmicamente Compactas

Descripción	b/t	$0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	h/t	$2.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	Clasificación
Viga Principal VP1	5.00	7.29	43.75	58.45	Sísmicamente Compacta
Viga Principal VP2	6.00	7.29	46.25	58.57	Sísmicamente Compacta
Viga Secundaria VC1	6.00	7.29	56.00	58.57	Sísmicamente Compacta

Fuente: Elaboración propia

Tabla 8. Comprobación de Columnas Sísmicamente Compactas

Descripción	b/t	$0.65 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	h/t	$0.65 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	Estado de la sección
Columna 1	13.00	14.81	13.00	14.81	Sísmicamente Compacta
Columna 2	14.66	14.81	14.66	14.81	Sísmicamente Compacta

Fuente: Elaboración propia

- **Comprobación de Deriva Inelástica.**

La deriva máxima para cualquier piso no excederá los límites establecidos en la Figura 21, y resulta de multiplicar la deriva global calculada por el software por el factor C_d , coeficiente de amplificación de deflexiones, que en este caso es 5.5, valor establecido en la normativa ASCE 7, capítulo 9, sección 9.5.

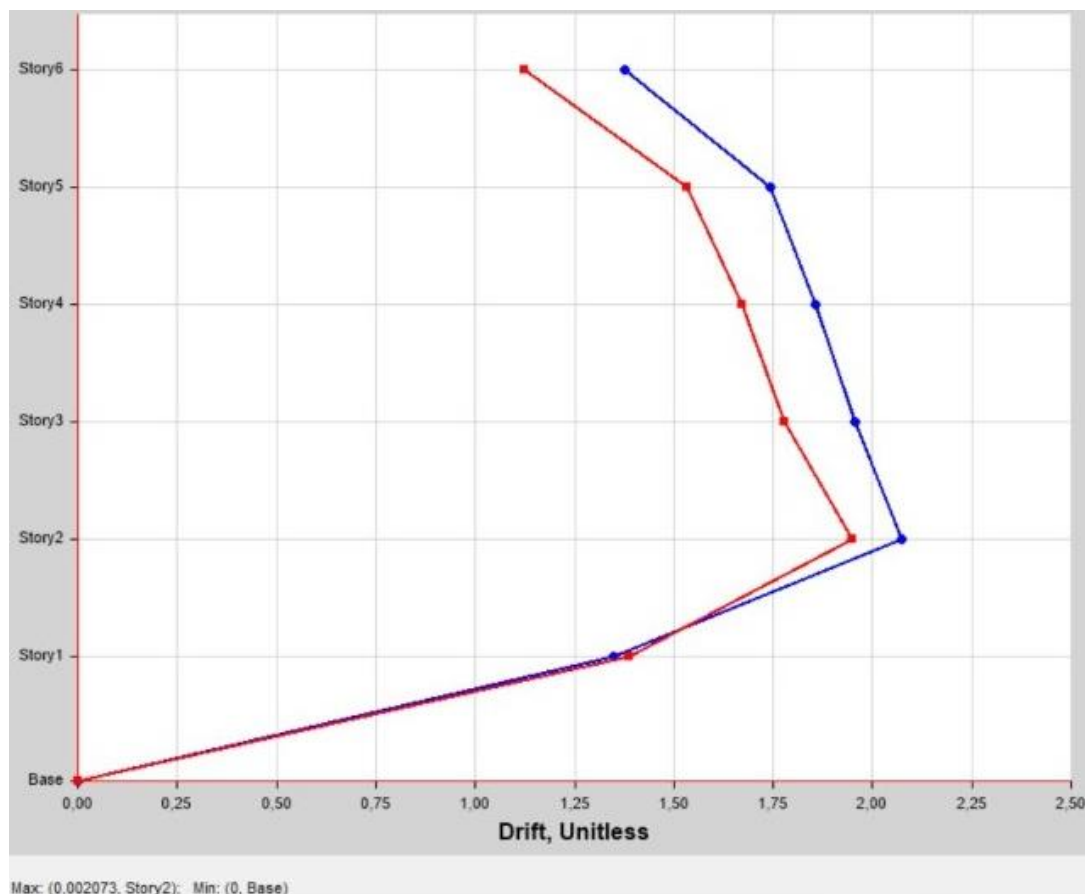
Figura 21. Deriva Permisible

Estructuras de:	Δ_M máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Fuente: Tomada de (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda & Cámara de la Industria de la Construcción, 2014b)

En el modelo la máxima deriva de piso se da en el nivel 2 y es igual a 0.002073; ver Figura 22, al multiplicar por el coeficiente de amplificación de deflexiones $Cd=5.5$ se obtiene un valor de 0.011 con lo cual se cumplen los requisitos de deriva inelástica.

Figura 22. Deriva Máxima de Piso



Fuente: Elaboración propia, Eje X: Valor de Deriva. Eje Y: Número de Piso. Nota: (Curva Azul) Deriva en el eje X de la estructura. (Curva Roja) Deriva en el eje Y de la estructura.

En la Tabla 9 se muestra la comprobación de la deriva inelástica para cada piso y se observa que en todos los niveles se cumple la condición referida en la NEC 15 cuyo valor es menor a 0.02

Tabla 9. Derivas Inelásticas

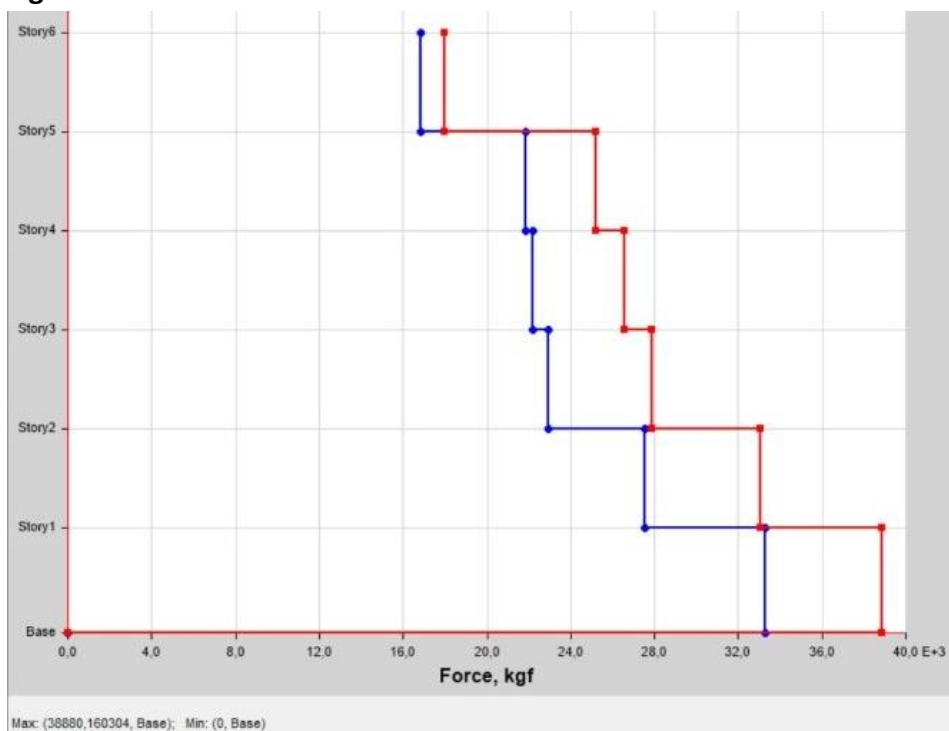
Nivel	Dirección	Deriva de Piso Δ_S	Amplificación de Deflexiones Cd	Deriva Inelástica $\Delta_D = Cd \cdot \Delta_S$	Menor que 0.02
6	X	0,001378	5.5	0,007579	Cumple
6	Y	0,001125	5.5	0,006188	Cumple
5	X	0,001742	5.5	0,009581	Cumple
5	Y	0,001531	5.5	0,008421	Cumple
4	X	0,001855	5.5	0,010203	Cumple
4	Y	0,00167	5.5	0,009185	Cumple
3	X	0,001956	5.5	0,010758	Cumple
3	Y	0,00178	5.5	0,00979	Cumple
2	X	0,002073	5.5	0,011402	Cumple
2	Y	0,001948	5.5	0,010714	Cumple
1	X	0,001349	5.5	0,00742	Cumple
1	Y	0,001386	5.5	0,007623	Cumple

Fuente: Elaboración propia. Nota: Derivas de piso según carga sísmica.

- **Cortante de Piso.**

El mayor cortante se encuentra en la base y es de 38.88 toneladas según se observa en la Figura 23, este valor se da en la dirección Y, y es evaluado con la carga sísmica.

Figura 23. Fuerza Cortante de Piso



Fuente: Elaboración propia, Eje X: Fuerza de Cortante. Eje Y: Número de Piso. Nota: (Curva Azul) Cortante en el eje X de la estructura. (Curva Roja) Cortante en el eje Y de la estructura.

En la Tabla 10 se detallan los valores de cortante en cada piso según su dirección.

Tabla 10. Cortantes de Piso en X y en Y

Nivel	VX (Toneladas)	VY (Toneladas)
6	16,85	17,97
5	21,85	25,20
4	22,20	26,60
3	22,92	27,88
2	27,52	33,08
1	33,31	38,88

Fuente: Elaboración propia

- **Modos de Vibración.**

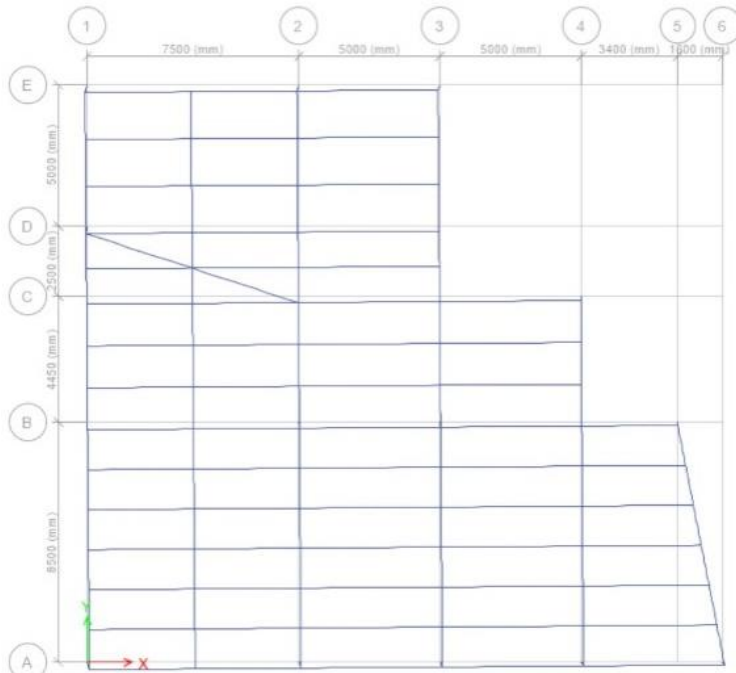
Se ha considerado que la estructura presenta 18 modos de vibración tal como se muestra en la Tabla 11. En el primer modo se observa un periodo de 2.19 segundos con una traslación de masa del 80.2% a lo largo del eje X, ver Figura 24. El segundo modo presenta un periodo de 1.86 segundos con una traslación de masa del 77.2% a lo largo del eje Y, ver Figura 25. En el tercer modo la estructura presenta torsión y un periodo de 1.72 segundos tal como se observa en la Figura 26.

Figura 24. Primer Modo de Vibración



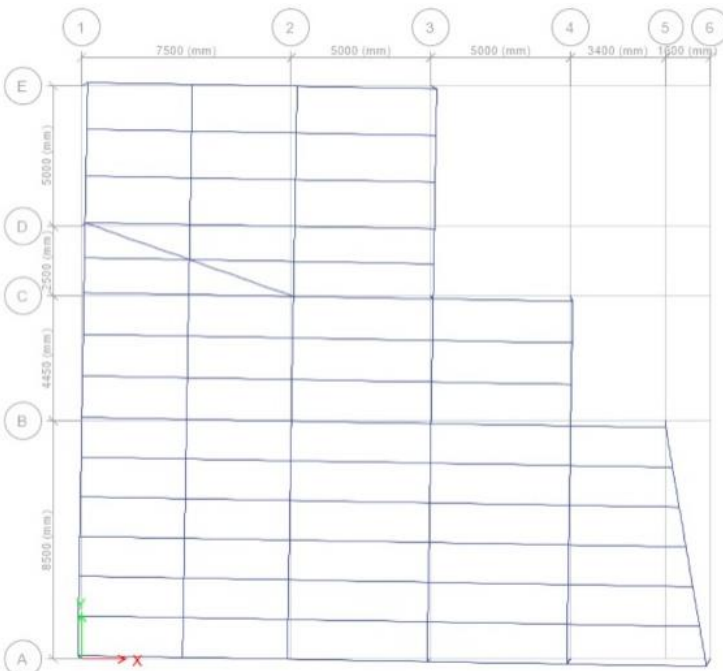
Fuente: Elaboración propia. Nota: Traslación sobre el eje X

Figura 25. Segundo Modo de Vibración



Fuente: Elaboración propia. Nota: Traslación sobre el eje Y

Figura 26. Tercer Modo de Vibración



Fuente: Elaboración propia. Nota: Torsión

Es deseable que en el primero y segundo modo la estructura se traslade sobre el eje X o Y con una masa participativa mayor al 75%, ver Tabla 11. La traslación de esta masa participativa es un indicativo de que la estructura no presentará torsión ante un evento sísmico.

Tabla 11. Periodos y Masas Participativas

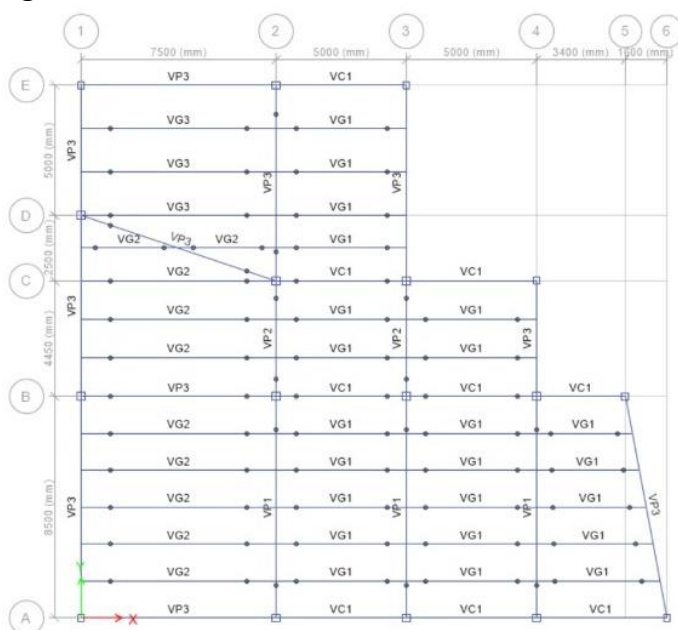
Modo	Periodo (segundos)	Frecuencia (Hz)	UX %	UY %	Estado
1	2,185	0,457666	0,8016	0,0052	Traslación
2	1,856	0,538793	0,0034	0,7717	Traslación
3	1,717	0,582411	0,0045	0,0459	Torsión
4	0,667	1,49925	0,1076	0,0007	-
5	0,583	1,715266	0,0004	0,0967	-
6	0,535	1,869159	0,0005	0,0067	-
7	0,348	2,873563	0,0448	0,0002	-
8	0,317	3,154574	0,0001	0,0376	-
9	0,287	3,484321	0,0002	0,0031	-
10	0,216	4,62963	0,023	0,0001	-
11	0,205	4,878049	0,00004075	0,0186	-
12	0,183	5,464481	0,0001	0,0016	-
13	0,152	6,578947	0,0108	0,00001709	-
14	0,149	6,711409	0,000003247	0,0085	-
15	0,131	7,633588	0,00002446	0,0008	-
16	0,122	8,196721	0,0005	0,0019	-
17	0,122	8,196721	0,0026	0,0004	-
18	0,106	9,433962	0,000005557	0,0002	-

Fuente: Elaboración propia.

4.2.2 MODELO DOS: CONEXIONES A MOMENTO Y CORTE

La estructura está considerada con pórticos SMF (Pórticos Resistentes a Momento) a lo largo de la periferia del edificio mientras que las vigas internas tanto principales, secundarias y viguetas se conectan a corte y se analizan como secciones compuestas, ver Figura 27.

Figura 27. Distribución en Planta del Modelo a Momento y Corte

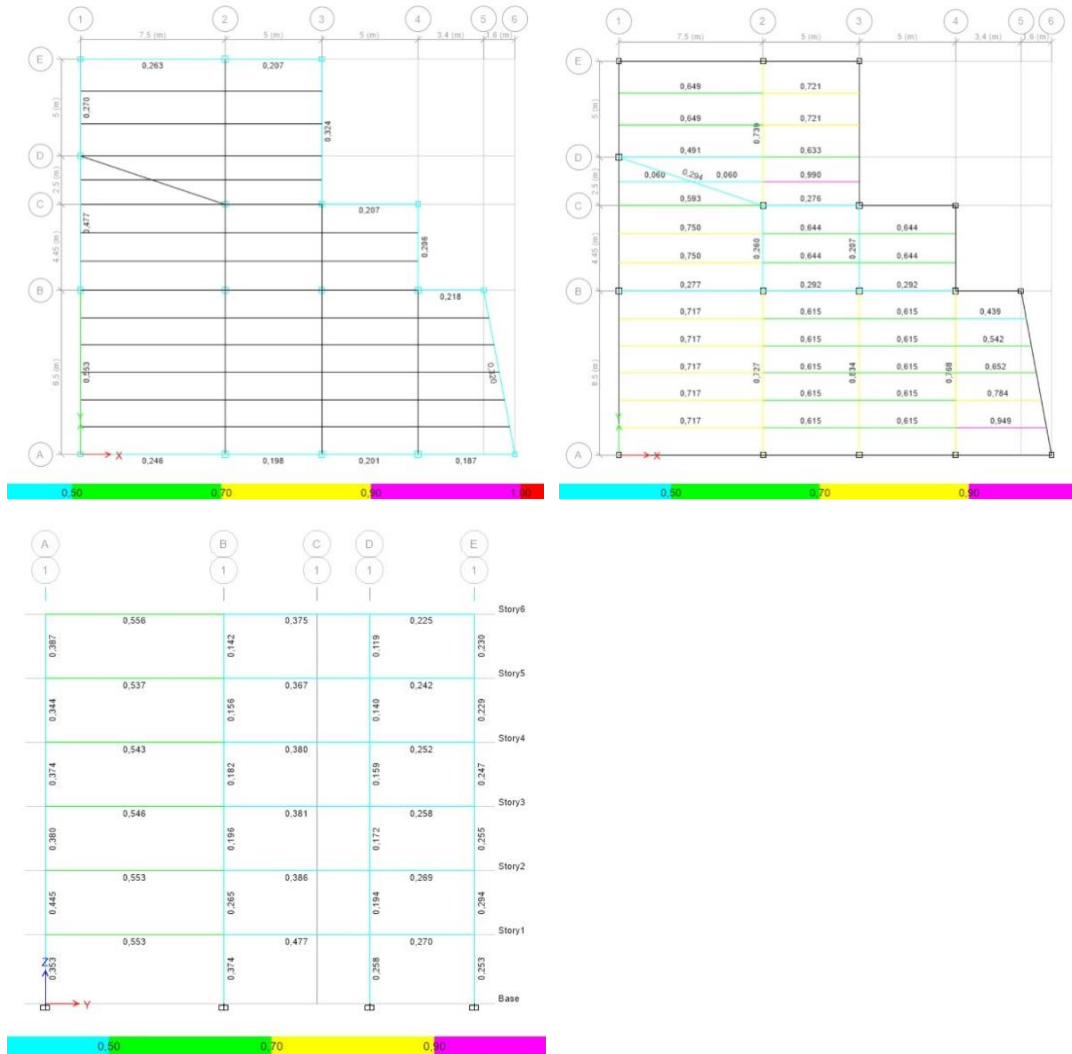


Fuente: Elaboración propia. Nota: (—) Vigas a Momento, (•—•) Vigas a Corte

• **Análisis del Modelo a Momento y Corte.**

Se observa que la resistencia de las secciones se encuentra dentro de los valores permitidos de acuerdo a la escala de la parte baja de la Figura 28 que describe la demanda capacidad de cada sección y oscila entre 0.5 y 0.95.

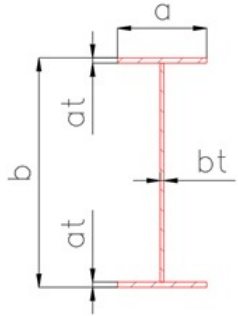
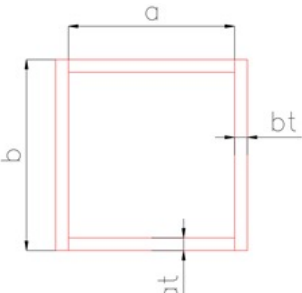
Figura 28. Solución del Modelo a Momento y Corte



Fuente: Elaboración propia. Nota: (a) Vista en planta, vigas del contorno. (b) Vista en planta, vigas interiores. (c) Vista en corte, columnas

El modelo funciona correctamente con las secciones listadas en la Tabla 12 y se cumple con todos los parámetros de diseño, las secciones de vigas y columnas serán armadas con flejes de acero A572 GR50 mediante soldadura.

Tabla 12. Secciones para Diseño de Modelo a Momento y Corte

Nomenclatura Vigas y Columnas	Sección	b mm	a mm	bt mm	at mm	Demanda Capacidad
	VP1	450	200	8	15	0.84
	VP2	400	150	5	12	0.26
	VP3	400	150	8	15	0.56
	VC1	270	130	5	10	0.27
	VG1	230	100	4	5	0.78
	VG2	360	120	4	10	0.75
	VG3	370	120	6	12	0.65
	Columna1	300	260	20	20	0.42
	Columna2	250	220	15	15	0.45

Fuente: Elaboración propia.

De acuerdo con la normativa AISC 341-16 es necesario realizar la comprobación de alta ductilidad de los perfiles VP3, VC1, y las Columnas que son parte del sistema SMF. Tal como se muestra en la Tabla 13 y Tabla 14 los mismos deben clasificarse como perfiles sísmicamente compactos.

Para que los perfiles se clasifiquen como sísmicamente compactos la relación de esbeltez de la sección (b/t) y (h/t) debe ser menor a la relación de esbeltez descrita por la tabla D1.1 de la AISC 341-16.

Tabla 13. Comprobación de Vigas Sísmicamente Compactas

Descripción	b/t	$0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	h/t	$2.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	Clasificación
Viga Principal VP3	5.00	7.29	46.25	58.45	Sísmicamente Compacta
Viga Secundaria VC1	6.50	7.29	50.00	58.57	Sísmicamente Compacta

Fuente: Elaboración propia

Tabla 14. Comprobación de Columnas Sísmicamente Compactas

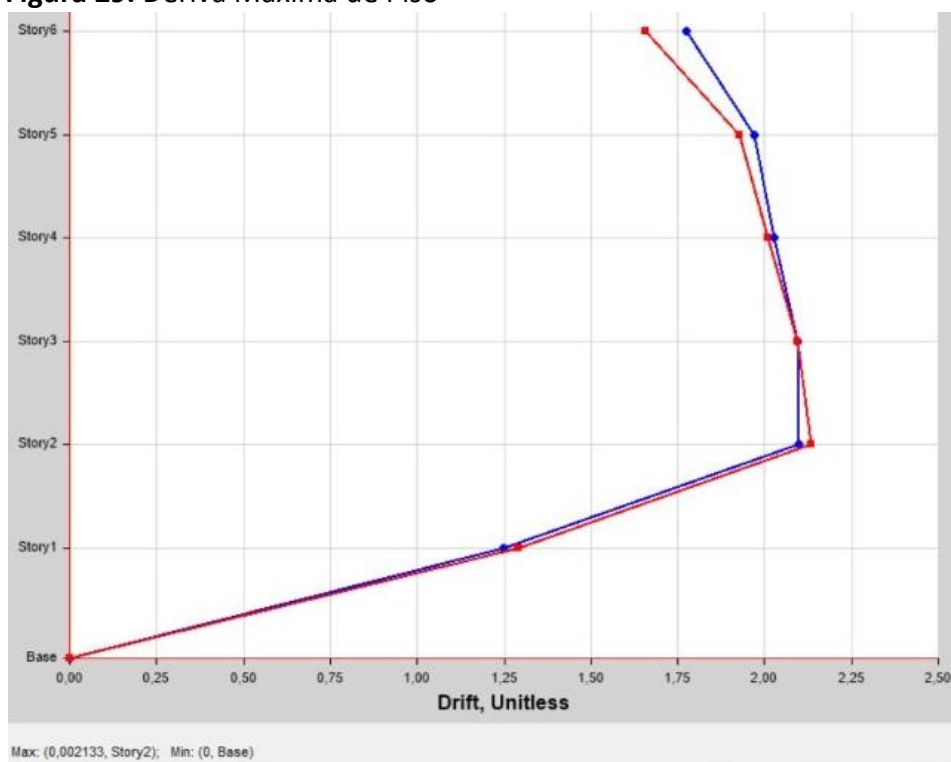
Descripción	b/t	$0.65 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	h/t	$0.65 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	Estado de la sección
Columna1	13.00	14.81	13.00	14.81	Sísmicamente Compacta
Columna2	14.66	14.81	14.66	14.81	Sísmicamente Compacta

Fuente: Elaboración propia

- **Comprobación de Deriva Inelástica.**

La deriva máxima para cualquier piso no excederá el valor de 0.02. En el modelo la máxima deriva de piso se da en el nivel 2 y es igual a 0.002133; ver Figura 29, al multiplicar por el coeficiente de amplificación de deflexiones $Cd=5.5$ se obtiene un valor de 0.0117 con lo cual se cumplen los requisitos de deriva inelástica.

Figura 29. Deriva Máxima de Piso



Fuente: Elaboración propia, Eje X: Valor de Deriva. Eje Y: Número de Piso. Nota: (Curva Azul) Deriva en el eje X de la estructura. (Curva Roja) Deriva en el eje Y de la estructura.

En la Tabla 15 se muestra la comprobación de la deriva inelástica para cada piso y se observa que en todos los niveles se cumple la condición referida en la NEC 15 cuyo valor es menor a 0.02

Tabla 15. Derivas Inelásticas

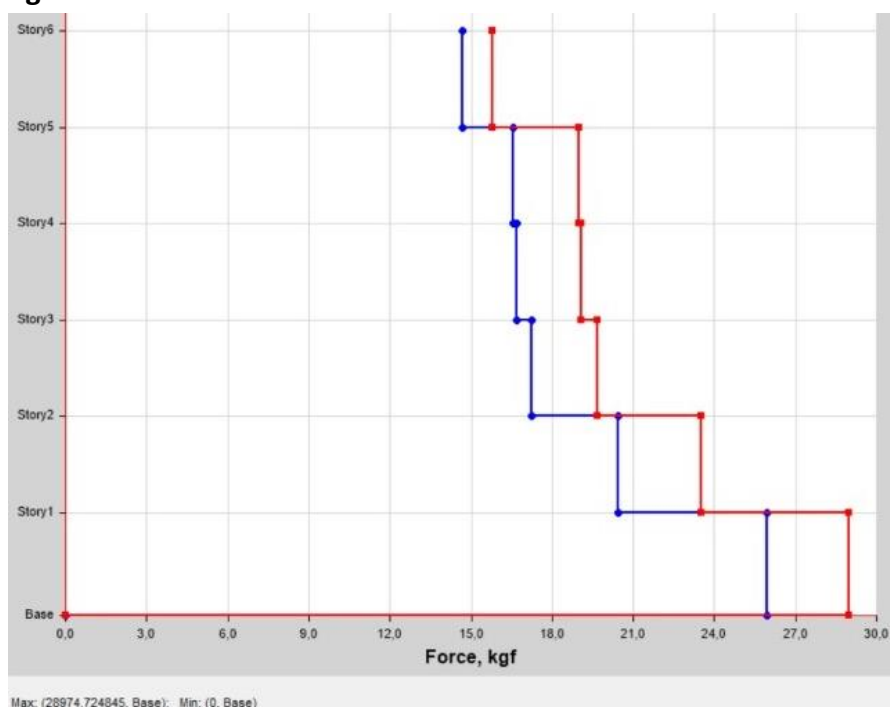
Nivel	Dirección	Deriva de Piso Δ_S	Amplificación de Deflexiones Cd	Deriva Inelástica $\Delta_D = Cd \cdot \Delta_S$	Menor que 0.02
6	X	0,001774	5.5	0,009757	Cumple
6	Y	0,001658	5.5	0,009119	Cumple
5	X	0,001972	5.5	0,010846	Cumple
5	Y	0,001928	5.5	0,010604	Cumple
4	X	0,002027	5.5	0,011149	Cumple
4	Y	0,002008	5.5	0,011044	Cumple
3	X	0,002096	5.5	0,011528	Cumple
3	Y	0,002096	5.5	0,011528	Cumple
2	X	0,002099	5.5	0,011545	Cumple
2	Y	0,002133	5.5	0,011732	Cumple
1	X	0,001247	5.5	0,006859	Cumple
1	Y	0,001292	5.5	0,007106	Cumple

Fuente: Elaboración propia. Nota: Derivas de piso según carga sísmica.

- **Cortante de Piso.**

El mayor cortante se encuentra en la base y es de 28.97 toneladas según se observa en la Figura 30, este valor se da en la dirección Y y es evaluado con la carga sísmica.

Figura 30. Fuerza Cortante de Piso



Fuente: Elaboración propia, Eje X: Fuerza de Cortante. Eje Y: Número de Piso. Nota: (Curva Azul) Cortante en el eje X de la estructura. (Curva Roja) Cortante en el eje Y de la estructura.

En la Tabla 16 se detallan los valores de cortante en cada piso según su dirección.

Tabla 16. Cortantes de Piso en X y en Y

Nivel	VX (Toneladas)	VY (Toneladas)
6	14,68	15,79
5	16,54	18,98
4	16,70	19,06
3	17,24	19,66
2	20,44	23,53
1	25,97	28,97

Fuente: Elaboración propia

- **Modos de Vibración.**

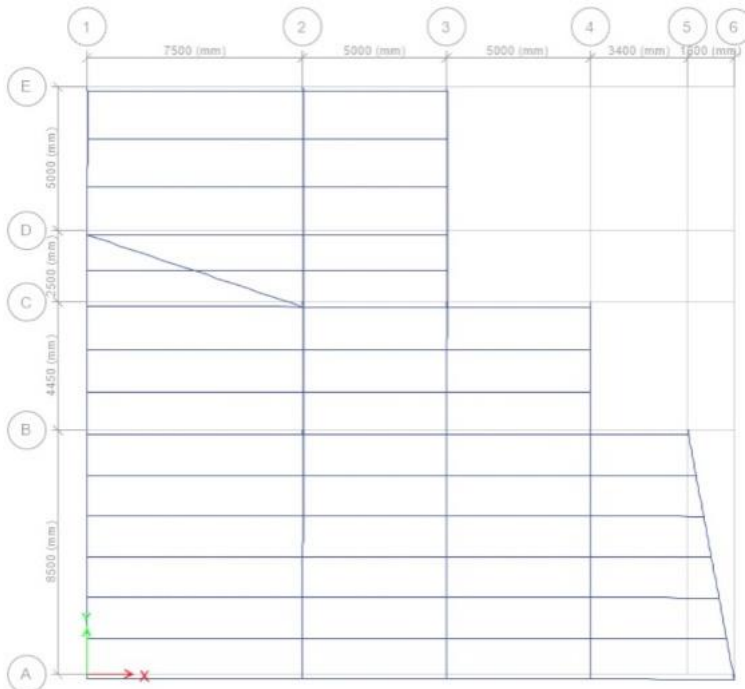
Se ha considerado que la estructura presenta 18 modos de vibración tal como se muestra en la Tabla 17. En el primer modo se observa un periodo de 2.76 segundos con una traslación de masa del 77.95% a lo largo del eje X, ver Figura 31. El segundo modo presenta un periodo de 2.44 segundos con una traslación de masa del 78.67% a lo largo del eje Y, ver Figura 32. En el tercer modo la estructura presenta torsión y un periodo de 1.83 segundos tal como se observa en la Figura 33.

Figura 31. Primer Modo de Vibración



Fuente: Elaboración propia. Nota: Traslación sobre el eje X

Figura 32. Segundo Modo de Vibración



Fuente: Elaboración propia. Nota: Traslación sobre el eje Y

Figura 33. Tercer Modo de Vibración



Fuente: Elaboración propia. Nota: Torsión

Es deseable que en el primero y segundo modo la estructura se traslade sobre el eje X o Y con una masa participativa mayor al 75%, ver Tabla 17. La traslación de esta masa participativa es un indicativo de que la estructura no presentará torsión ante un evento sísmico.

Tabla 17. Periodos y Masas Participativas

Modo	Periodo (segundos)	Frecuencia (Hz)	UX %	UY %	Estado
1	2,755	0,362976	0,7795	0,0087	Traslación
2	2,436	0,410509	0,009	0,7867	Traslación
3	1,831	0,54615	0,0000424	0,0035	Torsión
4	0,808	1,237624	0,1167	0,0013	-
5	0,734	1,362398	0,0011	0,112	-
6	0,568	1,760563	0,00001356	0,0001	-
7	0,395	2,531646	0,0504	0,0005	-
8	0,373	2,680965	0,0004	0,047	-
9	0,303	3,30033	0,000004311	0,0001	-
10	0,233	4,291845	0,026	0,0004	-
11	0,226	4,424779	0,0003	0,024	-
12	0,191	5,235602	0	0,0003	-
13	0,157	6,369427	0,0124	0,0003	-
14	0,156	6,410256	0,0003	0,0112	-
15	0,135	7,407407	0,000004566	0,0005	-
16	0,123	8,130081	0,0001	0,0031	-
17	0,122	8,196721	0,0036	0,0001	-
18	0,108	9,259259	0,000007908	0,0003	-

Fuente: Elaboración propia.

4.3 VERIFICACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE LA ESTRUCTURA ANTE LAS CONEXIONES A MOMENTO EN TODOS LOS EJES USADAS EN EL MEDIO Y COMBINADO A MOMENTO Y CORTE SEGÚN NORMATIVA

De acuerdo a la Normativa AISC 358-16 se requiere elegir una conexión precalificada a momento para el diseño de las juntas de la estructura. Debido a que en el Modelo Uno no se utiliza una conexión precalificada únicamente se realiza la comprobación columna fuerte - viga débil. En cambio, para el Modelo Dos se elige una conexión tipo WUF-W y se la diseña de acuerdo a la normativa.

4.3.1 MODELO UNO: CONEXIÓN A MOMENTO

Para el modelo a Momento se analizan las conexiones tal como se desarrollan en la mayoría de construcciones de la ciudad de Cuenca, en las que únicamente se sueldan los patines y el alma de la viga hacia las columnas.

En algunos casos se colocan placas rigidizadores en la viga, cerca de la conexión con la columna tal como se visualiza en la Figura 34.

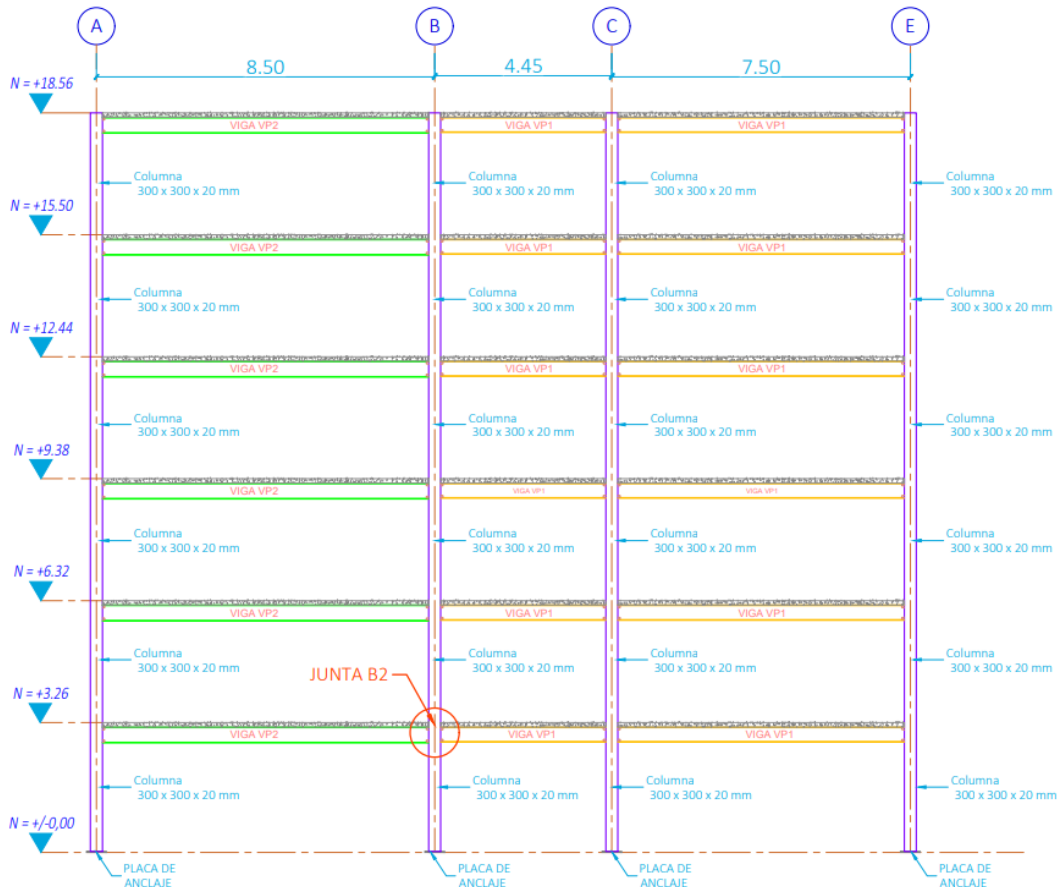
Figura 34. Conexiones Usadas en el Medio



Fuente: Elaboración propia.

Para cumplir con la normativa AISC 358-16 se realiza la comprobación del criterio Columna Fuerte-Viga Débil en la junta B2, la cual es la más crítica del Modelo a Momento, aquí se presentan los mayores esfuerzos y su ubicación se muestra en el pórtico a lo largo del eje 2, ver Figura 35.

Figura 35. Ubicación Junta B2 Modelo a Momento

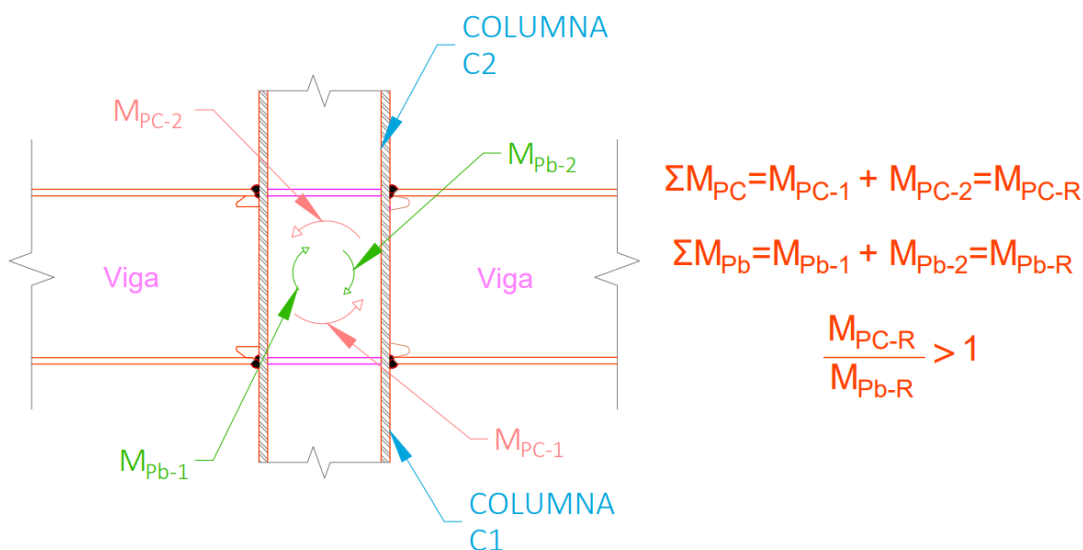


Fuente: Elaboración propia. Nota: Distancia entre ejes y niveles en metros.

- **Comprobación Columna Fuerte Viga Débil**

Para la comprobación se debe seguir los lineamientos de acuerdo a la Sección 2 de la AISC 358-16 la cual establece que la relación en la junta de momentos máximos probables en la columna respecto a los momentos máximos probables en la viga debe ser mayor o igual a uno tal como se describe en la Figura 36.

Figura 36. Relación de Momentos Máximos en la Junta Crítica



Fuente: Elaboración propia.

Primero se calcula el momento resistente en la rótula plástica M_{pr} para las dos vigas tanto a la izquierda como a la derecha de la junta crítica tal como se indica en la ecuación 4-4 utilizando las propiedades de la Tabla 18.

$$M_{pr} = 1.1 \cdot R_{yb} \cdot Z_{xb} \cdot F_{yb} \quad (4 - 4)$$

Tabla 18. Propiedades Mecánicas de Vigas y Columnas en Acero A572 Gr50

Descripción	Valor
Tensión Cedente de la viga, columna	$F_{yb}, F_{yc} = 350 \text{ MPa}$
Módulo de Elasticidad	$E = 200000 \text{ MPa}$
Tensión Ultima	$F_u = 450 \text{ MPa}$
Factor de Sobre resistencia de la Viga y Columna	$R_{yb}, R_{yc} = 1.1$
Modulo Plástico en X viga VP1 (I400x180x8x15mm)	$Z_{xb1} = 1066.3 \text{ cm}^3$
Modulo Plástico en X viga VP2 (I380x150x8x15mm)	$Z_{xb2} = 1304.8 \text{ cm}^3$
Longitud de Tramo viga VP1 (I400x180x8x15mm)	$L_{vp1} = 4.45 \text{ m}$
Longitud de Tramo viga VP2 (I380x150x8x15mm)	$L_{vp2} = 8.50 \text{ m}$
Ancho de la Columna1 y 2 (300x300x20mm)	$d_c = 0.30 \text{ m}$
Área de la Columna1 y 2 (300x300x20mm)	$A_c = 224 \text{ cm}^2$
Modulo Plástico en X Columna 1 y 2 (300x300x20mm)	$Z_{xc} = 2356 \text{ cm}^3$

Fuente: Elaboración propia.

Los momentos resistentes en la rótula plástica son:

$$M_{pr2} = 451.580 \text{ KN} \cdot \text{m} \quad (4 - 5)$$

$$M_{pr1} = 552.580 \text{ KN} \cdot \text{m} \quad (4 - 6)$$

El paso siguiente es encontrar el corte por capacidad en la rótula plástica V_p para las dos vigas según la ecuación 4-7, se definirá la longitud entre rótulas plásticas L_h tal como se indica en la ecuación 4-8, L_{vp} y d_c son valores indicados en la Tabla 18 y se considera que la rótula plástica ocurrirá a la distancia $S_h=0$ ya que no se realiza una conexión precalificada a momento.

$$V_p = 2 \cdot \frac{M_{pr}}{L_h} \quad (4 - 7)$$

$$L_h = L_{vp} - 2S_h - d_c \quad (4 - 8)$$

$$L_{h1} = 4.15 \text{ m}; L_{h2} = 8.2 \text{ m} \quad (4 - 9)$$

Los cortes por capacidad en la rótula plástica son:

$$V_{p1} = 217.63 \text{ KN}; V_{p2} = 134.78 \text{ KN} \quad (4 - 10)$$

A continuación, se calcula la carga distribuida total en la viga Q según la ecuación 4-11 y el corte gravitacional en la rótula plástica V_g de acuerdo a la ecuación 4-12. El factor de carga para cargas vivas $\gamma = 0.5$ indica una participación del 50% de la carga viva (American Institute of Steel Construction, 2016a).

$$Q = 1.2 \cdot CP + \gamma \cdot CV \quad (4 - 11)$$

$$V_g = Q \cdot \frac{L_h}{2} \quad (4 - 12)$$

Las cargas distribuidas sobre las vigas, permanentes CP y variables CV se obtienen según la ecuación 4-13 y 4-14, obtenidas al multiplicar el valor de carga definido en la Tabla 4 por la longitud de cada viga.

$$CP = 2.45 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \cdot L_{vp} \quad (4 - 13)$$

$$CV = 1.99 \frac{KN}{m^2} \cdot L_{vp} \quad (4 - 14)$$

Las cargas resultantes son:

$$CP_1 = 10.90 \frac{KN}{m}; CP_2 = 20.83 \frac{KN}{m} \quad (4 - 15)$$

$$CV_1 = 8.86 \frac{KN}{m}; CV_2 = 16.92 \frac{KN}{m} \quad (4 - 16)$$

Por lo tanto, la carga total distribuida sobre cada viga y el corte gravitacional será:

$$Q_1 = 17.51 \frac{KN}{m}; Q_2 = 33.45 \frac{KN}{m} \quad (4 - 17)$$

$$V_{g1} = 36.34 KN; V_{g2} = 137.14 KN \quad (4 - 18)$$

Ahora es posible calcular el corte resistente esperado en la rótula plástica de cada viga tal como se define en la ecuación 4-19 y 4-20:

$$V_{ub1} = V_{p1} - V_{g1} = 181.29 KN \quad (4 - 19)$$

$$V_{ub2} = V_{p2} + V_{g2} = 271.91 KN \quad (4 - 20)$$

El momento máximo probable para cada viga se obtiene por medio de la ecuación 4-21:

$$M_{pb} = M_{pr} + V_{ub} \cdot (S_h + 0.5 \cdot d_c) \quad (4 - 21)$$

$$M_{pb1} = 478.77 KN \cdot m; M_{pb2} = 593.34 KN \cdot m \quad (4 - 22)$$

Por lo tanto, la sumatoria de momentos máximos probables M_{pbr} será:

$$M_{pbr} = M_{pb1} + M_{pb2} = 1072 KN \cdot m \quad (4 - 23)$$

Finalmente se requiere calcular el momento máximo probable en la columna según la ecuación 4-24, la fuerza axial de cada columna se obtiene del modelado mediante el software comercial y se evalúa en la combinación con la carga sísmica ($1.2D+1.2SCP+1.2NLx+L+NLxL+SH$), para la Columna 1, $Pshc1= 2144.12 KN$ y para la

Columna 2, $P_{shc2}=1782.89$ KN tal como se observa en la Figura 37. El módulo plástico Z_{xc} y área de la columna A_c se describen en la Tabla 18.

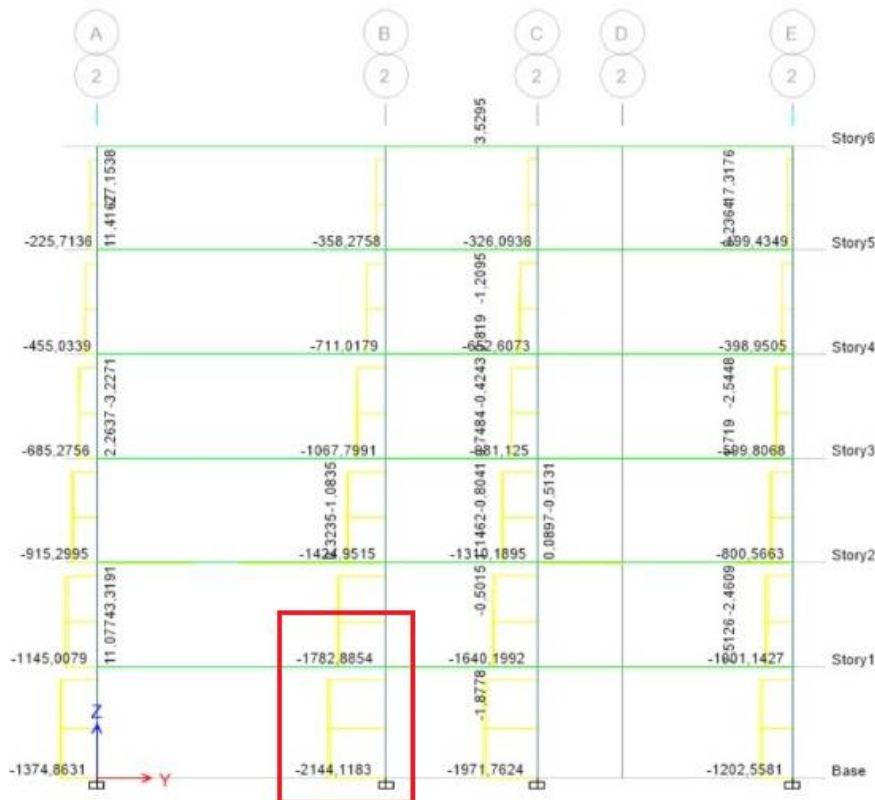
$$M_{pc} = Z_{xc} \cdot \left(F_{yc} - \frac{P_{shc}}{A_c} \right) \quad (4 - 24)$$

$$M_{pc1} = 599.09 \text{ KN} \cdot \text{m}; M_{pc2} = 637.08 \text{ KN} \cdot \text{m} \quad (4 - 25)$$

Por lo tanto, la sumatoria de momentos máximos probables en las columnas M_{pcr} será:

$$M_{pcr} = M_{pc1} + M_{pc2} = 1236.16 \text{ KN} \cdot \text{m} \quad (4 - 26)$$

Figura 37. Fuerza Axial en Columnas



Fuente: Elaboración propia.

Finalmente, al evaluar la relación de momentos máximos probables en columnas respecto a los momentos máximos probables en las vigas según la ecuación 4-27:

$$\frac{M_{pcr}}{M_{pbr}} > 1 \quad (4 - 27)$$

Se verifica el comportamiento del criterio columna fuerte viga débil cuyo resultado es $1.15 \geq 1$.

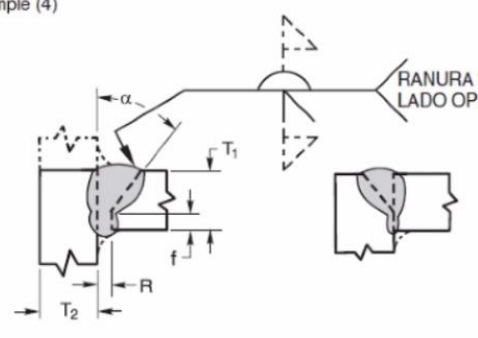
Con esto se demuestra que las secciones utilizadas en este modelo son válidas y se garantiza que el fallo ocurra en las vigas.

- **Procedimiento de Soldadura en la Junta**

Se utilizan los procedimientos precalificados de soldadura de acuerdo a la normativa AWS D1.1 para juntas de penetración completa CJP. Para la unión del Patín de la viga hacia la columna se utiliza el procedimiento descrito en la Figura 38.

Figura 38. Junta Patín Columna

Soldadura en ranura con bisel simple (4)
 Junta en T (T)
 Junta en esquina (C)



Proceso de soldadura	Designación de junta	Espesor del metal base (U = ilimitado)		Preparación de la ranura			Posiciones de soldadura permitidas	Gas de protección para FCAW	Notas
				Apertura de la raíz Cara de la raíz Ángulo de la ranura	Tolerancias				
			Según lo detallado (ver 5.4.1.1)		Como ajuste (ver 5.4.1.8)				
SMAW	TC-U4b	U	U	R = 0 a 3 f = 0 a 3 α = 45°	+2, -0 +2, -0 +10°, -0°	+2, -3 ilimitado +10°, -5°	Todo	—	d, e, g, j, k
GMAW FCAW	TC-U4b-GF	U	U	R = 0 f = 6 máx. α = 60°	±0 +0, -3 +10°, -0°	+6, -0 ±2 +10°, -5°	Todo	No se requiere	a, d, g, j, k
SAW	TC-U4b-S	U	U	R = 0 f = 6 máx. α = 60°	±0 +0, -3 +10°, -0°	+6, -0 ±2 +10°, -5°	F	—	d, g, j, k

Fuente: Tomada de (American Welding Society, 2019).

Y para la unión del alma de la viga con la columna se utiliza el procedimiento precalificado descrito en la Figura 39.

Figura 39. Junta Alma Columna

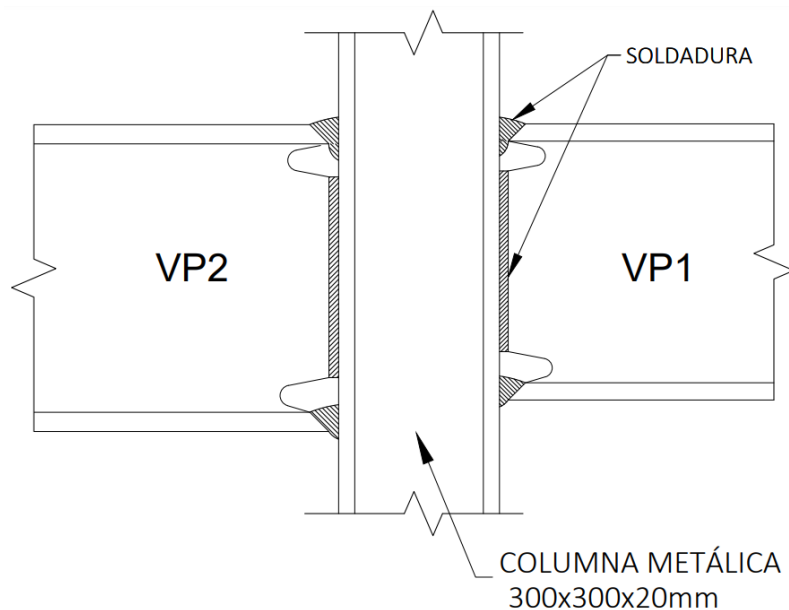
Soldadura en ranura con doble bisel (5)
 Junta en T (T)
 Junta en esquina (C)

Proceso de soldadura	Designación de junta	Espesor del metal base (U = ilimitado)		Preparación de la ranura			Posiciones de soldadura permitidas	Gas de protección para FCAW	Notas
		T ₁	T ₂	Apertura de la raíz Cara de la raíz Ángulo de la ranura	Tolerancias				
					Según lo detallado (ver 5.4.1.1)	Como ajuste (ver 5.4.1.8)			
SMAW	TC-U5b	U	U	R = 0 a 3 f = 0 a 3 α = 45°	+2, -0 +2, -0 +10°, -0°	+2, -3 Ilimitado +10°, -5°	Todo	—	d, e, g, h, j, k
FCAW	TC-U5-GF	U	U				Todo	No se requiere	a, d, g, h, j, k
SAW	TC-U5-S	U	U	R = 0 f = 6 máx. α = 60°	±0 +0, -5 +10°, -0°	+2, -0 ±2 +10°, -5°	F	—	d, g, h, j, k

Fuente: Tomada de (American Welding Society, 2019).

En los dos casos se utilizará el proceso de soldadura con alambre tubular FCAW con un diámetro de alambre de 1.2 mm y protección con CO₂. En la Figura 40 se visualiza la conexión soldada para las vigas VP1, VP2, hacia las columnas 1 y 2.

Figura 40. Conexión Viga VP2 y VP1



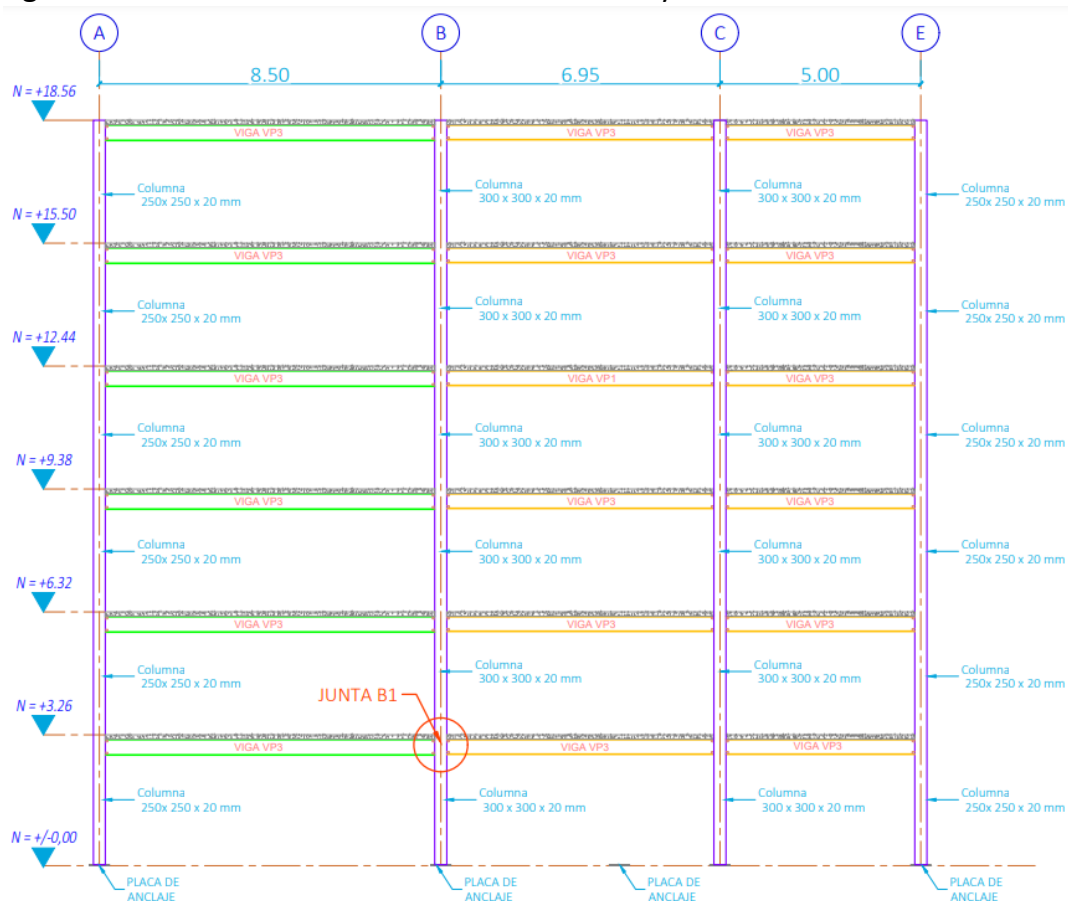
Fuente: Elaboración propia.

4.3.2 MODELO DOS: CONEXIÓN A MOMENTO Y CORTE

Para el modelo Combinado a Momento y Corte se elige la conexión precalificada WUF-W: Patín soldado no reforzado – Alma soldada, de acuerdo a la normativa AISC 358-16 Capítulo 8. Para usar esta conexión se ha cumplido con los límites de precalificación tanto en vigas y columnas de acuerdo a la sección 8.3 de la normativa.

La comprobación de la conexión se realiza en la junta *B1*, la cual es la más crítica del Modelo Combinado, aquí se presentan los mayores esfuerzos y su ubicación se muestra en el pórtico a lo largo del eje 1, ver Figura 41.

Figura 41. Ubicación Junta B1 Modelo a Momento y Corte



Fuente: Elaboración propia. Nota: Distancia entre ejes y niveles en metros.

- **Procedimiento de Diseño Conexión WUF-W**

Primero se calcula el momento resistente en la rótula plástica M_{pr} para las dos vigas tanto a la izquierda como a la derecha de la junta crítica tal como se indica en la ecuación 4-28 utilizando las propiedades de la Tabla 19.

$$M_{pr} = 1.4 \cdot R_{yb} \cdot Z_{xb} \cdot F_{yb} \quad (4 - 28)$$

Tabla 19. Propiedades Mecánicas de Vigas y Columnas en Acero A572 Gr50

Descripción	Valor
Tensión Cedente de la viga, columna	$F_{yb}, F_{yc} = 350 \text{ MPa}$
Módulo de Elasticidad	$E = 200000 \text{ MPa}$
Tensión Ultima	$F_u = 450 \text{ MPa}$
Factor de Sobre resistencia de la Viga y Columna	$R_{yb}, R_{yc} = 1.1$
Modulo Plástico en X viga VP3-BC (I400x150x8x15mm)	$Z_{xb1} = 1140 \text{ cm}^3$
Modulo Plástico en X viga VP3-AB (I400x150x8x15mm)	$Z_{xb2} = 1140 \text{ cm}^3$
Longitud de Tramo viga VP3-BC (I400x150x8x15mm)	$L_{vp1} = 6.95 \text{ m}$
Longitud de Tramo viga VP3-AB (I400x150x8x15mm)	$L_{vp2} = 8.50 \text{ m}$
Ancho de la Columna1 y 2 (300x300x20mm)	$d_c = 0.30 \text{ m}$
Área de la Columna 1 y 2 (300x300x20mm)	$A_c = 224 \text{ cm}^2$
Modulo Plástico en X Columna 1 y 2 (300x300x20mm)	$Z_{xc} = 2356 \text{ cm}^3$

Fuente: Elaboración propia.

Los momentos resistentes en la rótula plástica son:

$$M_{pr2} = 614.46 \text{ KN} \cdot \text{m} \quad (4 - 29)$$

$$M_{pr1} = 614.46 \text{ KN} \cdot \text{m} \quad (4 - 30)$$

El paso siguiente es encontrar el corte por capacidad en la rótula plástica V_p para las dos vigas según la ecuación 4-31, se definirá la longitud entre rótulas plásticas L_h tal como se indica en la ecuación 4-32, L_{vp} y d_c son valores indicados en la Tabla 19. Se debe considerar que la articulación plástica está ubicada en la cara de la columna por lo que la distancia S_h es igual a 0.

$$V_p = 2 \cdot \frac{M_{pr}}{L_h} \quad (4 - 31)$$

$$L_h = L_{vp} - 2S_h - d_c \quad (4 - 32)$$

$$L_{h1} = 6.65 \text{ m}; L_{h2} = 8.2 \text{ m} \quad (4 - 33)$$

Los cortes por capacidad en la rótula plástica son:

$$V_{p1} = 184.80 \text{ KN}; V_{p2} = 149.87 \text{ KN} \quad (4 - 34)$$

A continuación, se calcula la carga distribuida total en la viga Q según la ecuación 4-35 y el corte gravitacional en la rótula plástica V_g de acuerdo a la ecuación 4-36. El factor de carga para cargas vivas $\gamma = 0.5$ indica una participación del 50% de la carga viva (American Institute of Steel Construction, 2016a).

$$Q = 1.2 \cdot CP + \gamma \cdot CV \quad (4 - 35)$$

$$V_g = Q \cdot \frac{L_h}{2} \quad (4 - 36)$$

Las cargas distribuidas sobre las vigas, permanentes CP y variables CV se obtienen según la ecuación 4-37 y 4-38, obtenidas al multiplicar el valor de carga definido en la Tabla 4 por la longitud de cada viga.

$$CP = 2.45 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \cdot L_{vp} \quad (4 - 37)$$

$$CV = 1.99 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \cdot L_{vp} \quad (4 - 38)$$

Las cargas resultantes son:

$$CP_1 = 17.03 \frac{\text{KN}}{\text{m}}; CP_2 = 20.83 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \quad (4 - 39)$$

$$CV_1 = 13.83 \frac{\text{KN}}{\text{m}}; CV_2 = 16.92 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \quad (4 - 40)$$

Por lo tanto, la carga total distribuida sobre cada viga y el corte gravitacional será:

$$Q_1 = 27.35 \frac{KN}{m}; Q_2 = 33.45 \frac{KN}{m} \quad (4 - 41)$$

$$V_{g1} = 90.93 KN; V_{g2} = 137.14 KN \quad (4 - 42)$$

Ahora es posible calcular el corte resistente esperado en la rótula plástica de cada viga tal como se define en la ecuación 4-43 y 4-44:

$$V_{ub1} = V_{p1} - V_{g1} = 93.87 KN \quad (4 - 43)$$

$$V_{ub2} = V_{p2} + V_{g2} = 287.00 KN \quad (4 - 44)$$

El momento máximo probable para cada viga se obtiene por medio de la ecuación 4-45:

$$M_{pb} = M_{pr} + V_{ub} * (S_h + 0.5 * d_c) \quad (4 - 45)$$

$$M_{pb1} = 628.54 KN \cdot m; M_{pb2} = 657.51 KN \cdot m \quad (4 - 46)$$

Por lo tanto, la sumatoria de momentos máximos probables M_{pbr} será:

$$M_{pbr} = M_{pb1} + M_{pb2} = 1286 KN \cdot m \quad (4 - 47)$$

Finalmente se requiere calcular el momento máximo probable en la columna según la ecuación 4-48, la fuerza axial de cada columna se obtiene del modelado mediante el software de elementos finitos y se evalúa en la combinación con la carga sísmica ($1.2D+1.2SCP+1.2NLx+L+NLxL+SH$), para la Columna 1, $P_{shc1} = 1441.48 KN$ y para la Columna 2, $P_{shc2} = 1200.69 KN$ tal como se observa en la Figura 42. El módulo plástico Z_{xc} y área de la columna A_c se describen en la Tabla 19.

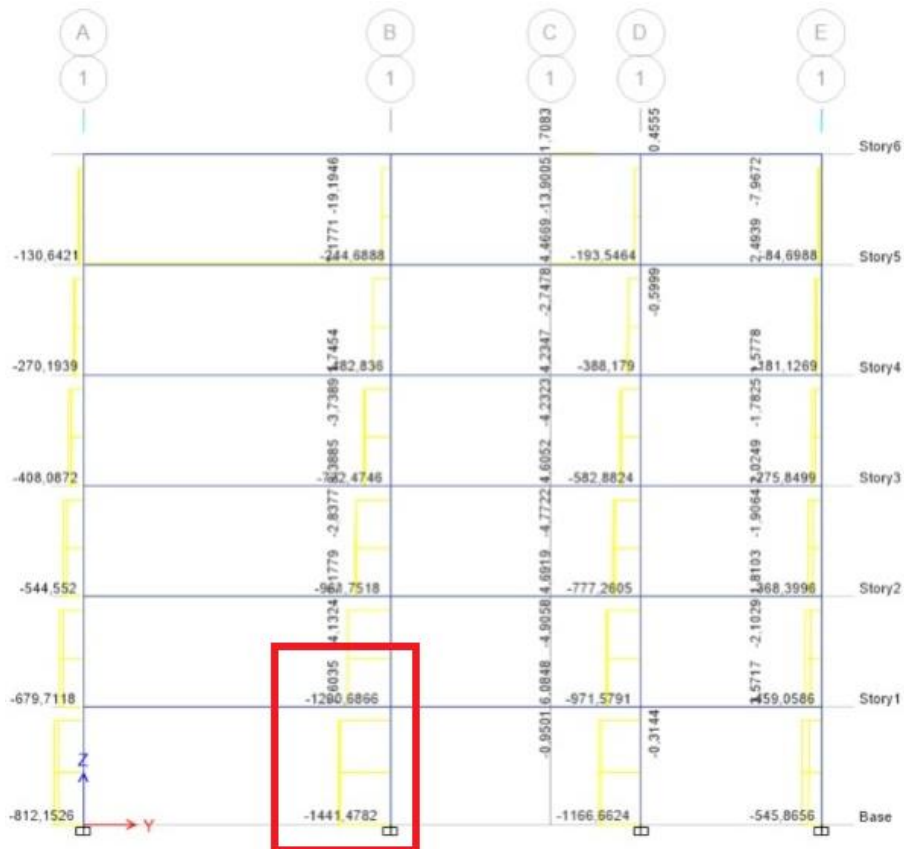
$$M_{pc} = Z_{xc} * \left(F_{yc} - \frac{P_{shc}}{A_c} \right) \quad (4 - 48)$$

$$M_{pc1} = 672.99 KN \cdot m; M_{pc2} = 698.31 KN \cdot m \quad (4 - 49)$$

Por lo tanto, la sumatoria de momentos máximos probables en las columnas M_{pcr} será:

$$M_{pcr} = M_{pc1} + M_{pc2} = 1371.30 \text{ KN} \cdot \text{m} \quad (4 - 50)$$

Figura 42. Fuerza Axial en Columnas



Fuente: Elaboración propia.

Finalmente, al evaluar la relación de momentos máximos probables en columnas respecto a los momentos máximos probables en las vigas según la ecuación 4-51:

$$\frac{M_{pcr}}{M_{pbr}} > 1 \quad (4 - 51)$$

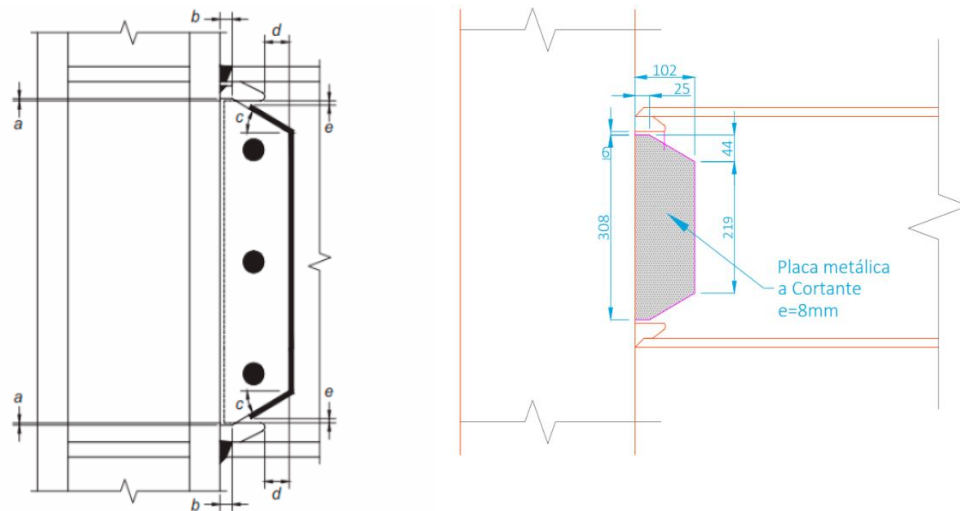
Se verifica el comportamiento del criterio columna fuerte viga débil cuyo resultado es $1.07 \geq 1$.

Con esto se demuestra que las secciones utilizadas en este modelo son válidas y se garantiza que el fallo ocurra en las vigas.

- **Diseño de la placa a Cortante en la Junta**

La placa a Cortante se diseña de acuerdo a los requisitos especificados en la normativa ASIC 358-16 sección 8.6 y se muestran en la Figura 43. El espesor de la placa es igual al espesor del alma de la viga $e=8$ mm.

Figura 43. Dimensiones de Placa a Cortante



Notas

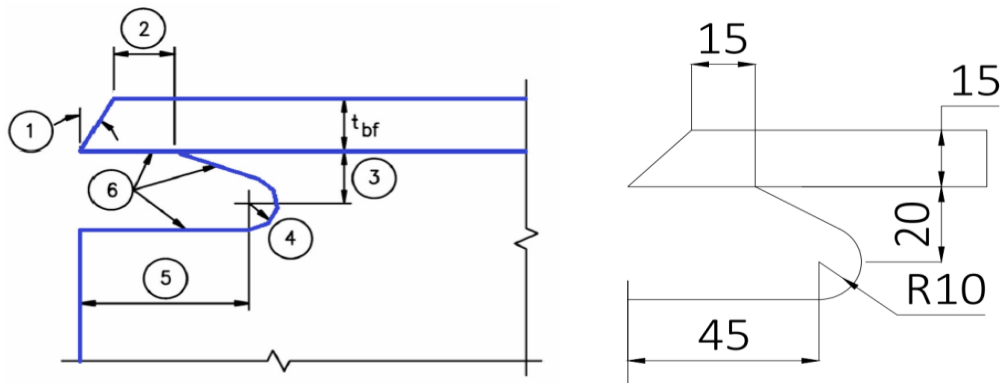
- a = mínimo 6 mm, máximo 12
- b = mínimo 25 mm
- c = $30^\circ (\pm 10^\circ)$
- d = mínimo 50 mm
- e = distancia mínima de 12 mm y distancia máxima de 25 mm desde el extremo de la soldadura de filete al borde del agujero de acceso

a. Fuente: Tomada de (American Institute of Steel Construction, 2016a)

b. Fuente: Elaboración Propia. Nota: Unidades en milímetros

Para el diseño de la Placa a Cortante se dimensiona el agujero de acceso a la soldadura según especificaciones FEMA-351 tal como se muestra en la Figura 44.

Figura 44. Dimensiones de Agujero para Acceso a Soldadura



- 1- Bisel.
- 2- Mayor que t_{bf} o 13mm.
- 3- $3/4t_{bf}$ a t_{bf} (mínimo 19mm).
- 4- Radio mínimo 10mm.
- 5- $3 t_{bf}$.

a. Fuente: Tomada de (Federal Emergency Management Agency, 2000)

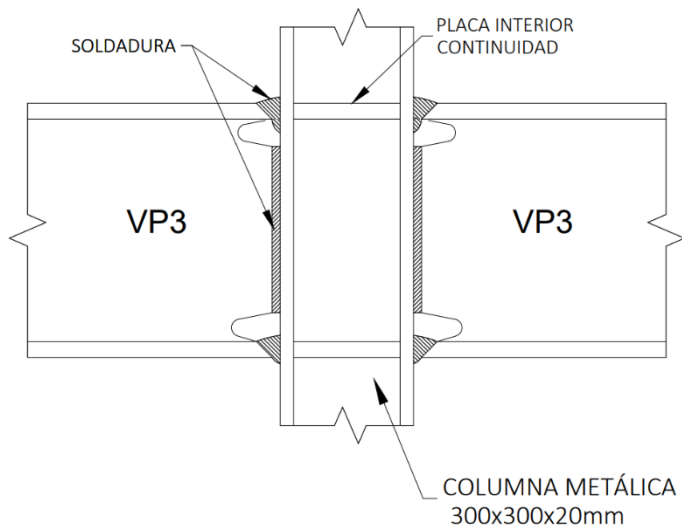
b. Fuente: Elaboración Propia. Nota: Unidades en milímetros

- **Procedimiento de Soldadura en la Junta**

Se utilizan los procedimientos precalificados de soldadura de acuerdo a la normativa AWS D1.1 para juntas de penetración completa CJP. Para la unión del Patín de la viga hacia la columna se utiliza el procedimiento descrito en la Figura 38. Y para la unión del alma de la viga con la columna se utiliza el procedimiento precalificado descrito en la Figura 39. En los dos casos se utilizará el proceso de soldadura con alambre tubular FCAW con un diámetro de alambre de 1.2 mm y protección con CO_2 .

En la Figura 45 se visualiza la conexión soldada para las vigas VP3 Ejes A-B y VP3 Ejes B-C hacia las columnas 1 y 2. Además será necesario colocar placas de continuidad al interior de la columna las mismas que son de espesor 15 mm manteniendo el mismo espesor del patín de la viga y serán soldadas a la altura de los mismos con un filete de 10 mm en la cara superior de la placa.

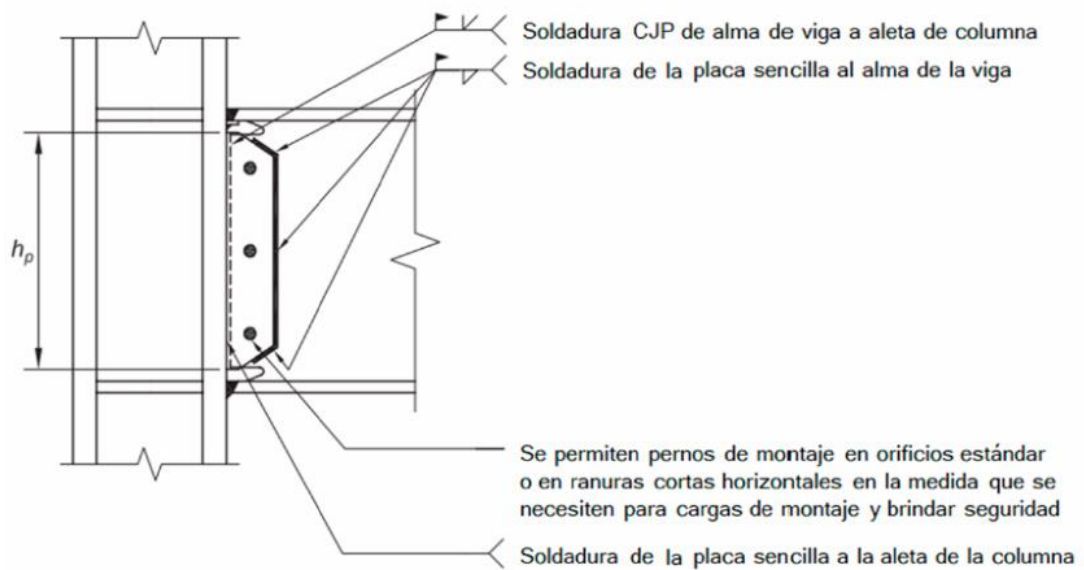
Figura 45. Conexión Viga VP3



Fuente: Elaboración propia.

En la Figura 46 se describen los detalles de la soldadura para la placa a cortante según la normativa AISC 358-16, el filete de soldadura será de 8 mm.

Figura 46. Soldadura de Placa Cortante



Fuente: Tomada de (American Institute of Steel Construction, 2016a)

4.4 ANÁLISIS DEL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL CON LAS CONEXIONES PLANTEADAS

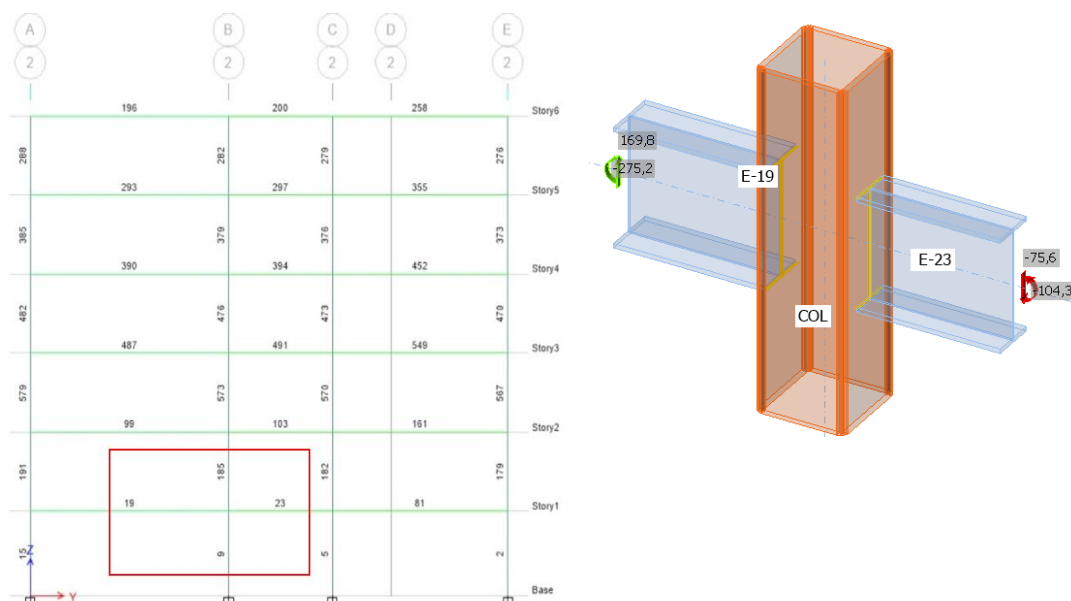
Para analizar el desempeño se utiliza un software comercial de elementos finitos especializado en conexiones. En el modelo uno se analiza una conexión a momento no precalificada tal como se realiza en la mayoría de construcciones de la ciudad de Cuenca. Mientras que en el modelo dos se analiza la conexión precalificada a momento WUF-W.

Una conexión es aceptable y se clasifica como precalificada siempre que la unión sea capaz de absorber adecuadamente las solicitaciones producidas por las diferentes combinaciones de carga, que la deformación de los elementos no supere el 5 %, que la conexión sea rígida y capaz de desarrollar hasta un 80% de la capacidad de la conexión con una rotación que no supere los 0.04 radianes (American Institute of Steel Construction, 2016b). Igualmente se exige que la conexión seleccionada haga que las rótulas plásticas se formen alejadas de las columnas y sobre las vigas.

4.4.1 CONEXIÓN A MOMENTO NO PRECALIFICADA

El diseño de la conexión viga columna consta de una Columna de sección cuadrada de 300x300x20 mm, soldada a una viga VP2 tipo I400x180x8x15 mm (Elemento 19) y una viga VP1 tipo I380x150x8x15 mm (Elemento 23) tal como se muestra en la Figura 47. El Cortante y el Momento máximo que actúan sobre cada viga se eligen de los valores obtenidos del análisis estructural de la combinación sísmica del modelo uno tal como se muestra en la Tabla 20.

Figura 47. Posición de la Junta B2 Modelo Uno



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 20. Cortantes y Momentos Máximos y Mínimos en Vigas

Elemento	Valor	Unidad
Vy Máximo Elemento 19	169.76	KN
Mx Máximo Elemento 19	186.49	KN•m
Vy Mínimo Elemento 19	-169.28	KN
Mx Mínimo Elemento 19	-275.26	KN•m
Vy Máximo Elemento 23	75.41	KN
Mx Máximo Elemento 23	25.49	KN•m
Vy Mínimo Elemento 23	-75.60	KN
Mx Mínimo Elemento 23	-104.25	KN•m

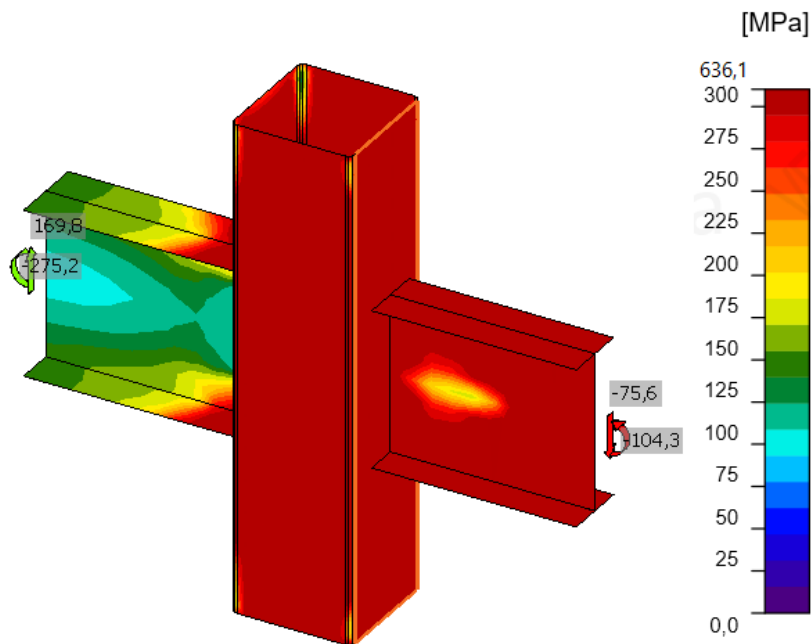
Fuente: Elaboración propia. Nota: (Vy) Cortante, (Mx) Momento.

Tras realizar el proceso de carga de las solicitaciones a la conexión se realiza el análisis y se obtienen los siguientes resultados:

- **Análisis de Esfuerzo Máximo en la Junta B2**

La tensión en el acero no puede superar el límite elástico. El límite elástico de diseño se obtiene al multiplicar $F_y = 350$ MPa por el factor de resistencia de $LRFD = 0.9$ (350 MPa \times $0.9 = 315$ MPa). En esta junta el esfuerzo mayor ocurre en la columna y en la viga VP1 (Elemento 23) llegando a un máximo de 636.1 MPa que corresponde a un 201.9% del límite elástico tal como se muestra en la Figura 48, por esta razón la junta no cumple.

Figura 48. Esfuerzo Máximo en la Junta B2

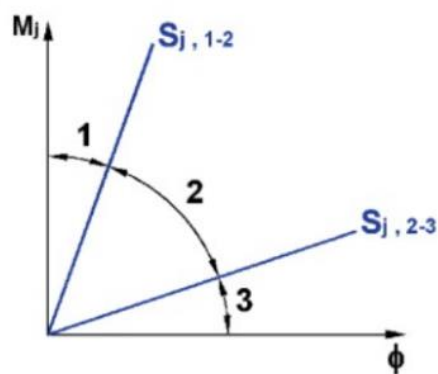


Fuente: Elaboración propia.

- **Diagrama de Rigidez**

De acuerdo al valor de la rigidez rotacional inicial S_j las conexiones pueden ser rígidas, semirrígidas y articuladas, las zonas límite entre un tipo y otro se muestra en la Figura 49.

Figura 49. Tipos de Conexiones según su Rigidez



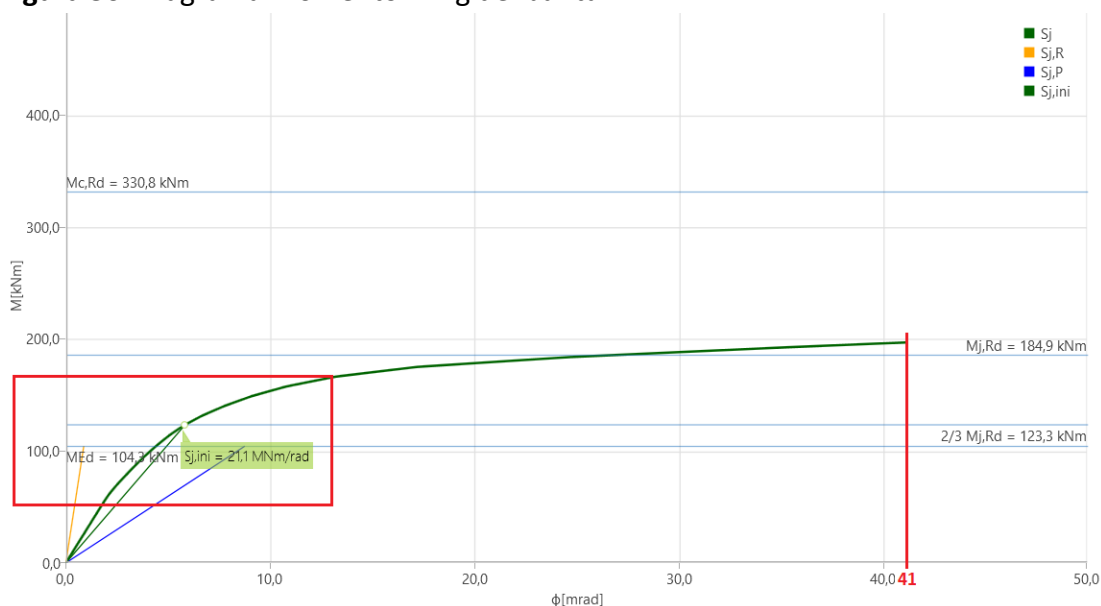
Donde:

- Zona 1. Uniones rígidas.
- Zona 2. Uniones semirrígidas
- Zona 3. Uniones articuladas

Fuente: Tomada de (CYPE Ingenieros, 2010)

Mediante el uso del software comercial se analiza la rigidez rotacional para la columna y el elemento 23. En el modelo 1 la rigidez rotacional inicial es de $S_j = 21.1$ MN•m/rad, ubicada en la zona 2 del diagrama momento-rigidez por lo que esta conexión es del tipo semirrígida. La máxima capacidad de rotación es $\phi_{cd} = 0.041$ rad, al ser mayor al valor de 0.04 rad no cumple con el requerimiento para ser una conexión precalificada tal como se muestra en la Figura 50.

Figura 50. Diagrama Momento – Rigidez Junta B2

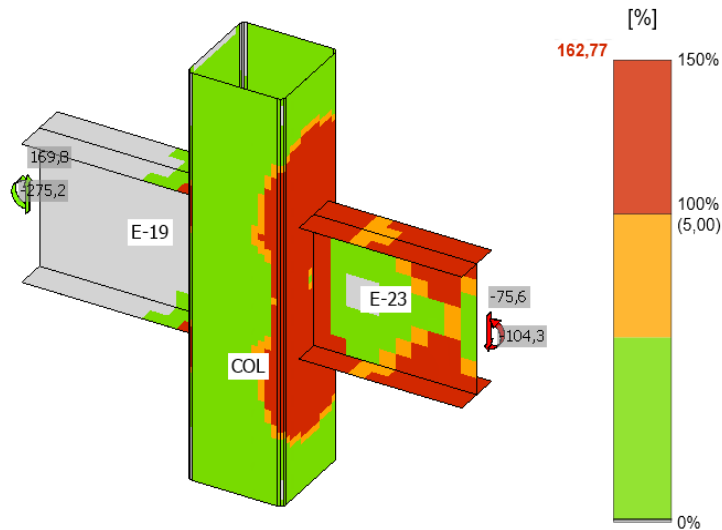


Fuente: Elaboración propia.

- **Verificación de la Deformación en la Junta B2**

La deformación plástica máxima en esta conexión es de 162.8% en las caras de la columna y patines de la viga VP1 (Elemento 23) según se muestra en la Figura 51. Lo que demuestra que los elementos no cumplen con el límite de deformación aceptable el cual no debe superar el 5%.

Figura 51. Deformación Máxima en la Junta B2

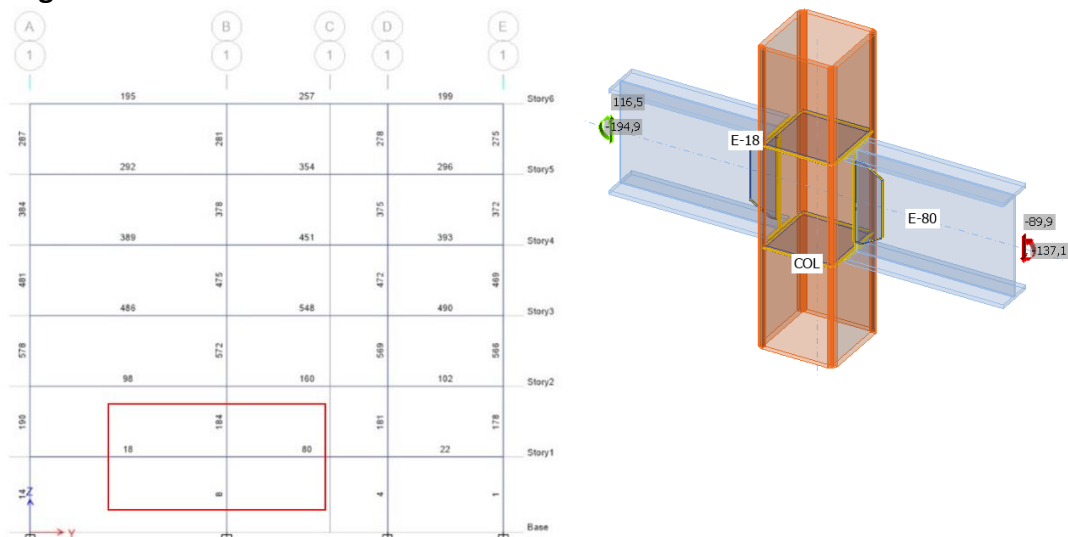


Fuente: Elaboración propia.

4.4.2 CONEXIÓN PRECALIFICADA WUF-W

El diseño de la conexión viga columna consta de una Columna de sección cuadrada de 300x300x20 mm, soldada a dos vigas VP3 tipo I400x150x8x15 mm (Elemento 18 y 80) tal como se muestra en la Figura 52. El Cortante y el Momento máximo que actúan sobre cada viga se eligen de los valores obtenidos del análisis estructural de la combinación sísmica del modelo dos tal como se muestra en la Tabla 21.

Figura 52. Posición de la Junta B1 Modelo Dos



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 21. Cortantes y Momentos Máximos y Mínimos en Vigas

Elemento	Valor	Unidad
Vy Máximo Elemento 18	116.46	KN
Mx Máximo Elemento 18	103.92	KN•m
Vy Mínimo Elemento 18	-106.58	KN
Mx Mínimo Elemento 18	-194.94	KN•m
Vy Máximo Elemento 80	72.17	KN
Mx Máximo Elemento 80	61.38	KN•m
Vy Mínimo Elemento 80	-89.88	KN
Mx Mínimo Elemento 80	-137.05	KN•m

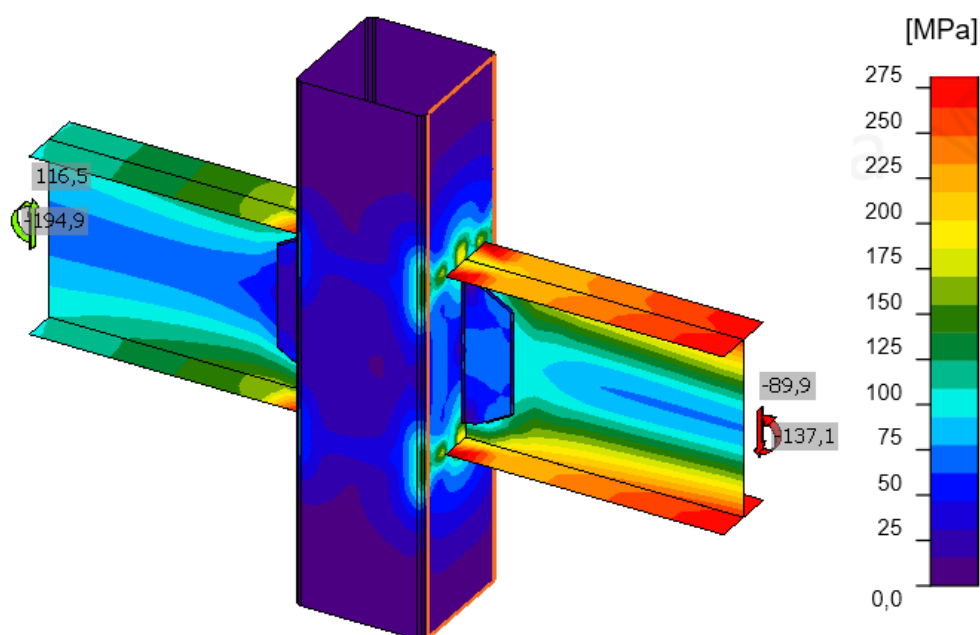
Fuente: Elaboración propia. Nota: (Vy) Cortante, (Mx) Momento.

Tras realizar el proceso de carga de las solicitaciones a la conexión se realiza el análisis y se obtienen los siguientes resultados:

- **Análisis de Esfuerzo Máximo en la Junta B1**

La tensión en el acero no puede superar el límite elástico. El límite elástico de diseño se obtiene al multiplicar $F_y = 350$ MPa por el factor de resistencia de $LRFD = 0.9$ (350 MPa \times $0.9 = 315$ MPa). En esta junta el esfuerzo mayor ocurre en los patines de la viga VP3 (Elemento 80) llegando a un máximo de 262.5 MPa que corresponde a un 83.3% del límite elástico tal como se muestra en la Figura 53, por esta razón la junta cumple ya que no excede el valor permisible.

Figura 53. Esfuerzo Máximo en la Junta B1

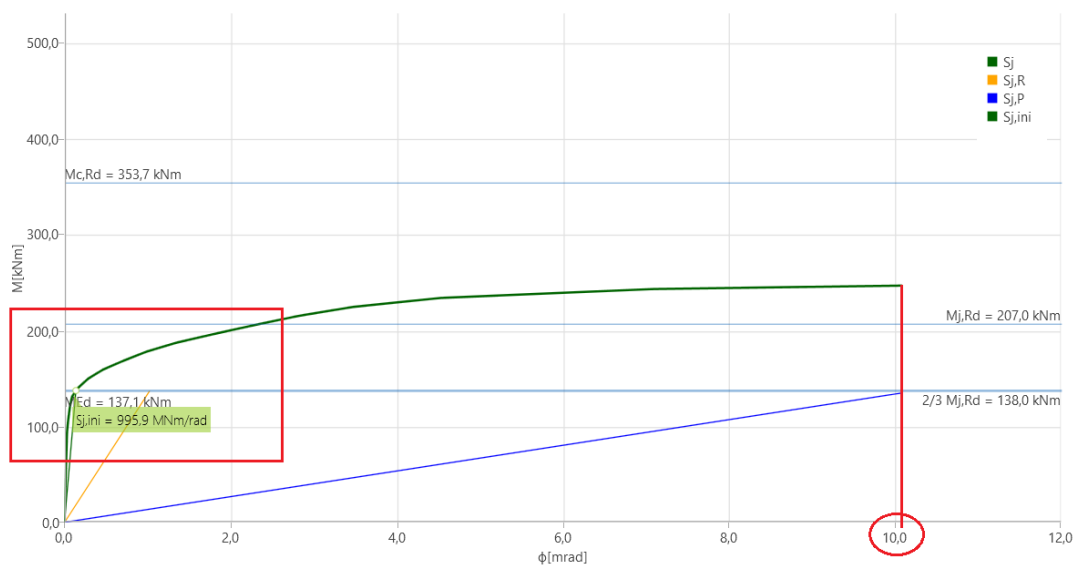


Fuente: Elaboración propia.

- **Diagrama de Rigidez**

Mediante el uso del software de elementos finitos se analiza la rigidez rotacional para la columna y el elemento 80. En el modelo 2 la rigidez rotacional inicial es de $S_j = 995.9 \text{ MN}\cdot\text{m}/\text{rad}$, ubicada en la zona 1 del diagrama momento-rigidez por lo que esta conexión es del tipo rígida. La máxima capacidad de rotación es $\phi_{cd} = 0.010 \text{ rad}$, al ser menor al valor de 0.04 rad cumple con el requerimiento para ser una conexión precalificada tal como se muestra en la Figura 54.

Figura 54. Diagrama Momento – Rigidez Junta B1

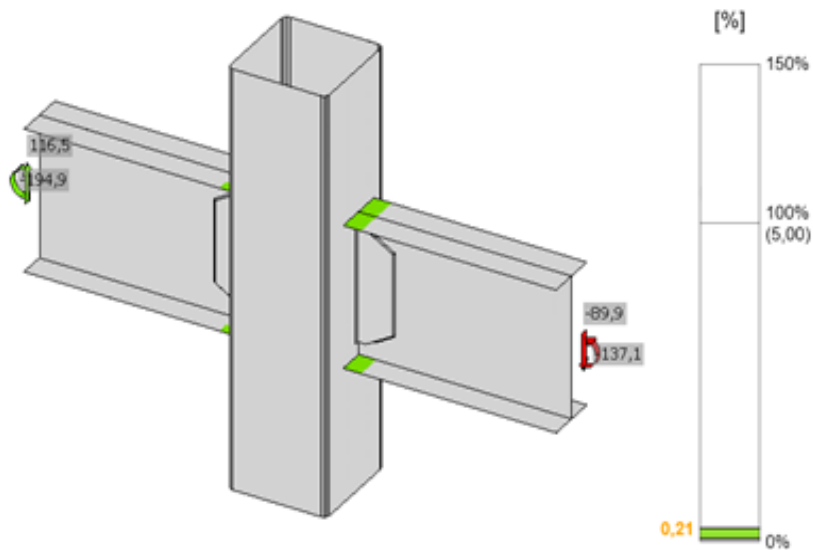


Fuente: Elaboración propia.

- **Verificación de la Deformación en la Junta B1**

La deformación plástica máxima en esta conexión es de 0.21% en los patines de la viga VP3 (Elemento 80) que se conectan a la columna según se muestra en la Figura 55. Lo que demuestra que los elementos cumplen con el límite de deformación aceptable el cual no debe superar el 5% .

Figura 55. Deformación Máxima en la Junta B1

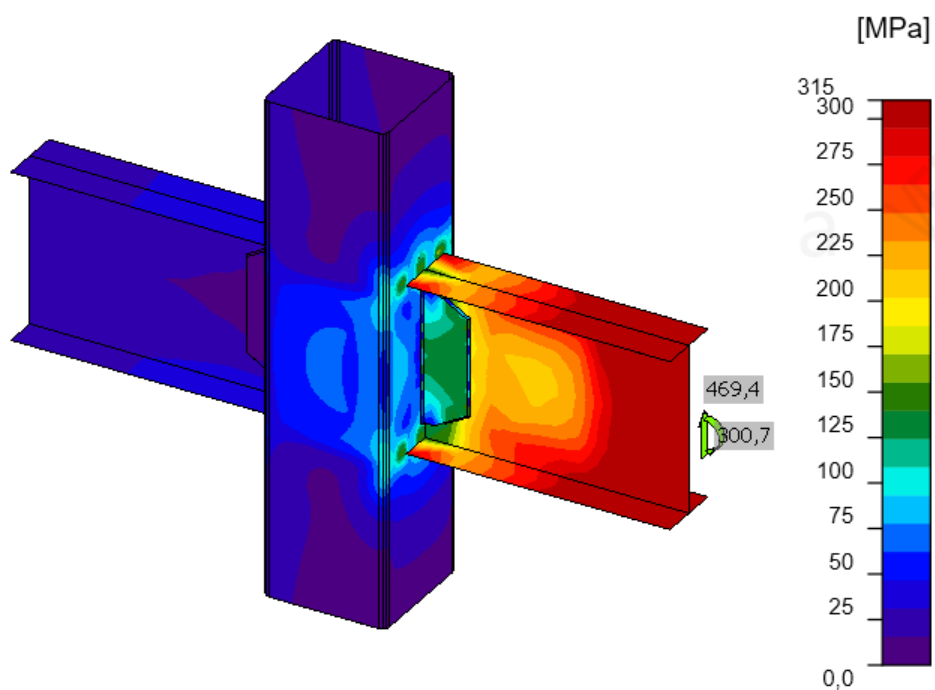


Fuente: Elaboración propia.

- **Formación de Rotula Plástica en Junta B1**

Para verificar la formación de la rótula plástica se provoca el fallo de la junta aumentando hasta el 85% las solicitaciones de carga tal como se visualiza en la Figura 56, se observa que la falla se produce lejos de la conexión, y tal como se desea la rótula plástica ocurre en la viga.

Figura 56. Formación de la Rótula Plástica en Junta B1



Fuente: Elaboración propia.

5. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Luego de realizar el cálculo estructural del edificio Septenario mediante un software comercial para cálculo de estructuras metálicas; y tras cumplir la normativa vigente, tanto para el modelo 1 con conexiones a momento como para el modelo 2 con conexiones combinadas a momento y corte, se obtienen los siguientes resultados:

- El peso total de la edificación en el modelo 1 tiene un 4.5% más de Kg/m^2 que el modelo 2. Lo que demuestra que diseñar edificios con conexiones combinadas bajo normativa disminuye el peso de las edificaciones. En la Tabla 22 se muestra el peso de cada edificación.

Tabla 22. Pesos Totales

Modelo	Peso (Kg)	Área de construcción (m^2)	Kg/m^2
Modelo 1	123883.86	2208	56.11
Modelo 2	118474.55	2208	53.66

Fuente: Elaboración propia.

- Las mayores derivas de piso de la edificación se presentan en el nivel 2 en ambos modelos, en el modelo 1 es igual a 0.011 y en el modelo 2 es igual a 0.012. Considerando que el valor aceptado por la normativa NEC-15 es de 0.02 por lo que los dos modelos cumplen con la deriva inelástica aceptada.

- En el cortante Basal de Piso existe un incremento del 33%, entre el modelo 1 que es igual a 38 toneladas y el modelo 2 que es igual a 28 toneladas. Con este resultado se optimiza la cimentación del modelo combinado en su diseño y construcción.

- En el análisis modal el periodo más bajo fue en el modelo 1, por lo que la edificación será más rígida, ambos modelos presentan una buena respuesta a la traslación de masa en el modo de vibración 1 y modo de vibración 2, por lo que se asegura que los dos modelos tendrán un buen comportamiento ante el evento sísmico sin presentar torsión.
- Los dos modelos cumplen con los criterios de diseño estructural de acuerdo a la normativa AISC 360-16 y AISC 341-16 y presentan resultados en gran parte similares tal como se visualiza en la Tabla 23.

Tabla 23. Resumen de Resultados

Variable	Modelo 1	Modelo 2	Unidades
Peso por m ²	56.1	53.65	Kg/m ²
Periodo Modo 1	2.19	2.76	s
Frecuencia	0.457	0.362	Hz
Deriva Máxima	0.011	0.012	-
Cortante de Piso	38.8	28.97	Tonelada

Fuente: Elaboración propia.

Luego de seleccionar la junta crítica en el modelo 1 con conexiones a momento y en el modelo 2 con conexiones combinadas a momento y corte; se analiza el comportamiento de la junta mediante un software comercial de conexiones metálicas y se obtienen los siguientes resultados:

- En el modelo 1 al analizar una conexión que no sigue los lineamientos de la normativa para conexiones precalificadas se obtienen los siguientes resultados: El esfuerzo máximo ocurre en la columna y la viga VP1 siendo un 201.9% del límite elástico. La capacidad de rotación máxima tiene un valor de 0.041 rad que supera el máximo sugerido por la normativa AISC 358-16 por lo que esta junta se clasifica como semirrígida. La deformación máxima es de 162.8% superando el 5% permitido y ocurre en la conexión de la columna con la viga. Con estos resultados se demuestra que la conexión no cumple las disposiciones de la normativa.
- En el modelo 2 (bajo normativa) se analiza la conexión precalificada WUF-W: El esfuerzo máximo ocurre en los patines de la viga VP3 siendo un 83.33% del límite elástico. La capacidad de rotación máxima tiene un valor de 0.01 rad por lo que la junta se clasifica como rígida. La deformación máxima no supera el 5% permitido tan solo es de 0.21% y ocurre en la conexión de la columna con la viga. Con estos resultados se demuestra que la conexión cumple las disposiciones de una junta precalificada de acuerdo con las solicitudes del capítulo 8 de la AISC 358-16.

6. CONCLUSIONES

- El mejor desempeño estructural del edificio se logra con el uso de conexiones combinadas, específicamente conectando toda la periferia a momento utilizando conexiones precalificadas WUF-W y con conexiones a corte o simples en la parte interior, de esta forma, se cumple con las disposiciones de la normativa NEC_SE_AC sección 3 que manifiesta el uso de este sistema para lograr construcciones más livianas.
- El uso de conexiones precalificadas, la comprobación del criterio columna fuerte viga-débil y la formación de rótulas plásticas en las vigas evidencia el buen comportamiento que tendrá la edificación ante un evento sísmico cumpliendo con lo que indica la normativa AISC 358-16.
- Utilizar un software comercial para el análisis de conexiones metálicas permite visualizar la importancia de diseñar una junta con placas de continuidad en la columna de sección cuadrada. Estas placas rigidizan la zona del panel de la conexión asegurando un mejor desempeño.
- Es importante llevar el diseño estructural hasta el análisis de conexiones y no únicamente hasta la comprobación de resistencia de los elementos, este tipo de análisis debe ser considerado por parte de los calculistas tal como lo sugieren las normativas vigentes ocupadas del análisis estructural en acero.

Finalmente, este documento pretende ser un aporte para el análisis estructural de edificios residenciales en la ciudad de Cuenca ya que fue dimensionado con perfiles disponibles en el medio y las conexiones soldadas analizadas son de las más utilizadas.

REFERENCIAS

- American Institute of Steel Construction. (2016a). Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications. www.aisc.org
- American Institute of Steel Construction. (2016b). Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. www.aisc.org
- American Welding Society. (2019). Código de soldadura estructural-Acero (24th ed.). https://pubs.aws.org/Download_PDFS/D1_1_D1_1M_2020_PV.pdf
- Banco Interamericano de Desarrollo. (2019). Ecuador reducirá el déficit de vivienda con apoyo del BID. <https://www.iadb.org/es/noticias/ecuador-reducira-el-deficit-de-vivienda-con-apoyo-del-bid#>
- Bermeo, G. (2018). Planos Arquitectónicos Edificio Septenario (pp. 1–7).
- Bonett, R. (2003). Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada. [Universitat Politècnica de Catalunya]. <https://upcommons.upc.edu/handle/2117/93542>
- Chazaro, C. (2019). Diseño de Conexiones. In Gerdau Corsa (pp. 1–25). https://www.gerdaucorsa.com.mx/sites/mx_gerdau/files/PDF/DISENO%20DE%20CONEXIONES_2019-min-min.pdf
- CYPE Ingenieros. (2010). CYPE 3D - Memoria de cálculo. www.cype.com
- El Mercurio. (2020). Municipio establece normas para construir edificios más altos en la ciudad. <https://elmercurio.com.ec/2020/01/20/municipio-establece-normas-para-construir-edificios-mas-altos-en-la-ciudad/>
- Federal Emergency Management Agency. (2000). Recommended Seismic Evaluation and Upgrade Criteria for Existing Welded Steel Moment-Frame Buildings. <https://www.nehrp.gov/pdf/fema351.pdf>
- Hernández, E. (2018). Diseño Sismorresistente de Estructuras de Acero (pp. 1–74).
- Instituto Nacional de Estadística y Censos. (2021, June 23). Encuesta de Edificaciones 2019. IDD-ECU-INEC-DECON-ENED-2019-v1.3. <https://anda.inec.gob.ec/anda/index.php/catalog/839>
- Medina, R., & Music, J. (2018). Determinación del nivel de desempeño de un edificio habitacional estructurado en base a muros de hormigón armado y diseñado

según normativa chilena. SCIELO, 63–77.

<https://scielo.conicyt.cl/pdf/oyp/n23/0718-2805-oyp-23-0063.pdf>

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2016). Guía práctica para el diseño de estructuras de acero.

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, & Cámara de la Industria de la Construcción. (2014a). Cargas No Sísmicas.

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, & Cámara de la Industria de la Construcción. (2014b). Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente. Dirección de Comunicación Social, MIDUVI. <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2015/02/NEC-SE-DS-Peligro-S%C3%ADsmico-parte-1.pdf>

Publicayo. (2022). Comunicación Estratégica.

<https://www.publicayo.com/tag/materiales/>