



# POSGRADOS

## MAESTRÍA EN INGENIERÍA MECÁNICA CON MENCION 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:

ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE LAS  
CONEXIONES CON PLACA SOLDADA  
PATÍN - ALMA MEDIANTE SIMULACIÓN  
DE ELEMENTOS FINITOS EN COLUMNAS  
TUBULARES RELLENAS DE HORMIGÓN Y  
VIGA TIPO I

AUTORES:

DIEGO FERNANDO CHICAIZA MACHUCA  
ISRAEL SANTIAGO VÉLEZ SISALIMA

DIRECTOR:

FREDDY PATRICIO MONCAYO MATUTE

CUENCA – ECUADOR  
2023



**Autores:****Diego Fernando Chicaiza Machuca**

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.

dchicaiza@est.ups.edu.ec

**Israel Santiago Vélez Sisalima**

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.

ivelez@est.ups.edu.ec

**Dirigido por:****Freddy Patricio Moncayo Matute**

Ingeniero Mecánico.

Máster en Ingeniería Mecánica.

fmoncayo@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

DIEGO FERNANDO CHICAIZA MACHUCA

ISRAEL SANTIAGO VÉLEZ SISALIMA

Estudio del comportamiento de las conexiones con placa soldada patín - alma mediante simulación de elementos finitos en columnas tubulares rellenas de hormigón y viga tipo I

## **DEDICATORIA**

A mis padres Miguel y Carmen por siempre estar ahí conmigo con su aliento constante.

A mis hermanas, Jessica y Nayeli, y a mi hermano mayor Homero por siempre guiarme y animarme a seguir adelante.

Al amor de mi vida, mi querida esposa Priscila, por su paciencia, comprensión e infinito amor. “Gracias Totales”

A mis tres bolitas Fernanda, Sebastián y María Paz por ser el motor de mi vida, para ellos “los obstáculos son puentes que solo al cruzarlos se ven las satisfacciones de nunca darse por vencidos”.

A toda mi familia, por siempre darme su apoyo.

En memoria de Papito Manuel (1918-2023)

**DIEGO FERNANDO**

## **DEDICATORIA**

A Dios y a la Santísima Virgen María que, por medio de su gran amor, me ha dado la vida, la sabiduría y el discernimiento necesario para poder entender que todo viene de ellos.

A mi querida madre Cecilia, que con su ejemplo me ha enseñado que todo es alcanzable y que cada momento es importante, en especial los momentos difíciles que forjan la persona que somos.

A mi hermano David por todo el apoyo brindado en todas las etapas de estudio y en todos esos momentos difíciles que me ayudaron a entender las etapas de la vida; además que siempre me dice “que las cosas no son fáciles, que todo se puede cumplir con esfuerzo y dedicación, y al final siempre hay una recompensa”.

A mi familia que siempre han estado en todas las locuras de la juventud y sobre todo el saber que siempre están ahí para mí en todos los momentos necesarios.

**ISRAEL SANTIAGO**

---

## **AGRADECIMIENTO**

A Dios por permitirme terminar una etapa más de mi vida profesional.

A mi negrita Priscila ya que sin ella no hubiese podido enrumbarme en la consecución de este objetivo.

Al Ing. Freddy Moncayo por su valioso asesoramiento para la conclusión de este trabajo.

A los profesores y compañeros de la Universidad Politécnica Salesiana por sus aportes para mi formación tanto personal como académica.

**DIEGO FERNANDO**

## **AGRADECIMIENTO**

A Dios Padre por darme la vida y ser ese pilar espiritual en los momentos, especialmente en los más difíciles que se han dado durante este proceso.

A mis padres, mi hermano y mi abuelito José que está en el cielo, agradecerles su apoyo en mi estudios y formación personal a lo largo de mi vida, por estar siempre en los pequeños y grandes momentos y cada uno de mis logros alcanzados, gracias por su preocupación, paciencia y todo el cariño compartido.

A la Universidad Politécnica Salesiana por brindarme la oportunidad de continuar con mis estudios para formarme como profesional y un buen ser humano.

Al Ingeniero Freddy Moncayo por todo el apoyo y colaboración brindado durante la realización del proyecto de titulación, por sus enseñanzas y su experiencia impartida durante las tutorías.

**ISRAEL SANTIAGO**

# TABLA DE CONTENIDO

|  |    |
|--|----|
| Resumen .....  | 12 |
| Abstract .....   | 13 |
| 1. Introducción .....  | 14 |
| 2. Determinación del Problema.....   | 16 |
| 3. Marco teórico referencial.....  | 19 |
| 3.1 Tipos de conexiones de acero.....  | 19 |
| 3.2 Conexiones de momento.....   | 23 |
| 3.2.1 Conexiones completamente restringidas FR.....  | 24 |
| 3.2.1 Conexiones parcialmente restringidas PR.....   | 25 |
| 3.3 Conexiones viga-columna .....  | 27 |
| 3.1 Pórticos de acero resistentes a momento .....  | 29 |
| 3.1.1 Placas de continuidad.....   | 33 |
| 3.1.2 Panel nodal .....  | 34 |
| 3.2 Columnas de sección tubular.....   | 36 |
| 3.3 Histéresis.....  | 38 |
| 3.4 Método de análisis por elementos finitos .....   | 41 |
| 4. Materiales y metodología.....   | 44 |
| 4.1 Paradigma de la investigación .....  | 44 |
| 4.2 Tipo y diseño de investigación.....  | 44 |
| 4.3 Población.....   | 45 |
| 4.4 Técnica e instrumento de recolección de datos.....   | 45 |
| 4.4.1 Criterios para cálculo de pórtico especial resistente a momento<br>(ANSI/AISC 360 y 341) ..... | 46 |
| 4.5 Análisis de los datos.....   | 52 |
| 5. Resultados y discusión.....   | 54 |
| 5.1 Pórtico especial resistente a momento (SMF).....   | 54 |
| 5.1.1 Geometría del pórtico .....  | 54 |
| 5.1.2 Propiedades de los materiales .....  | 55 |
| 5.1.3 Definición de los parámetros de perfiles de doble T .....                                      | 55 |
| 5.1.4 Definición de perfiles a utilizar .....  | 56 |
| 5.1.5 Definición de casos de carga .....   | 58 |

|        |  |     |
|--------|--|-----|
| 5.1.6  | Cargas gravitacionales aplicadas .....                               | 59  |
| 5.1.7  | Fuente de masa .....   | 60  |
| 5.1.8  | Acción sísmica.....  | 61  |
| 5.1.9  | Combinación de cargas.....   | 70  |
| 5.1.10 | Efecto P-Delta .....   | 72  |
| 5.1.11 | Brazos Rígidos.....  | 73  |
| 5.1.12 | Preferencias para el diseño en acero .....                           | 73  |
| 5.1.13 | Diafragmas Rígidos .....   | 74  |
| 5.1.14 | Factor de ajuste LRDF-ASD ( $\alpha_s$ ).....                        | 74  |
| 5.1.15 | Zona de Estudio .....  | 74  |
| 5.1.16 | Grados de libertad XZ Plane .....                                    | 75  |
| 5.1.17 | Casos a analizar .....   | 75  |
| 5.1.18 | Revisión de la respuesta dinámica .....                              | 76  |
| 5.1.19 | Diseño sismorresistente de vigas .....                               | 83  |
| 5.1.20 | Diseño sismorresistente de columnas.....                             | 93  |
| 5.1.21 | Definición de rótulas plásticas.....                                 | 120 |
| 5.1.22 | Relación de momentos en la junta viga-columna .....                  | 121 |
| 5.1.23 | Cálculo de la sumatoria de momentos de las vigas en la junta .....   | 121 |
| 5.1.24 | Cálculo de la sumatoria de momentos de las columnas en la junta..... | 123 |
| 5.1.25 | Diseño de la conexión con placas en patín y almas .....              | 124 |
| 5.1.26 | Revisión de la zona panel .....                                      | 127 |
| 5.1.27 | Demanda de la zona panel .....                                       | 127 |
| 5.1.28 | Resistencia de la zona panel.....                                    | 129 |
| 5.1.29 | Revisión de la relación demanda/capacidad.....                       | 130 |
| 5.1.30 | Planchas de continuidad.....   | 131 |
| 5.2    | Diseño de propuesta de edificación .....                             | 137 |
| 5.2.1  | Validación demanda capacidad.....                                    | 137 |
| 5.2.2  | Validación derivas de piso .....                                     | 142 |
| 5.2.3  | Validación columna fuerte viga débil .....                           | 143 |
| 5.3    | Diseño de conexión viga-columna .....                                | 143 |
| 5.3.1  | Descripción geométrica de las conexiones .....                       | 144 |
| 5.3.2  | Propiedades mecánicas de los materiales .....                        | 149 |
| 5.3.3  | Condiciones de borde.....  | 152 |
| 5.3.4  | Protocolo de carga.....  | 154 |
| 5.3.5  | Mallado de los elementos .....                                       | 157 |



---

|       |  |     |
|-------|--|-----|
| 5.3.6 | Contacto entre las piezas .....              | 159 |
| 5.4   | Análisis de la conexión .....                | 160 |
| 5.4.1 | Evaluación de histéresis .....               | 160 |
| 5.4.2 | Evaluación de los esfuerzos .....            | 164 |
| 5.4.3 | Deformación plástica de las conexiones ..... | 176 |
| 6.    | Conclusiones.....                            | 178 |
| 7.    | Recomendaciones.....                         | 180 |
|       | Referencias .....                            | 181 |

ESTUDIO DEL  
COMPORTAMIENTO DE  
LAS CONEXIONES CON  
PLACA SOLDADA PATÍN  
– ALMA MEDIANTE  
SIMULACIÓN DE  
ELEMENTOS FINITOS  
EN COLUMNAS  
TUBULARES RELLENAS  
DE HORMIGÓN Y VIGA  
TIPO I

---

AUTOR(ES):

DIEGO FERNANDO CHICAIZA  
MACHUCA

ISRAEL SANTIAGO VÉLEZ SISALIMA

## RESUMEN

El presente estudio analiza el comportamiento de conexiones con placa soldada patín – alma mediante el método de elementos finitos en columnas tubulares rellenas de hormigón y viga tipo I. Se realizó un estudio analítico del comportamiento dinámico estructural de un pórtico especial a momento en 5 niveles con perfilería estructural HEB para las columnas y viga tipo IPE acorde a los requerimientos establecidos de la norma AISC-316, ANSI-341 y la norma ecuatoriana NEC-2015. Se realizó la validación mediante un software especializado del proceso de diseño de la estructura de pórtico especial. Posteriormente, se reemplazaron los perfiles estructurales adecuando a la situación constructiva real del Ecuador. Se realizó modelos 3D del sistema estructural y de los elementos de conexiones metálicas para la evaluación mediante el análisis de elementos finitos y someterlo a pruebas virtuales bajo los protocolos de la AISC 341-16 y FEMA 350. La evaluación de las conexiones mostró que no cumplían con el criterio de resistencia a la flexión a 0.04 rad, pero superaban el 80 % del momento plástico a 0.02 rad. Por esto, las conexiones soldadas con placa en el patín y alma pueden ser válidas para una edificación tipo pórtico intermedio en zonas de moderada sismicidad. Además, se observó que las columnas rellenas de hormigón optimizan los elementos estructurales en términos de dimensionamiento; sin embargo, no contribuyen significativamente a las conexiones soldadas debido al desarrollo posterior de las rotulas plásticas.

**Palabras clave:** conexiones de acero, construcción antisísmica, comportamiento de conexiones, placa soldada patín-alma, diagrama de histéresis.

## ABSTRACT

---

The present study analyzes the behavior of welded flange - web plate connections by means of the finite element method in rounded columns filled with concrete and I-beam. The analytical assessment of the dynamic structural behavior of a special frame for 5 stories, it was carried out with HEB structural profiles for the IPE-type columns and beam, under the established requirements of the AISC-316, ANSI-341 and the Ecuadorian Standards NEC-2015. The analysis was carried out using specialized software for the entire design of the special frame structure. Then the structural profiles were changed, adapting to the real construction scenario of Ecuador. The 3D model of the structural system and the connection elements were made to carry out a finite element analysis and submit them to virtual evaluation under the AISC 341-16 and FEMA 350 protocols. The evaluation of the connections showed that they did not meet the criteria of resistance to bending at 0.04 rad, but exceeded 80% of the plastic momentum at 0.02 rad. For this reason, the connections of welded flange - web plates can be valid for an intermediate frame-type building in areas of moderate seismicity. It was observed that the columns filled with concrete optimize the structural elements in terms of dimensioning; however, they do not contribute significantly to welded connections due to the later development of plastic hinges.

**Keywords:** steel connections, anti-seismic construction, connection behavior, flange-web welded, hysteresis diagram.

# 1. INTRODUCCIÓN

Los perfiles estructurales tubulares o de sección hueca constituyen actualmente uno de los más efectivos en términos de resistencia de carga axial de compresión debido a su geometría. Entre sus ventajas destacan radios de giro mayores en comparación con los perfiles abiertos de dimensiones similares; facilidad para su producción, una adecuada versatilidad en diseño y un mayor momento polar de inercia mayor. Sin embargo, en el sector de la construcción ecuatoriana, estas no se ajustan a las normativas correspondientes, lo que pone en riesgo la seguridad y estabilidad de las estructuras.

En Ecuador, las construcciones en acero son cada vez más habituales en edificaciones destinadas para distintos fines: vivienda, centros comerciales, etc.; no obstante, estas presentan soldaduras de filete y no se ajustan adecuadamente a las recomendaciones para generar estructuras rígidas. Además, existen estudios que han demostrado conexiones entre perfiles tubulares con soldaduras directas cuyo rendimiento es menor al buscado en conexiones rígidas (Arnal, 2017).

Por ello, el presente trabajo tiene como objetivo realizar un estudio del comportamiento de las conexiones con placa soldada patín – alma mediante simulación de elementos finitos en columnas tubulares rellenas de hormigón y viga tipo I. Esto se llevó a cabo mediante el análisis del comportamiento dinámico - estructural de una edificación tipo pórtico especial a momento de 5 niveles para determinar la geometría de la columna tubular rellena de hormigón y de la viga tipo I con los requerimientos establecidos en la norma sísmica NEC-15 y el AISC 360 – 16. También se realizó una modelación numérica en software de elementos finitos tanto de la conexión con placas soldadas patín – alma. Finalmente, se compararon las simulaciones numéricas en relación con el comportamiento de histéresis de las vigas y conexiones en torno a la relación fuerza-desplazamiento.

El presente informe está organizado en apartados. Inicialmente, se establece la determinación del problema, donde se detalla la problemática a analizar y estudiar; el

segundo apartado corresponde al marco teórico referencial, en el cual se establecen los aspectos teóricos y definiciones que son relevantes para el estudio. Posteriormente, el marco metodológico detalla los procedimientos realizados para obtener datos sobre el comportamiento de las conexiones mencionadas. Más adelante se exponen los resultados del estudio; y, a partir de ellos, se establecen las conclusiones y recomendaciones respectivas.

## 2. DETERMINACIÓN DEL PROBLEMA

Debido a los beneficios y ventajas que presenta el uso del acero en la construcción (Serrano et al., 2021), la utilización de columnas tubulares rellenas de hormigón ha aumentado considerablemente durante los últimos años en las edificaciones para diversos fines (De Naridin y El Debs, 2004; Torres et al. 2018), lo que también sucede en Ecuador. Estas conexiones deben estar debidamente calificadas según las normas constructivas nacionales correspondientes (NEC-SE-DS), pues son las responsables de resistir los esfuerzos de corte y los momentos flectores.

Las normativas más modernas consideran la evidencia para sugerir métodos constructivos más seguros; aquellas que rigen las conexiones metálicas son las normas AISC-358, en donde se establecen todos los criterios constructivos a considerar, además de las limitaciones, alcances y requisitos al momento de utilizar conexiones metálicas, de modo que las estructuras puedan trabajar en el rango inelástico con estabilidad y puedan disipar adecuadamente la energía.

Sin embargo, muchas de las estructuras construidas actualmente no se ajustan a dicha normativa; estas son elaboradas con soldadura de filete, tal como plantea Bowen (2020), de modo que no se utiliza la soldadura de penetración completa, como se indica en la normativa. Las conexiones de acero son los elementos más costosos en lo que respecta a las construcciones de acero, de modo que el costo total de estas está determinado por el tipo de conexión que se lleve a cabo (Lugo & Botello, 2016); por ello, suele ser un aspecto en el que se busca utilizar modelos más simples y menos costosos para la construcción.

Se ha evidenciado el uso de conexiones viga en columna que utilizan placas soldadas en patín y en alma; como Lugo y Botello (2016) plantean, estas conexiones aportan rigidez a las paredes de la columna, de modo que evitan las distorsiones de la sección transversal; junto con esto, disminuyen la concentración de esfuerzos en la conexión, mejorando el comportamiento estructural frente a fallas frágiles y



locales. Sin embargo, no existen estudios o evidencia aún contundente de esta conexión que permita constatar su eficacia como conexión rígida o parcialmente rígida.

Luego del terremoto de 2011 en la región de Tohoku denominado gran terremoto de Japón oriental, se constató que las estructuras con conexiones viga – columna rígidas en pórticos a momento con columnas tubulares y vigas tipo I resistieron adecuadamente a este evento (Gallegos et al., 2019); sin embargo, se ha documentado en distintas investigaciones que estas conexiones son débiles y pueden presentar fracturas que derivan en daños significativos ante eventos como sismos o similares si no se implementan adecuadamente (Arnal, 2017; Tapia et al., 2020).

Por ello, en el presente trabajo se realiza un estudio del comportamiento de las conexiones con placa soldada patín – alma mediante simulación de elementos finitos en columnas tubulares rellenas de hormigón y viga tipo I. Para ello, se establecieron como objetivos específicos i) analizar el pórtico resistente a momento SMF bajo lineamientos de la AISC/ANSI 360-341; ii) modelar mediante elementos finitos la conexión soldada patín y alma en columnas cuadradas y rectangulares compuestas; y iii) obtener las curvas de histéresis y diagrama momento – rotación de los modelos a analizar.

La relevancia de este trabajo radica en que en el código AISC 358-16 solo se consideran dos conexiones precalificadas para aplicaciones sísmicas que utilizan columnas tubulares, que son ConXL y SidePlate, y estas son de costo elevado; esto implica que no hay recomendaciones para la elaboración de conexiones rígidas como las planteadas en este estudio, que permitan que estas generen rótulas plásticas para obtener diagramas de histéresis estables.

Dado el alto riesgo sísmico que presenta Ecuador, es fundamental que se estudie el comportamiento de las estructuras y sus conexiones para su uso seguro. De igual manera, estos estudios son necesarios para que existan en el mercado nacional opciones de conexiones a secciones de columnas tubulares rellenas de hormigón

circulares y rectangulares, además, construcción y montaje sencillos, permitiendo con ello que los costes totales de las estructuras sean menores y logre construirse con principios de eficiencia.

## 3. MARCO TEÓRICO REFERENCIAL

En el presente capítulo se expone una síntesis de los principales elementos teóricos que permiten enmarcar conceptualmente al problema en estudio. En primer lugar, se definen las conexiones de acero y se describen los distintos tipos existentes; posteriormente, se describen en particular las conexiones de momento, las conexiones de viga – columna, los pórticos de acero resistentes a momento y las columnas de sección tubular. De igual manera, se expone la conceptualización de histéresis y se describe el método de análisis por elementos finitos.

### 3.1 TIPOS DE CONEXIONES DE ACERO

El acero corresponde a una combinación entre hierro, carbono y otros elementos en proporciones mínimas, como el boro, molibdeno, entre otras (McCormac y Csernak, 2013); una de sus particularidades es la ductilidad; es decir, puede presentar muchas deformaciones unitarias previo a presentar fallas en caso de aplicación de cargas axiales (Valencia, 2010). Por esto, se ha utilizado consistentemente para la construcción, y el uso a nivel estructural ha aumentado durante las últimas décadas.

Las conexiones de acero corresponden a aquellos componentes que se utilizan para unir; incluyen a los elementos que son directamente afectados, como vigas y columnas, a los elementos que establecen la conexión, como las placas de unión, y a los conectores, como son los tornillos, pasadores o bien la soldadura [3]. La AISC (Alacero, 2016) las define como toda: “combinación de elementos estructurales y elementos de unión usados para transmitir fuerzas entre dos o más miembros” (p. 36). En la Figura 1 se observa un esquema de conexión de miembros de acero de momento en pórticos, a modo de ejemplo.

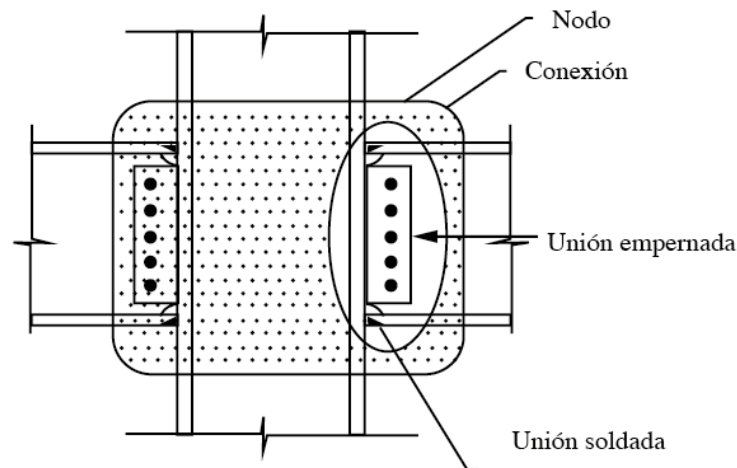


Figura 1. Conexión de acero (a momento en pórtico). En Loges (2017).

En Clavijo (2016) se plantea que una conexión es la combinación entre los elementos que forman parte de la estructura y la unión, que son los que transmiten las fuerzas axiales ya sean de tensión o compresión, los momentos flectores u otras, como fuerzas cortantes, torsión, etc., las que pueden actuar de forma individual o combinada.

Como Lugo y Botello (2016) plantean, las conexiones suelen ser estáticamente indeterminadas, de modo que tanto fuerzas como esfuerzos internos se asocian directamente con la deformación relativa de sus componentes. Así, las conexiones en términos generales limitan la rotación de los extremos de los miembros que está conectados, lo que puede clasificarse en función del grado de restricción en: conexiones rígidas, simples o semirrígidas (Vinnakota, 2006).

En este contexto, las conexiones simples corresponden a aquellas que transmiten los momentos con magnitudes que son despreciables (Alacero, 2016); es decir, son parcialmente restringidas, pero su grado de restricción puede ignorarse, de modo que se considera flexible y libre para generar rotación. Por ello, tal como McCormac y Csernak (2013) plantean, no constituyen conexiones resistentes a momento.

Por lo mencionado, la realidad es que toda conexión presenta algún grado de resistencia; es decir, todas son parcialmente restringidas. Las que son clasificadas como tal son aquellas que son capaces de transferir momento, aunque con rotaciones no despreciables. Por último, la considerada rígida es aquella que

transfiere momento sin presentar rotación (siempre existe rotación, aunque esta es mínima o despreciable en este caso). En la Figura 2 se observa una curva típica de momento-rotación (a) y una comparativa para cada uno de estos tipos de conexiones (b).

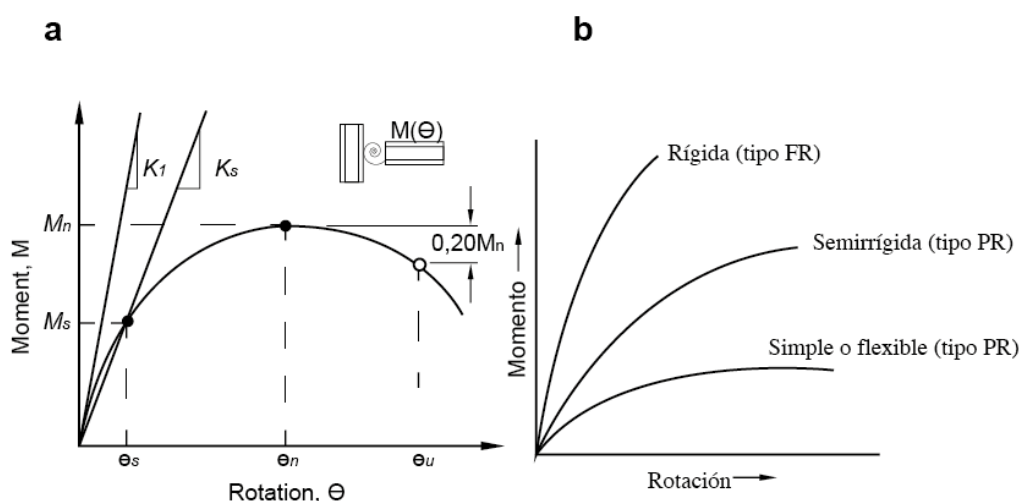


Figura 2 . Diagrama momento-rotación, a) modelo de curva momento-rotación y b) Curvas de momento-rotación para cada tipo de conexión. En AISC (2016); McCormac y Csernak (2013).

La clasificación de las conexiones, como se indica en AISC (2016), considera los criterios de rigidez, resistencia y ductilidad que presentan.

La rigidez con inicial que presenta una conexión ( $K_i$ ) no representa la respuesta que esta tiene en cuando a rigidez debido a que las conexiones presentan comportamientos no lineales. Por ello, la rigidez secante ( $K_s$ ) es el índice que se considera para caracterizar adecuadamente a una conexión según su rigidez. Así,  $K_s$  está dada por:

$$K_s = \frac{M_s}{\theta_s} \quad (1)$$

Donde:

$M_s$ : momento en cargas de servicios

$\theta_s$ : rotación a cargas de servicios

La resistencia, por su parte, corresponde al máximo momento que la conexión es capaz de soportar ( $M_n$ ). Para su determinación pueden usarse modelos de límite último o bien con pruebas físicas. Cuando la respuesta momento-rotación no ofrece una carga máxima, se entiende que es el momento para una rotación de 0.02 rad, tal como lo indica la AISC (2016).

Con respecto a la ductilidad, se establece que cuando la resistencia de la conexión sobrepasa por completo la resistencia del momento de la viga, puede esta ser considerada como elástica. En caso de que la resistencia exceda marginalmente el límite del momento plástico de la viga, esta puede presentar deformaciones inelásticas sustanciales previo a su resistencia máxima. En caso de que la resistencia de la viga exceda la resistencia de la conexión, las deformaciones, como indica la AISC (2016) se ubicarán en la conexión.

En McCormac y Csernak (2013) se plantea que, tradicionalmente, la rigidez de las conexiones y su clasificación en torno a esta se estimaba en términos de porcentajes; es decir, se considera la regla de que las conexiones simples tienen una rigidez comprendida entre el 0 y el 20 %, las conexiones semirrígidas van desde el 20 al 90 % y entre el 91 y el 100 % podían ser consideradas rígidas. Para estimar de forma más adecuada, se han desarrollado modelos teóricos para valorar la rotación de las conexiones; no obstante, siguen siendo fundamentales las pruebas físicas para estimar adecuadamente las respuestas.

Clavijo (2016) plantea que la selección de las conexiones debe seguir determinados parámetros a considerar de acuerdo con la función que van a cumplir; entre estos destacan la selección de los elementos de unión de las conexiones, la complejidad o sencillez del montaje, la funcionalidad de los miembros conectados y de los elementos de conexión y el costo. En términos generales, en las edificaciones de acero se utilizan comúnmente conexiones que permiten como sujetadores a las soldaduras y los tornillos (sin torrear y de alta resistencia) (McCormac y Csernak, 2013).

Valencia (2006) destaca como conexiones de acero las siguientes:

- Conexiones a cortante
- Conexiones a tensión y compresión
- Conexiones a momento viga-columna
- Otras conexiones a momento
- Conexiones parcialmente restringidas
- Conexiones completamente restringidas

Para este trabajo se considerarán las conexiones de momento, debido a que son aquellas recomendadas para las edificaciones en acero, pues, transmite el flector de fuerzas, donde la columna actúa como soporte principal y la viga es soporte en orientación adyacente (Alacero, 2016).

## 3.2 CONEXIONES DE MOMENTO

La AISC (Alacero, 2016) define a las conexiones de momento como aquellas que son capaces de transmitir momentos flectores a través de los miembros que se encuentran conectados. Estas son utilizadas en conexiones de viga a columna y en empalmes, ya sean entre columnas o entre vigas (Clavijo, 2016).

Dentro de las conexiones de momento que existen y se utilizan habitualmente son (Clavijo, 2016):

- Conexiones de patín soldado
- De placa de patín apernada
- De placa de patín soldado
- De T cortada
- De ángulo en patín
- De placa en extremo

Cuando son utilizadas para pórticos de acero estructural, Jaramillo y Meneses (2008) plantean que la deformación rotacional de las conexiones a momento debe

ser de hasta 0.04 rad; además, detalla que estas deben resistir los momentos plásticos  $M_p$  de modo tal que:

$$M_p = Z_e \cdot F_y \cdot C_{pr} R_y \quad (2)$$

Donde:

$M_p$ : momento plástico esperado para presencia de articulación.

$C_{pr}$ : factor de esfuerzo para conexión que tiene en cuenta el endurecimiento debido a la deformación y otras características de la conexión.

$R_y$ : coeficiente provisto por AISC para el material de que está elaborada la viga.

$Z_e$ : módulo plástico de la conexión en la articulación plástica.

### 3.2.1 CONEXIONES COMPLETAMENTE RESTRINGIDAS FR

Estas conexiones de momento son definidas por la AISC (2016) como aquellas que son capaces de transferir momento sin rotación de carácter apreciable a través de los miembros que se encuentran conectados. Así, teóricamente estas conexiones presentan transferencias de prácticamente el 100 % del momento al empotrarse, además de evitar la rotación; esto implica que la conexión es capaz de generar la continuidad entre los componentes de una estructura en una edificación.

Algunas de estas conexiones más habituales se muestran en la Figura 3:



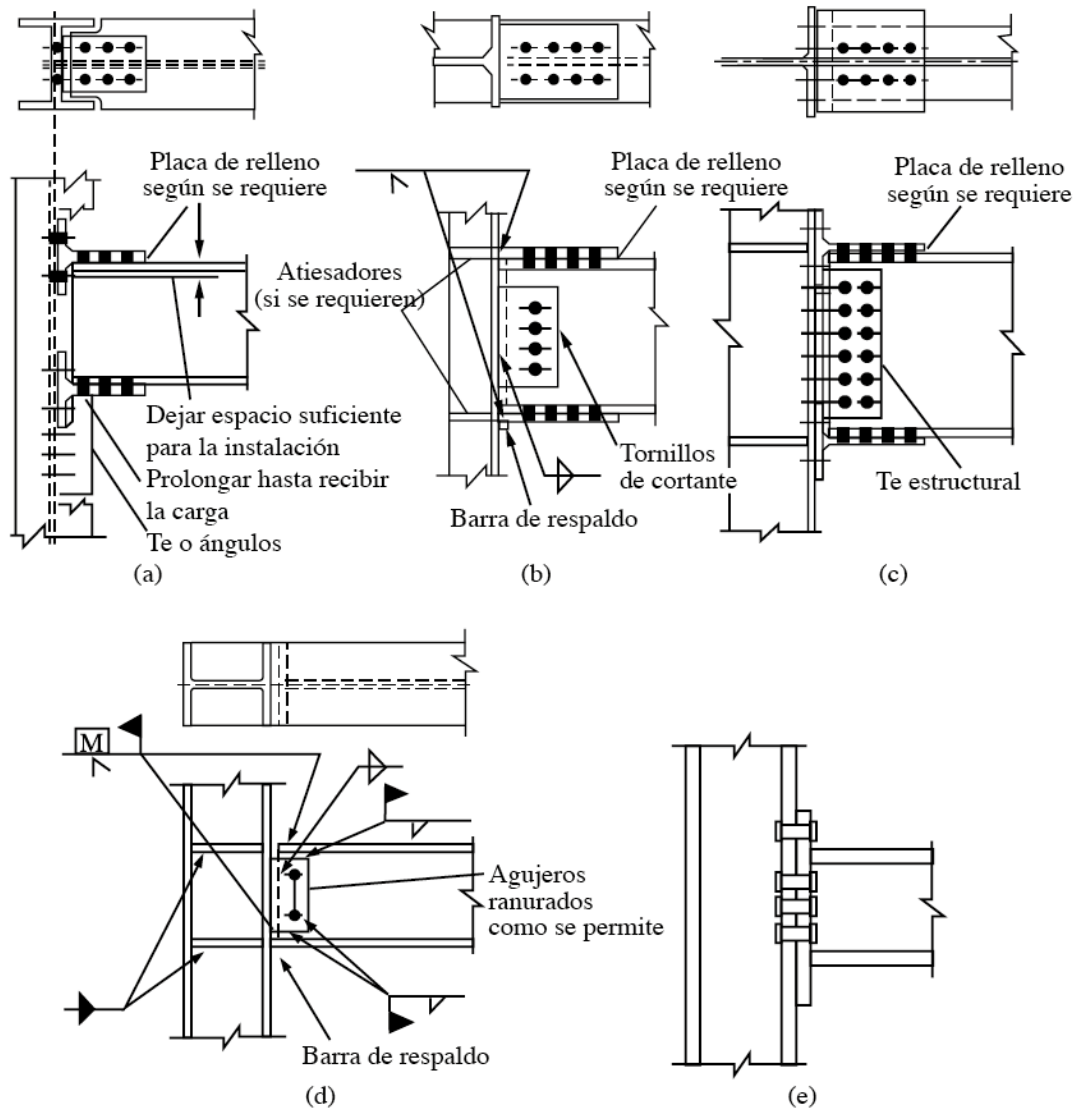


Figura 3 . Conexiones FR. En McCormac y Csernak (2013).

### 3.2.1 CONEXIONES PARCIALMENTE RESTRINGIDAS PR

Las conexiones de momento parcialmente restringidas son definidas por la AISC (Alacero, 2016) como aquellas que son capaces de transferir momento presentando una rotación que no es despreciable a través de los miembros que se encuentran conectados. En esta clasificación se incluyen las conexiones simples y las conexiones semirrígidas (McCormac y Csernak, 2013).

Estas conexiones presentan una resistencia importante a la rotación del extremo, de modo que presenta momentos límites considerables. Algunos de los tipos más comunes se presentan en la Figura 4.

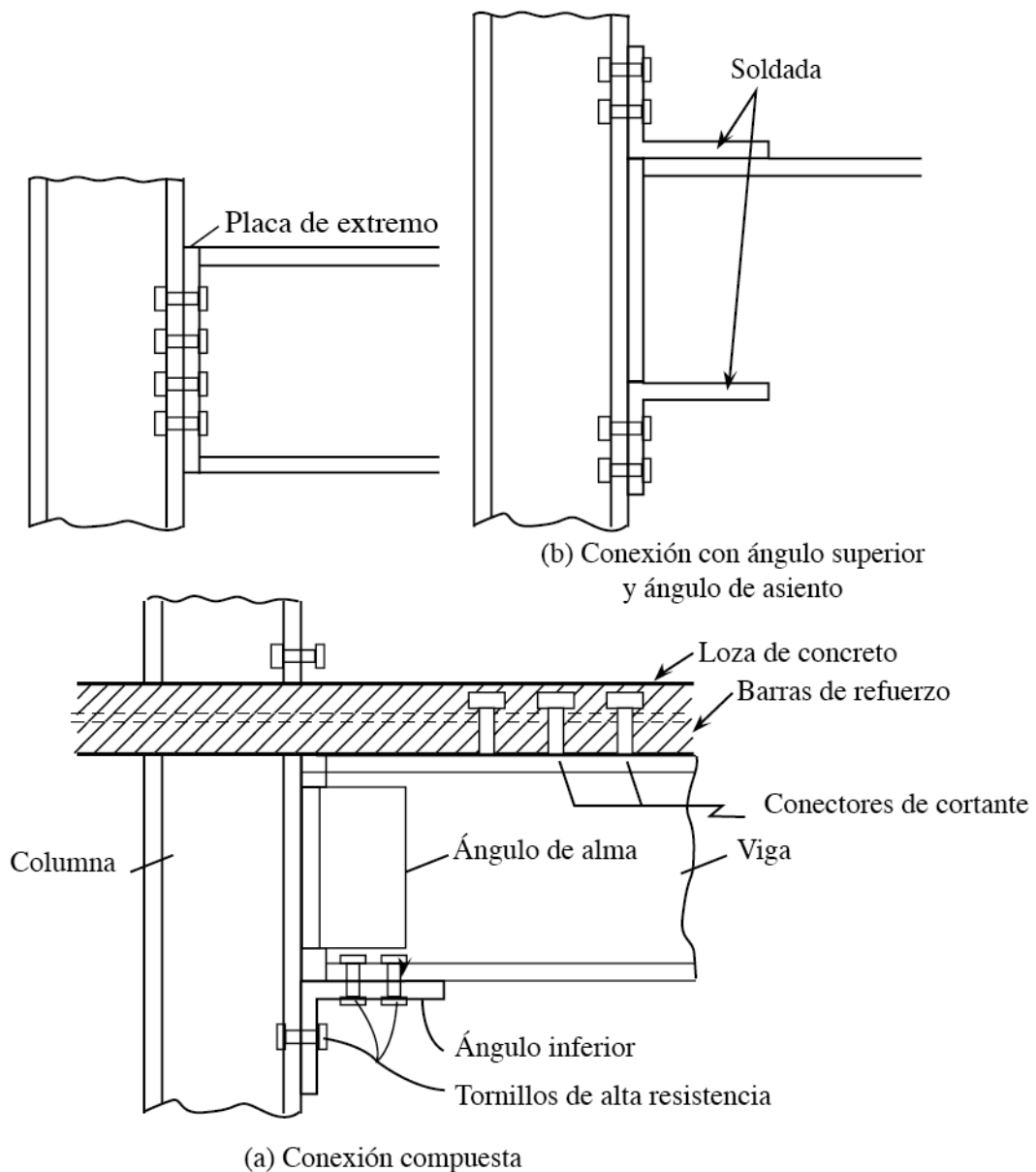


Figura 4 . Conexiones PR usuales. En McCormac y Csernak (2013).

Las conexiones semirrígidas son frecuentemente utilizadas; no obstante, en la realidad los cálculos considerados para su aplicación no consideran todas las posibilidades que estas tienen para reducir momentos. Como se plantea en McCormac y Csernak (2013), en algunos casos es posible, mediante los cálculos adecuados, aumentar en las mismas conexiones el momento máximo de la viga,

dependiendo del apoyo. Esto se observa en el ejemplo que indica a continuación en la Figura 5.

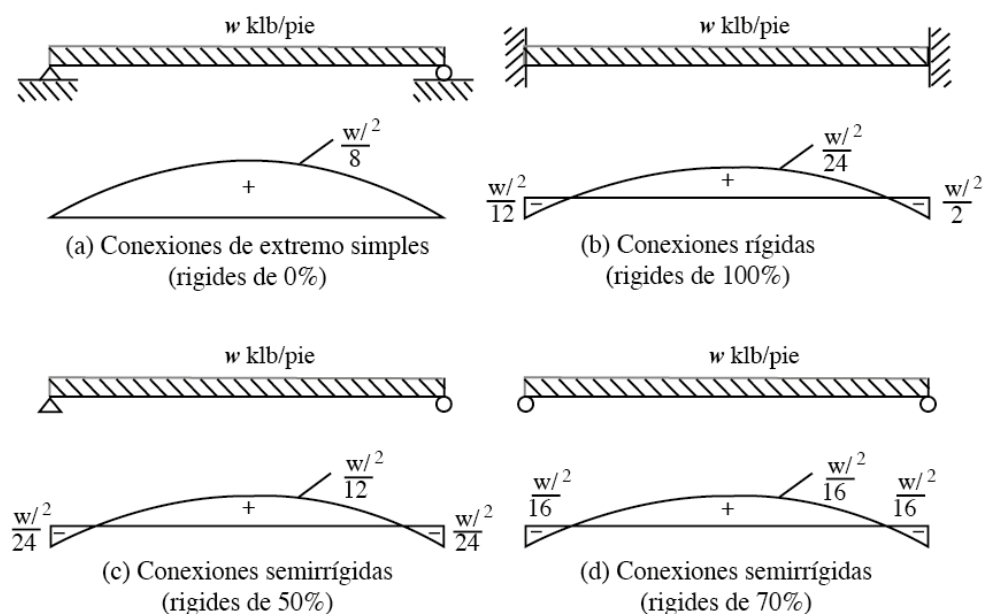


Figura 5 . Vigas con cargas repartidas uniformemente y conexiones en diferentes porcentajes de rigidez. En McCormac y Csernak (2013).

Así, se evidencia que el momento máximo para la misma viga cambia dependiendo del tipo de conexión utilizado; en la Figura 5 (d) representa un 50 % del momento máximo en la viga de (a), que se encuentra simplemente apoyada, mientras que representa el 75 % de la viga en (b), que se encuentra empotrada hacia los extremos.

### 3.3 CONEXIONES VIGA – COLUMNA

Las conexiones de viga – columna corresponden a aquellas que se establecen entre miembros de carácter principal, como son las vigas y las columnas. En Loges (2017) se plantea que estas deben cumplir con los siguientes requisitos:

- Dotar de capacidad de flexión a la viga.
- Rotaciones plásticas de 0.03 rad tras ser sometimiento a ciclos de carga reversibles.
- Deben generar las articulaciones plásticas en vigas y no en columnas.

Estos requisitos se establecieron una vez que los sismos ocurridos el 14 de enero de Northridge en 1994 y Kobe en 1995 dieran cuenta de fallas en las conexiones viga – columna. Así, se considera que la rótula plástica debe presentarse de la siguiente manera (ver Figura 6).

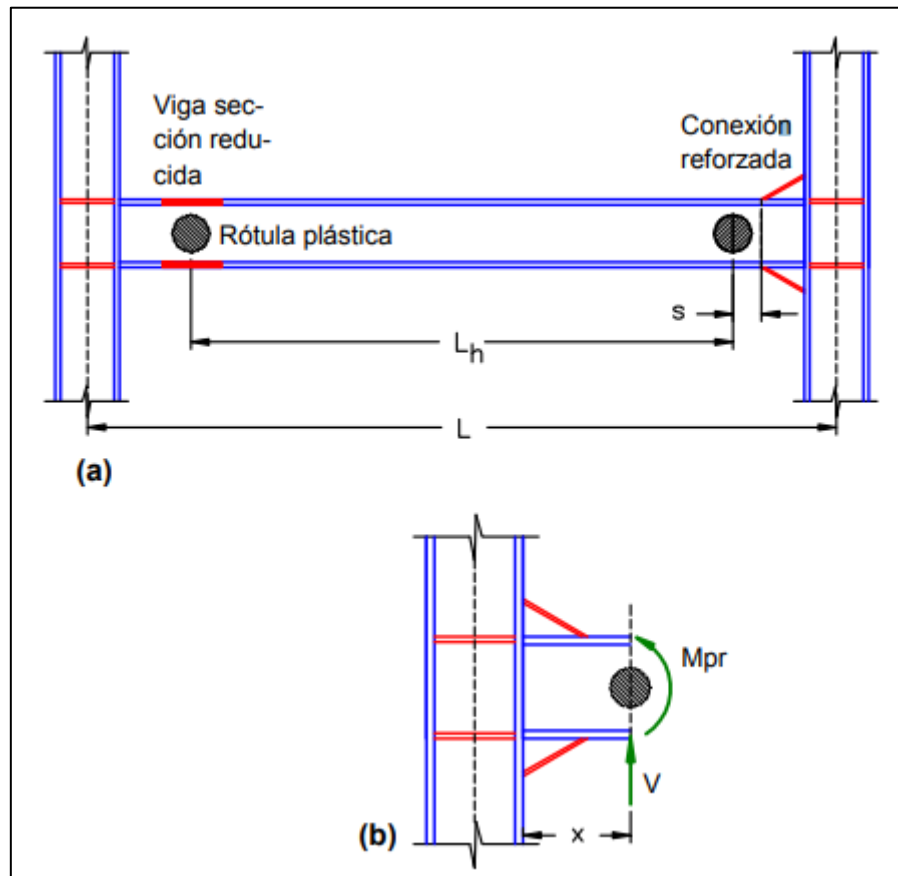


Figura 6 .Ubicación de las rótulas plásticas en diversas conexiones. En Crisafulli (2018).

Por ello, es preciso que, para obtener respuestas adecuadas de las estructuras, las conexiones viga-columna posean columnas con una resistencia flexional mayor a las vigas con las que están conectadas, de modo que la energía se disipe adecuadamente en los extremos.

Como se plantea en Crisafulli (2018), las soluciones constructivas en conexiones viga – columna elaboradas bajo estos requisitos pueden ser clasificadas en dos grupos, las que tienen un refuerzo en la conexión que se lleva a cabo con placas o rigidizadores, que tienen como objetivo mejorar la capacidad de resistencia (ver

Figura 7); o, bien, aquellas en las que se reduce la sección viga directamente, con lo que se reduce su momento plástico.

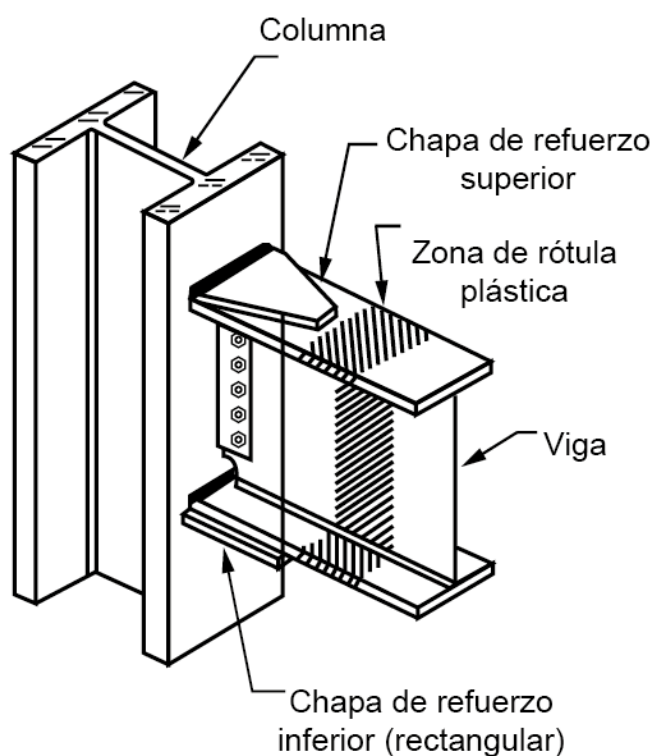


Figura 7. Ejemplo de conexión con placa de refuerzo. En Crisafulli (2018).

### 3.1 PÓRTICOS DE ACERO RESISTENTES A MOMENTO

Los pórticos a momento (o pórticos compuestos no arriostrados), tal como las conexiones, pueden presentar distintos grados de capacidad de deformación inelástica, de manera que es preciso clasificarlos para definirlos de manera adecuada. Así, los tipos existentes en función de las disposiciones establecidas por la ANSI AISC 341-10 son los que se observan en la Tabla 1.

Tabla 1. Tipos de pórticos a momento

| Tipo de pórtico                           | Tipo de columna                       | Tipo de viga                             | Tipo de conexiones |
|---|---------------------------------------|--|--------------------|
| <b>Compuesto ordinario C-OMF</b>          | Columnas compuestas / hormigón armado | Acero embebidas en hormigón / compuestas | estructural FR     |
| <b>Compuesto intermedio C-IMF</b>         | Compuestas / hormigón armado          | Acero embebidas en hormigón / compuestas | estructural FR     |
| <b>Compuesto especial C-SMF</b>           | Compuestas / hormigón armado          | Acero embebidas en hormigón / compuestas | estructural FR     |
| <b>Compuesto parcialmente restringido</b> | Acero estructural                     | Compuestas                               | PR                 |

*Nota.* Tipos de pórticos a momento establecidos por ANSI/AISC. Tomado de Crisafulli (2018).

Como se plantea en Crisafulli (2018), los pórticos compuestos ordinarios son aquellos que disponen de la más reducida capacidad para disipar la energía, de modo que no son recomendados para construcciones sísmicas; los requisitos que las normativas estadounidenses disponen para ellos es que utilicen conexiones FR y que se ajusten a los criterios para conexiones compuestas.

Por su parte, los pórticos compuestos intermedios tienen una capacidad de deformación inelástica limitada, de modo que presenten una adecuada fluencia por flexión tanto en vigas como columnas, además de fluencia por corte en zonas panel de columnas; estas capacidades son mayores que las que presentan los pórticos OMF.

En contextos altamente sísmicos, es fundamental considerar la sismorresistencia de las estructuras; por ello, se ha estudiado en profundidad el origen de las fallas que las conexiones de acero presentaron durante los sismos de Northridge y de Kobe, en 1994 y 1995 respectivamente. Se busca, por tanto, que las edificaciones que se encuentran aporricadas a momento tengan respuestas adecuadas ante eventos de

estas características. En Loges (2017) se expone el comportamiento esperado ideal de rótulas plásticas en edificaciones resistentes a momento de 4 pisos.

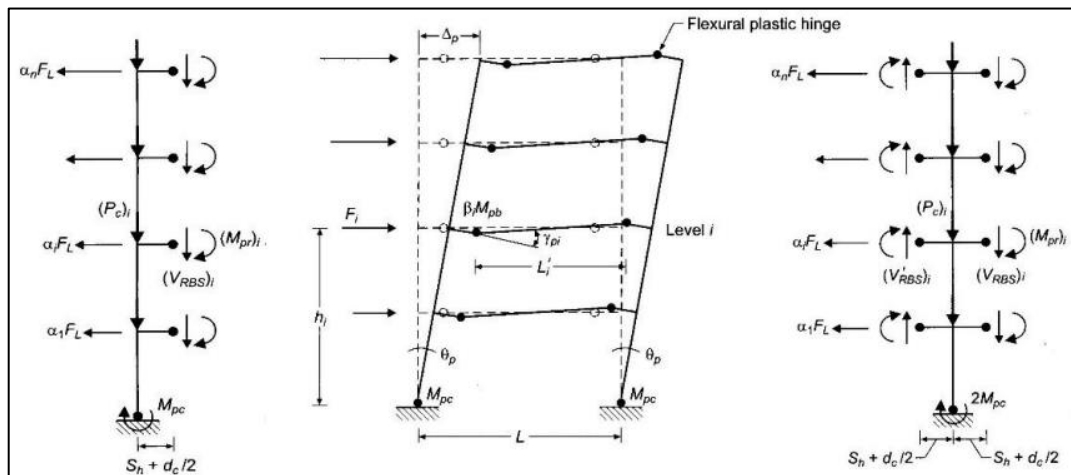


Figura 8 . Movimiento esperado en un edificio de 4 pisos aptorcionado resistente a momento. En Loges (2017)

Como se observa, es preciso que se utilicen pórticos a momento especiales para proveer a las estructuras de una adecuada respuesta ante eventos sísmicos; por ello, el interés de este trabajo es analizar con mayor detención los pórticos compuestos especiales SMF.

Estos pórticos a momento deben tener una capacidad de deformación inelástica mucho mayor que los dos mencionados previamente, de modo que para su diseño debe considerarse el criterio revisado en el apartado anterior, que especifica que las columnas deben ser fuertes y las vigas débiles. Así, en base a este criterio de diseño se pueden obtener formaciones de rótulas plásticas en las vigas. Se establece así que la capacidad flexional de las columnas debe ser mayor que la de las vigas (Crisafulli, 2018):

$$\frac{\sum M_{pcc}}{\sum M_{p,exp}} > 1.0 \tag{3}$$

Donde

$\sum M_{pcc}$ : suma de momentos nominales sobre y bajo el nudo (considera disminución por carga axial).

$\sum M_{p,exp}$ : suma de resistencia flexional esperada en rótulas plásticas de vigas

Por su parte, la resistencia que presentan las vigas puede ser estimadas como sigue:

$$\sum M_{p,esp} = \sum (1.1M_{p,esp} + M_{uv}) \quad (4)$$

Donde

$M_{p,esp}$  = momento plástico esperado.

$M_{uv}$  = momento por amplificación de corte (desde rótula plástica a eje de columna).

Respecto a las vigas, se requiere que estas cumplan con los requisitos establecidos para los miembros con alta ductilidad, además de estar arriostradas de forma lateral, en particular donde serán introducidas cargas concentradas, en los cambios de sección y en las zonas en las que se determina como área de formación de rótulas plásticas. Los extremos de estas deben, además, considerarse como áreas protegidas por la posibilidad de generarse en ellas deformaciones inelásticas (Crisafulli, 2018).

Las columnas, por su parte, son compuestas y con conexiones no arriostradas; estas deben disponer de componentes que permitan restringir lateralmente sus alas. El diseño de estos elementos debe considerar una resistencia de fuerzas del 2 % de la resistencia presentada en el ala de la viga; es decir,  $0.02F_y b_f t_{bf}$ . Cuando las vigas compuestas se encuentren embebidas en hormigón, es preciso que se considere que la distancia desde el hormigón con mayor compresión hasta el eje neutro sea como sigue a continuación (Crisafulli, 2018):

$$Y_{PNA} \leq \frac{Y_{con} + d}{1 + \frac{1700F_y}{E}} \quad (5)$$

Donde

$Y_{PNA}$ : distancia entre fibra de hormigón más comprimido hasta el eje neutro.

$Y_{con}$ : distancia que va desde el extremo superior de la viga a extremo superior de hormigón.

$d$ : altura total de la viga.

$E$ : módulo de elasticidad de acero.

$F_y$ : tensión de fluencia.



Con esto es posible establecer que la deformación que se dé en la fibra extrema del acero será 5 veces o más la de fluencia previo a que el hormigón presente deformaciones máximas de 0.003 en compresión. Además, es preciso que las conexiones sean totalmente restringidas.

### 3.1.1 PLACAS DE CONTINUIDAD

Las placas de continuidad corresponden a elementos rigidizadores que se utilizan en las columnas a niveles que corresponden con las alas de las vigas hasta el nudo; son elementos de acero rectangulares que se distinguen por ser piezas planas, usualmente con anchos mayores a las 8 pulgadas (McCormac y Csernak, 2013).

La función de estas es garantizar la transferencia de las cargas, tanto de tracción como de compresión que son generadas por sobre la columna; además, se busca con ellas que la concentración de tensiones que deviene de la diferencia de rigidez entre los elementos sea la mínima posible. Estas placas también tienen como función constituir límites que definen al panel nodal, en donde es posible que se desarrollen tensiones y deformaciones mayores (Crisafulli, 2018).

En caso de conexiones para pórticos especiales, las placas de continuidad se ubican tal como indica el siguiente diagrama (ver Figura 9).

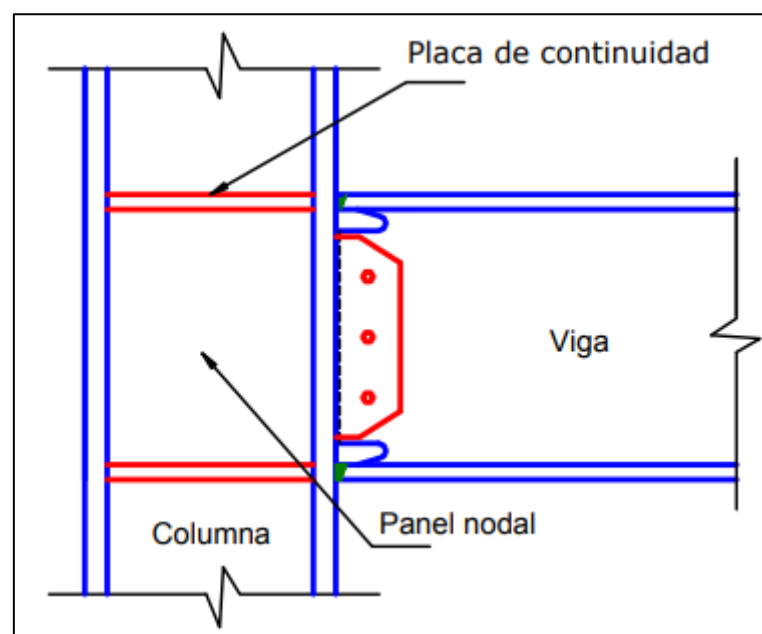


Figura 9 . Detalle de placa de continuidad en conexión viga-columna. En Crisafulli (2018).

La soldadura de las conexiones viga – columna en caso de pórticos especiales debe ser considerada como de demanda crítica. Crisafulli (2018) indica que FEMA 350 resalta la importancia de generar agujeros para el ingreso de la soldadura en cordones de ranura que generan conexión entre el ala de la viga y la de la columna, lo que tiene sustento en la evidencia empírica. Por ello, la soldadura que une placas a las alas debe ser de penetración completa, mientras que la soldadura que va a las alas de columna debe ser soldadura de filete.

El ancho de las placas de continuidad será determinado dependiendo del tipo de columnas. Así, cuando se trate de columnas con perfiles tipo W, estas tendrán un ancho que vaya del alma de la columna al extremo de la viga (ala) más ancha, que debe llegar al nudo. Cuando se trate de columnas con perfil I en sección cajón, es preciso que la extensión de las placas vaya del alma de la columna a las placas laterales. Los espesores de las placas de continuidad, por su parte, serán como mínimo la mitad del que tiene el ala de la viga para el caso de nudos exteriores. En caso de los nudos interiores, este espesor debe alcanzar al menos el 75% del espesor máximo de las alas de las vigas que llegan al nudo (Crisafulli, 2018).

### 3.1.2 PANEL NODAL

El panel nodal corresponde a la zona formada entre las alas de las vigas y las columnas; constituye parte fundamental de los pórticos a momento, y debe caracterizarse por la flexibilidad y por poder ser sometido a solicitaciones, las que pueden llegar a ocasionar deformaciones demasiado excesivas en caso de un diseño deficiente. En la actualidad, para el caso de las construcciones sismorresistentes, es preciso que se realicen los cálculos de verificación de resistencias; no obstante, los modelos comúnmente utilizados suelen calcular solo las solicitaciones de vigas y de columnas, no así del panel nodal.

Crisafulli (2018) plantea que es preciso que los modelos que se lleven a cabo para constatar la resistencia del panel nodal deben ser más complejos, incluyendo en ellos elementos finitos bi y/o tridimensionales. Se evidencian en la Figura 10 las

tensiones de corte cuando se verifica adecuadamente el estado tensional del panel nodal a modo de ejemplo.

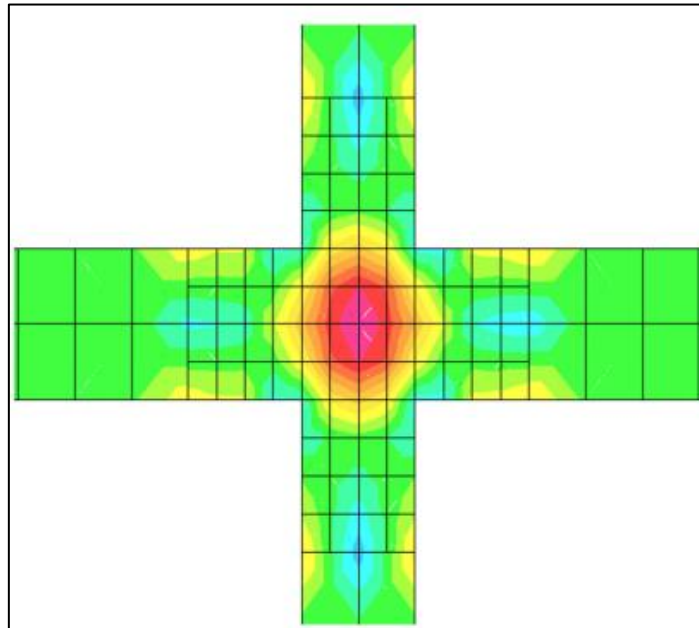


Figura 10 . Ejemplo de tensiones de corte de un panel nodal en viga-columna con elementos finitos bidimensionales. En Crisafulli (2018).

Los esfuerzos en el panel nodal a nivel interno se pueden obtener con el diagrama de cuerpo libre que se observa a continuación (ver Figura 11). En él se indican los esfuerzos de corte, las cargas axiales y los momentos flectores que tienen lugar en las distintas caras del panel.

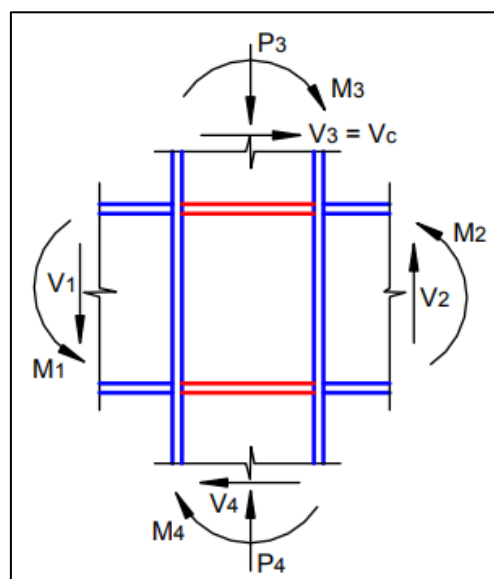


Figura 11 . Diagrama de cuerpo libre. En Crisafulli (2018).

A partir del diagrama, por tanto, se puede determinar la resistencia a corte requerida de la siguiente manera:

$$V_p = \frac{M_1}{(d_{b1}-t_{f1})} + \frac{M_2}{(d_{b2}-t_{f2})} - V_c \quad (6)$$

Donde

$V_c$ : esfuerzo de corte en columna sobre el nudo.

$d_{b1}$  y  $d_{b2}$ : altura total de las vigas a nudo.

$M_1$  y  $M_2$ : momento flector correspondiente a cada viga.

Crisafulli (2018) menciona que, en la actualidad, la AISC sugiere que el panel debe tener una resistencia a corte determinada por al menos la suma de los momentos en todas las caras de la columna; esto debe considerar la proyección de los momentos probables máximos en torno a las caras de la columna. Esto quiere decir que debe considerarse  $\sum M = \sum M_{pr}$  para

$$V_p = \frac{\sum M}{(d_b-t_f)} - V_c \approx \frac{\sum M}{(d_b-t_f)} \quad (7)$$

Donde

$\sum M$ :  $M_1 + M_2$  (momento total en extremos de vigas).

Con esto es posible mantener bajo control las dificultades que devienen de la inestabilidad y otros potenciales efectos negativos que genera la deformación plástica excesiva en el panel nodal.

## 3.2 COLUMNAS DE SECCIÓN TUBULAR

Existen variados tipos de perfiles metálicos utilizados para columnas, los cuales deben diseñarse para resistir adecuadamente las cargas de compresión en las estructuras. Los tipos que serán utilizados, por tanto, dependen de las características del edificio, de las secciones disponibles, las conexiones, entre otros factores (McCormac y Csernak, 2013). Algunos de estos tipos se describen en el diagrama de la Figura 12.

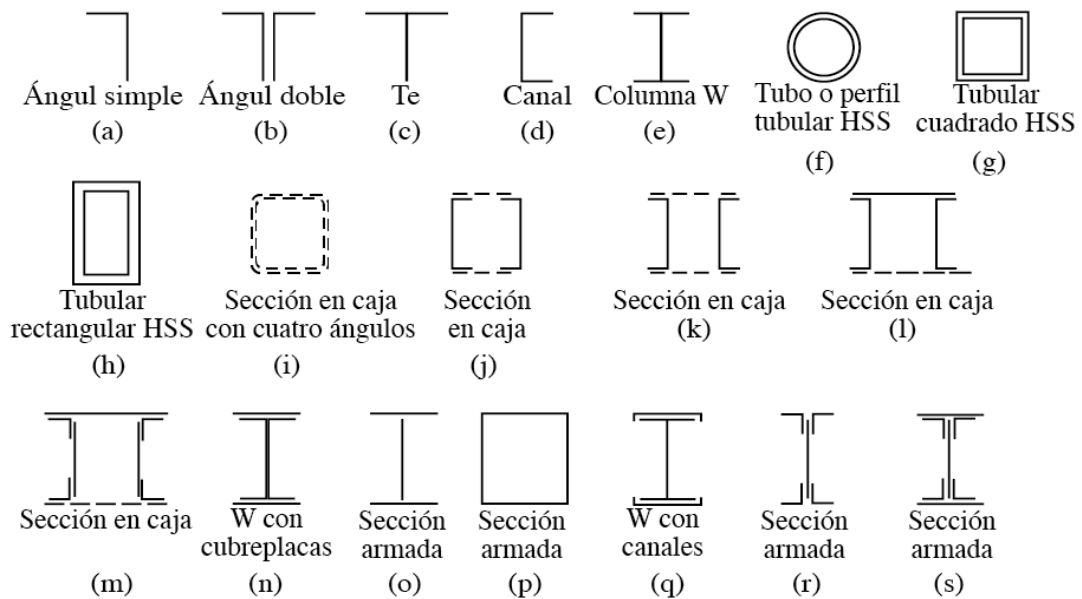


Figura 12 . Tipos de perfiles para miembros a compresión. En McCormac y Csernak (2013).

Las relevantes para el trabajo a desarrollar son las columnas de sección tubular, indicadas en el diagrama con las letras f, g y h, pues, son utilizadas para estructura como edificios o puentes; presentan una estética agradable y tienen un montaje sencillo. Además, su producción es sencilla. Como ventajas, estas presentan la misma rigidez en todas las direcciones (f en diagrama) (McCormac y Csernak, 2013).

Las secciones tubulares cuadradas y rectangulares (g y h en el diagrama) son cada vez más utilizadas debido a las mejoras técnicas de soldadura, pues, antiguamente, era más dificultoso unirlos mediante tornillos. Su uso estructural se ha extendido gracias a que corresponde a un miembro eficiente en compresión; esto se debe a que tienen un radio de giro constante con respecto a su centroide (en HSS tanto redondas como tubos). Por otra parte, presentan mejoras funcionales como un pintado más ágil o bien uso más sencillo de otros recubrimientos (McCormac y Csernak, 2013).

Otras ventajas son su resistencia a la torsión, la limpieza y la posibilidad de utilizarlas con un menor peso al requerido que en caso de perfiles W.M.S; no obstante, pueden tener costos de hasta un 25% más que estas. Elghazouli y Packer (2014) plantean que este tipo de columna es superior en términos de sismorresistencia

en comparación con las tradicionales, puesto que dispone de ejes fuertes a nivel horizontal ortogonal, de modo que las conexiones a momento pueden establecerse en ambos ejes. Por ello, la cantidad de pórticos resistentes a cargas laterales es mayor cuando se utilizan estas estructuras.

Loges (2017) plantea que existe evidencia de que este tipo de miembro en conexiones no es adecuado cuando se realiza una soldadura directa. Para mejorar esta situación, se añadieron diafragmas tanto superiores como inferiores, lo que dio cuenta de una mejora en la aparición de fallas frágiles, mejorando con mucho el desempeño de estas estructuras.

### 3.3 HISTÉRESIS

La histéresis corresponde al comportamiento que presentan los materiales estructurales al momento de ser sometidos a deformaciones o a esfuerzos de carácter cíclico, que sobrepasan el rango de respuesta lineal o elástica, como se plantea en Garavito y León (2020). Así, dentro de la curva de los ciclos de histéresis, el área que esta comprende está asociada con una buena parte de la energía que el componente estructural puede disipar en el rango inelástico de respuesta (García, 2015).

La valoración del comportamiento histerético de las conexiones de acero en estructuras y de los miembros permite determinar para los distintos tipos de conexiones analizados el desempeño que podrán tener en caso de, por ejemplo, eventos de carácter sísmico; con ello es posible analizar la resistencia que presentan en comparación con la de los miembros a los que une. También es posible analizar el modo en que la estructura disipará la energía y las zonas en las que esto ocurrirá (Loges, 2017).

Al realizar análisis de histéresis se obtienen las curvas de histéresis, con las que es posible también determinar el comportamiento de la estructura y la cantidad de energía plásticamente disipada ante ciclos de carga y descarga alternados. En el

ejemplo de Loges (2017) a continuación (ver Figura 13) se observa una conexión FR viga-columna soldada que alcanza la capacidad última.

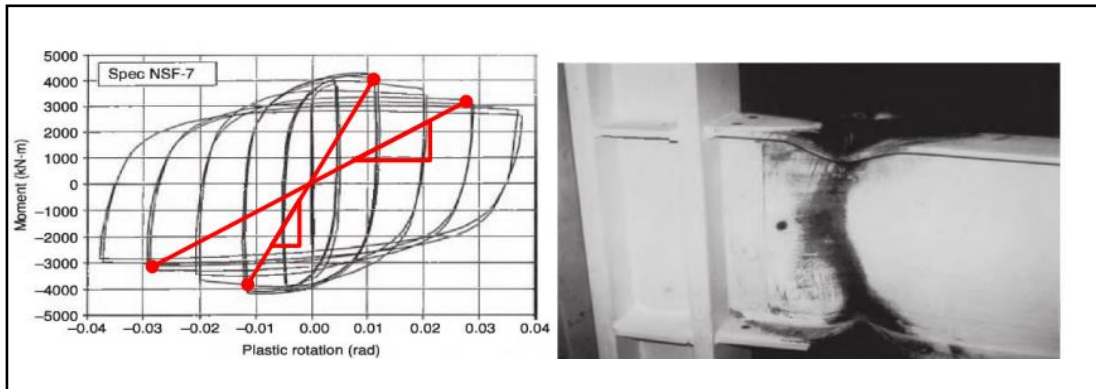


Figura 13 . Ejemplo de conexión viga-columna bajo cargas alternantes. En Loges (2017)

Otros ejemplos propuestos por el investigador para comparar las curvas de histéresis en caso de estructuras dúctiles con baja ductilidad son los siguientes (Figura 14):

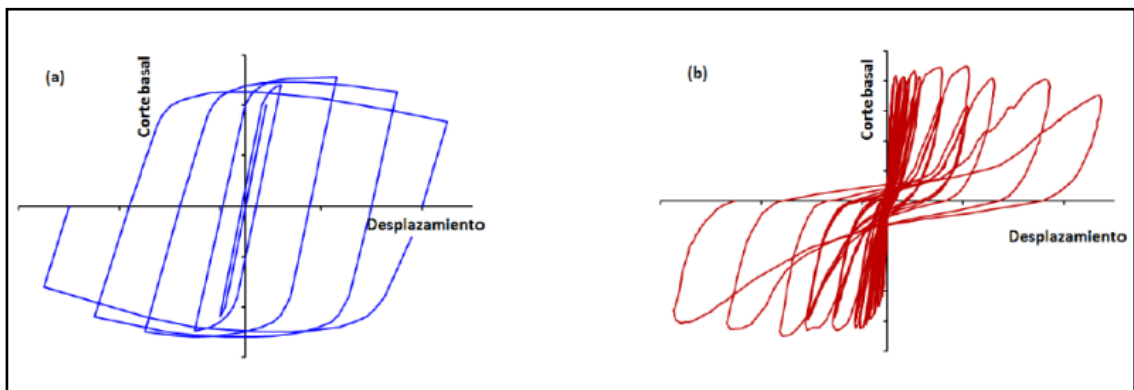


Figura 14 . Ejemplo de conexión viga-columna bajo cargas alternantes. a) comportamiento dúctil. b) comportamiento poco dúctil, con ciclos estrechos. En Loges (2017).

La AISC 341-16 establece como recomendación el que la degradación de rigidez ante el avance de los ciclos no genere una reducción considerable de la resistencia flexional de la estructura, ya que estas degradaciones pueden aumentar las rotaciones y generar con ello la inestabilidad de la estructura. Así, se espera que la rotación sea de 0.04 rad por la deriva, y no menor a 0.8 (80%) veces el valor de  $M_p$  (momento plástico) calculado con el valor de  $F_y$  (tensión cedente) (Loges, 2017). Estos criterios se aprecian a continuación.

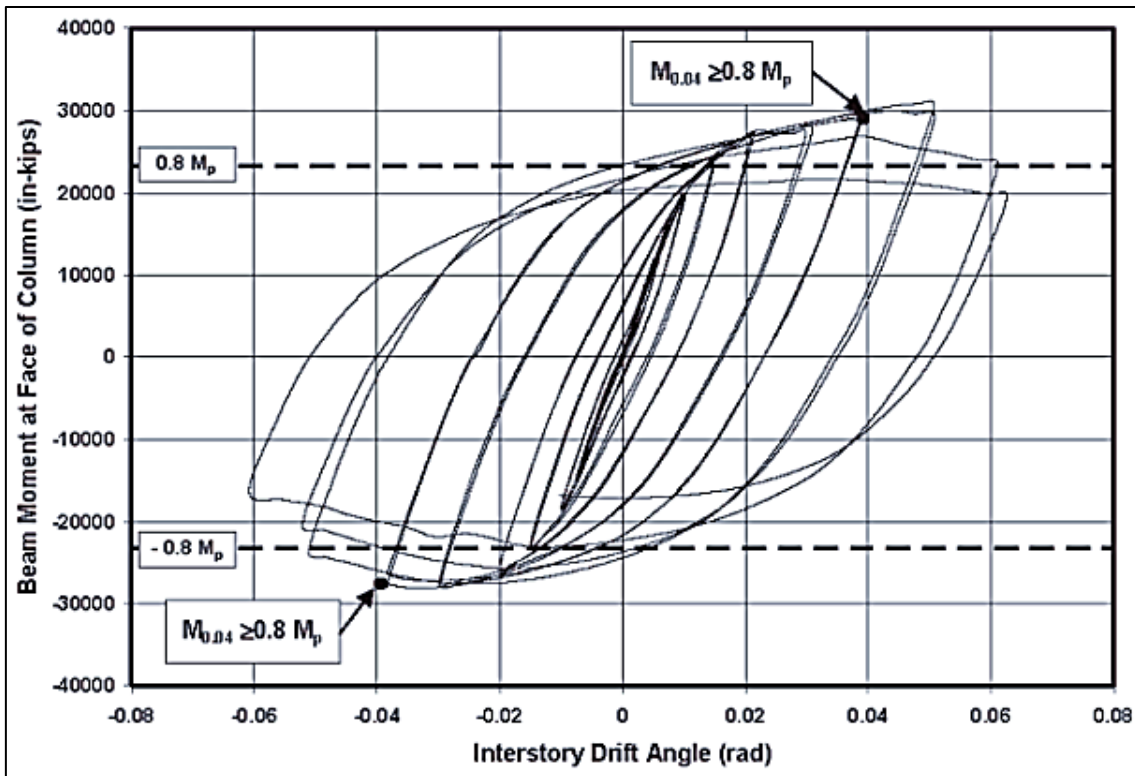


Figura 15 . Criterios de aceptación de degradación de rigidez en conexiones a momento. En AISC (2016b)

En secciones tubulares, se han identificado algunos comportamientos histeréticos como los siguientes:

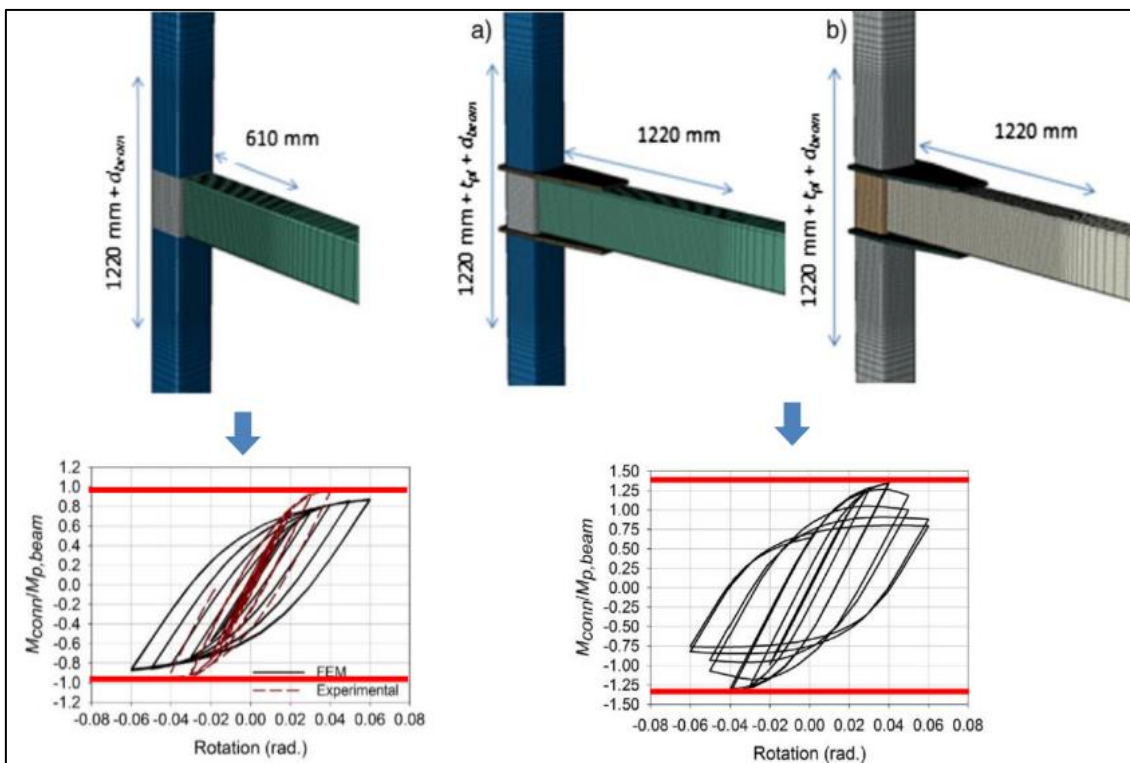


Figura 16 .Ejemplo de comportamiento histerético en conexiones con secciones tubulares. En Fadden y McCormick (2014)



## 3.4 MÉTODO DE ANÁLISIS POR ELEMENTOS FINITOS

El método de análisis por elementos finitos tiene como idea de base la división de los medios continuos en un conglomerado de elementos pequeños que se interconectan a través de nodos, de modo que constituye una simplificación que permite analizar el comportamiento de fenómenos físicos (Otero, 2006). Como se plantea en Celigüeta (2011), en los sistemas que son continuos, no se pueden dividir a priori sus partes en números finitos.

Para el caso de las estructuras, Celigüeta (2006) diferencia entre los sistemas discretos y los continuos. Esta distinción es relevante, pues a nivel de ingeniería existen innumerables elementos y estructuras que son continuos, de modo que es preciso disponer de un método que permita analizar dicha naturaleza. En Zienkiewicz (2010) se plantea que los sistemas discretos responden adecuadamente al análisis de sus componentes; sin embargo, en el caso de los continuos se está ante problemas infinitesimales que requieren de modelos más complejos.

Antiguamente, como plantea Celugüeta (2006), el análisis continuo solo podía realizarse para geometrías o entornos simples; los aportes de Argyris y Kelsey (1954) y de Turner et al. (1956) permitieron dar comienzo al análisis del método de elementos finitos (MEF en adelante). La tecnología y el desarrollo de sistemas computacionales hicieron posible análisis más complejos, tanto para sistemas continuos como discretos de gran cantidad de elementos (Zienkiewicz, 2010).

Las ecuaciones que representan el comportamiento del medio continuo, desde la perspectiva del MEF, se considera que también representan el comportamiento del elemento, de modo que es posible pasar desde los infinitos estados de libertad que se presentan en los sistemas continuos a uno con un número de grados de libertad que es finito; el comportamiento del medio continuo está dado por una ecuación diferencial (o un sistema de ellas), mientras que el sistema finito se compone de ecuaciones algebraicas que pueden ser lineales o no lineales (Otero, 2006).

El modelo tiene como fundamentos la posibilidad de “discretizar” los sistemas continuos. Dichas discretizaciones han sido llevadas a cabo bajo distintas premisas, tal como plantea Zienkiewicz (2010): técnicas como las aproximaciones por diferencias finitas, métodos de residuos ponderados, entre otras. Desde la ingeniería, siguiendo los planteamientos del autor, los acercamientos se llevan a cabo de manera más intuitiva, utilizando comúnmente las analogías, como en las técnicas de Clough, Argyris y otros.

Así, el método consiste en la formulación de un modelo de cálculo en el que se disponga la estructura idealizada a estudiar para hacer posible su análisis. Esto se esquematiza en el diagrama de la Figura 17.

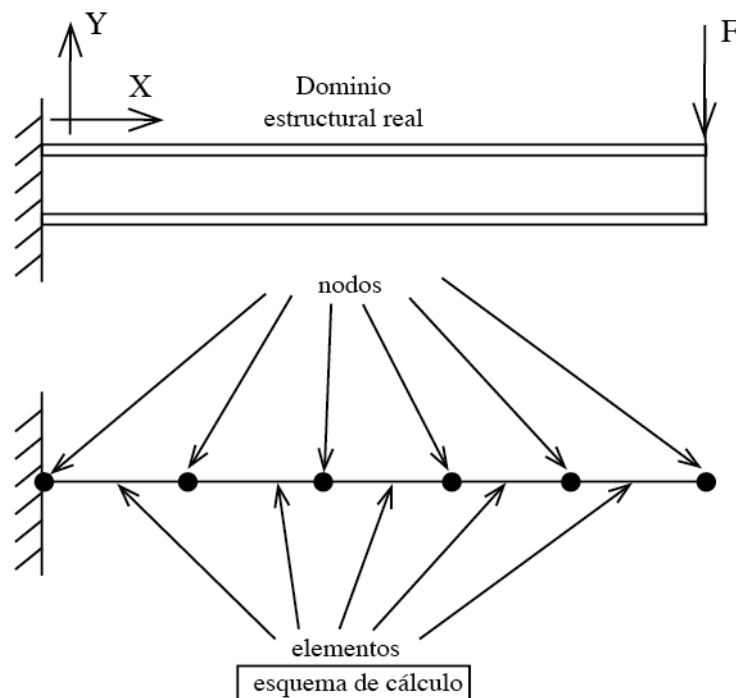


Figura 17. Estructura a estudiar y esquema de cálculo. En Otero (2006).

Como Otero (2006) plantea, cuando se están estudiando elementos estructurales, las variables de salida corresponden a los desplazamientos de los nodos, debido a que con ellos es posible calcular las otras variables de salida que se estén buscando. Así, los grados de libertad de cada nodo del modelo de cálculo tienen la dirección de las variables de salida, siendo estos aquellas variables que caracterizan el estado del nodo.

Los problemas en los que interviene en MEF son los siguientes (Otero, 2006):

- Ecuaciones de equilibrio.
- Relaciones entre deformaciones y desplazamientos o de compatibilidad.
- Relaciones entre tensiones y deformaciones o las características del material.

Así, el análisis matricial de estructuras y, por tanto, el MEF, parte desde la relación que existe entre las fuerzas nodales y los desplazamientos para los elementos individuales, lo que se relaciona directamente con la noción de rigidez (Otero, 2006).

El MEF está estructurado en etapas como sigue a continuación (Arnal, 2017):

- Discretización.
- Determinación de matrices de rigidez para los elementos individuales.
- Elaboración de matriz de rigidez del sistema completo.
- Elaboración de matrices de carga y de desplazamiento para cada grado de libertad que se presentan en los nodos.
- Determinación tanto de las fuerzas como de los desplazamientos para los grados de libertad resueltas las ecuaciones matriciales.
- Obtención tanto de tensiones como de deformaciones de los elementos mediante la identificación de fuerzas y el desplazamiento en los nodos.

El sistema de ecuaciones es el siguiente:

$$[Q] = [K] \cdot [D] \quad (8)$$

Donde

$Q$ : matriz de fuerzas para cada grado de libertad.

$D$ : matriz de desplazamiento para cada grado de libertad.

$K$ : matriz global del sistema.

## 4. MATERIALES Y METODOLOGÍA

En el presente capítulo detalla la metodología, partiendo desde el paradigma de la investigación, tipos, diseño, población, técnica e instrumento para la recolección de datos y su respectivo análisis; incluyendo las ecuaciones o fórmulas para el estudio del comportamiento de las conexiones con placa soldada patín - alma mediante simulación de elementos finitos en columnas tubulares rellenas de hormigón y viga tipo I.

### 4.1 PARADIGMA DE LA INVESTIGACIÓN

Este estudio se enfoca en un paradigma cuantitativo debido a que se obtiene información numérica derivada de cálculos, es así que aplica fórmulas referentes al análisis de las conexiones con placa soldada, método de elementos finitos, entre otros. Por lo tanto, se realiza la modelación numérica en software de elementos finitos, esto con el fin de contar con datos necesarios para comparar la histéresis de las vigas y conexiones.

### 4.2 TIPO Y DISEÑO DE INVESTIGACIÓN

El tipo de investigación es descriptivo y aplicado experimental. Respecto a la investigación descriptiva, se aplica para conocer la geometría de la columna tubular rellena de hormigón y de la viga tipo I y detallar las simulaciones numéricas en relación con el comportamiento de histéresis de las vigas y conexiones en torno a la relación fuerza – desplazamiento. En la investigación aplicada experimental se desarrolla una modelación numérica en software de elementos finitos tanto de la conexión con placas soldadas patín – alma.

Por otra parte, se considera el método deductivo debido a que se identifica el comportamiento de las conexiones con placa soldada patín – alma de una edificación tipo pórtico especial a momento de 5 niveles. Posteriormente, se realiza un análisis de

histéresis para comparar las vigas y conexiones sobre la relación fuerza-desplazamiento.

### 4.3 POBLACIÓN

La población del estudio corresponde a la columna tubular rellena de hormigón y de la viga tipo I de una edificación tipo pórtico especial a momento de 5 niveles.

### 4.4 TÉCNICA E INSTRUMENTO DE RECOLECCIÓN DE DATOS

A continuación, se describen las técnicas e instrumentos necesarios para la recolección de datos:

- **Método de análisis por elementos finitos:** se aplica formular un modelo de cálculo para identificar el comportamiento de las conexiones con placa soldada patín – alma, aplicando una simulación en columnas tubulares rellenas de hormigón y viga tipo I y utilizando el software ETABS.
- **Kinematic (histéresis del acero):** se realiza el análisis no lineal para el endurecimiento cinemático. Mientras que para el esfuerzo de la deformación se considera el programa ETABS para obtener los puntos de la curva.
- **Análisis dinámico lineal:** se evalúa la fuerza, movimiento y velocidad de la estructura, tomando en cuenta la fuerza de amortiguamiento e inercia. Por lo tanto, se analiza la edificación tipo pórtico especial a momento de 5 niveles para determinar la geometría de la columna tubular rellena de hormigón y de la viga tipo I.
- **Investigación bibliográfica documental:** se considera las fuentes secundarias como libros, revistas, guías, normativas nacionales e internacionales con el fin de sustentar teóricamente el proyecto y aplicar de forma práctica. Entre las normativas están la norma sísmica NEC-15 y el AISC 360 – 16.

#### 4.4.1 CRITERIOS PARA CÁLCULO DE PÓRTICO ESPECIAL RESISTENTE A MOMENTO (ANSI/AISC 360 Y 341)

El procedimiento para el cálculo a realizar según las normas ANSI/AISC 360 y 341 comprende las siguientes fases (Universidad Politécnica Salesiana, 2016):

- **Generalidades:** se determina la geometría del pórtico relacionado con la longitud de los tramos ( $L$ ), altura del piso ( $H$ ), cantidad de pisos ( $N_{pisos}$ ) y cantidad de tramos ( $N_{tramos}$ ). Después, las propiedades de los materiales, considerando el uso de acero estructural ASTM A-36, tensión cedente de la viga principal ( $F_{yb}$ ), columna ( $F_{yc}$ ), planchas ( $F_{yp}$ ), viga transversal ( $F_{ys}$ ), módulo de elasticidad ( $E$ ), tensión última de la viga principal ( $F_{ub}$ ), factor de sobrerresistencia de la viga principal ( $R_{yb}$ ) y columna ( $R_{yc}$ ). Luego se define perfiles doble t como la altura de la sección ( $db$ ), ancho del ala ( $bbf$ ), espesor ( $tbf$ ), espesor del alma ( $tbw$ ), radio de curvatura ( $rb$ ), constante torsional de st. Venant ( $Jb$ ), área gruesa ( $Ab$ ), módulo elástico X ( $Sxb$ ), módulo plástico X ( $Zxb$ ), inercia X ( $Ixb$ ) e inercia Y ( $Iyb$ ).

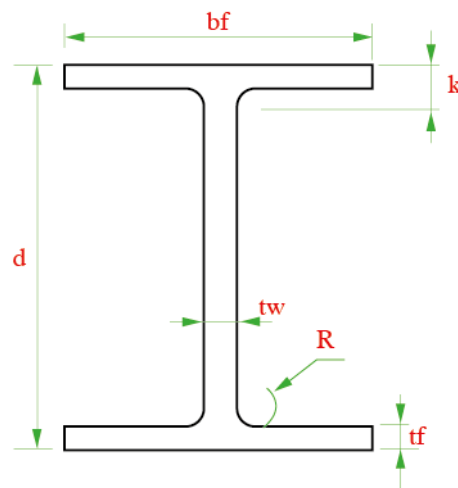


Figura 18. Perfil I

Para calcular sus propiedades, se tiene radio de giro en X ( $r_{xb}$ ), radio de giro en Y ( $r_{yb}$ ), constante de torsión de alabeo ( $C_{wb}$ ), distancia entre centroides de las alas ( $h_{ob}$ ), espesor del ala + curvatura ( $k_b$ ) y altura libre del alma ( $h_b$ ).

$$r_{xb} = \sqrt{\frac{I_{xb}}{A_b}} \quad (9)$$

$$r_{yb} = \sqrt{\frac{I_{yb}}{A_b}} \quad (10)$$

$$C_{wb} = t_{bf} \cdot h_{ob}^2 \cdot \frac{b_{bf}^3}{24} \quad (11)$$

$$h_{ob} = d_b - t_{bf} \quad (12)$$

$$k_b = t_{bf} + r_b \quad (13)$$

$$h_b = d_b - 2k_b \quad (14)$$

Seguidamente, en la columna se determina la altura de la sección ( $d_c$ ), ancho del ala ( $b_{cf}$ ), espesor del ala ( $t_{cf}$ ), espesor del alma ( $t_{cw}$ ), radio de la curvatura ( $r_c$ ), constante torsional de St. Venant ( $J_c$ ), área gruesa ( $A_c$ ), módulo elástico X ( $S_{xc}$ ), módulo plástico X ( $Z_{xc}$ ), inercia en X ( $I_{xc}$ ) y en Y ( $I_{yc}$ ). Las propiedades se calculan según las ecuaciones 9-14. Luego, en la viga transversal con los mismos parámetros, considerando el subíndice  $s$ . Posteriormente, las cargas permanentes ( $CP$ ), variables ( $CV$ ), sismo horizontal ( $SH$ ), *Notional load* de carga permanente en dirección X ( $NLx_{CP}$ ) y *Notional load* de carga variable en dirección X ( $NLx_{CV}$ ). Después, la fuente de masa según la participación de la carga variable ( $\gamma$ ) y para casos generales se tiene  $W$ . Por último, la acción sísmica según la zonificación y factor para obtener el valor de aceleración máxima del terreno ( $Z$ ).

$$W = D + 0.25L_i \quad (15)$$

Donde

$D$ : carga muerta total de la estructura

$L_i$ : carga viva del piso  $i$

- **Geología local y factor de diseño:** se identifica el tipo de perfil de suelo ( $TP$ ) para definir el espectro del diseño ( $Fa$ , coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto;  $Fd$ , desplazamientos para diseño en roca;  $Fs$ , comportamiento no lineal de los suelos).
- **Espectros elásticos de diseño:** son aceleraciones y desplazamientos. Se tiene periodo de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones ( $T_0$  y  $T_c$ ) y

periodo límite de vibración utilizado para espectro de respuesta en desplazamientos ( $T_L$ ).

$$T_O = 0.1 \cdot F_s \cdot \frac{F_d}{F_a} \cdot s \quad (16)$$

$$T_C = 0.55 \cdot F_s \cdot \frac{F_d}{F_a} \cdot s \quad (17)$$

$$T_L = 2.4 \cdot F_d \cdot s \quad (18)$$

En espectro de aceleraciones se define por  $S_a$  en función de la gravedad según la zona (costa  $\eta=1.80$ ; sierra y Esmeraldas  $\eta=2.48$ ; oriente  $\eta=2.60$ ). El factor usado en el espectro según la ubicación del proyecto a evaluar:

$$r = if(TP = E, 1.5, 1.0) = 1 \quad (19)$$

$$T < T_O \quad S_{a1}(T) = Z \cdot F_a \cdot \left(1 + (\eta - 1) \cdot \frac{T}{T_O}\right) \quad (20)$$

$$T_O < T \leq T_C \quad S_{a2}(T) = \eta \cdot Z \cdot F_a \quad (21)$$

$$T < T_C \quad S_{a3}(T) = \eta \cdot Z \cdot F_a \left(\frac{T_C}{T}\right)^r \quad (22)$$

$$S_a(T) = if\left(T < T_O, S_{a1}(T), if\left(T \leq T_C, S_{a2}(T), S_{a3}(T)\right)\right) \cdot g \quad (23)$$

Para el espectro de desplazamientos  $S_d$  ( $m$ ) espectrales elásticos serán definidos por:

$$T \leq T_L \quad S_{d1}(T) = S_a(T) \cdot \left(\frac{T}{2 \cdot \pi}\right)^2 \quad (24)$$

$$T > T_L \quad S_{d2}(T) = S_a(T) \cdot \left(\frac{T_L}{2 \cdot \pi}\right)^2 \quad (25)$$

$$S_{d2}(T) = if\left(T \leq T_L, S_{d1}(T), S_{d2}(T)\right) \quad (26)$$

- **Categoría e importancia de la estructura:** se define la categoría del edificio y el respectivo coeficiente de importancia.
- **Factor de reducción de la resistencia sísmica:** se determina  $R$  según el tipo de sistema estructural dúctil, en este caso pórtico resistente a momento.
- **Irregularidades y coeficientes de configuración estructural:** se asigna los coeficientes de irregularidad en planta o en elevación.

Coeficiente de irregularidad en planta:

$$\phi_P = \phi_{PA} \cdot \phi_{PB} \quad (27)$$

Coeficiente de irregularidad en elevación:

$$\phi_P = \phi_{EA} \cdot \phi_{EB} \quad (28)$$



Factor de reducción de resistencia sísmica corregido por las irregularidades:

$$R \cdot \phi_P \cdot \phi_E \quad (29)$$

- **Reducción de las fuerzas de diseño:** pueden reducirse para el diseño mediante la división de  $R$  corregido y multiplicado por el factor de importancia ( $I$ ). Así, se tiene:

$$S_a(T) \cdot \frac{1}{R \cdot \phi_P \cdot \phi_E} \quad (30)$$

$$S_a(T)(g)$$

$$S_a(T) \cdot \frac{1}{R \cdot \phi_P \cdot \phi_E} (g) \quad (31)$$

- **Corte basal:** comprende los valores de los parámetros  $C_t$  y  $\alpha$  según el tipo de estructura y la altura del edificio ( $hn$ ). Se calcula el periodo de vibración inferior en el espectro sísmico elástico de aceleraciones, el periodo de vibración de la estructura y el mismo superior.
- **Análisis en software:** se analizan las combinaciones de cargas; efecto P-Delta; brazos rígidos y preferencias para el diseño en acero. Luego, el factor de ajuste LRDF-ASD ( $\alpha_s$ ) es 1.00 (LRDF) y 1.50 (ASD). Por último, se indica la zona a estudiar y casos.
- **Interpretación de la respuesta dinámica:** se deben interpretar los resultados obtenidos según distintas formas modales; analizando los cortes de piso, sismo dinámico y las derivas de piso.
- **Diseño sismorresistente de vigas:** se considera el pandeo local de alas y de alma; luego, se revisa la longitud no arriostrada de la viga, momentos resultantes por los casos de carga en las vigas, momentos últimos de diseño en las vigas; vigas por flexión y se obtiene la resistencia minorada a la flexión de la viga; con ello, se tiene la relación demanda/capacidad de las vigas.
- **Diseño sismorresistente de columnas:** se analiza las fuerzas axiales según cargas en las columnas; momentos por casos de carga; fuerzas axiales y momentos últimos en las columnas; pandeos locales de alas y alma; flexocompresión de las columnas para definición de longitud efectiva en dirección X-Y; resistencia a compresión y flexión. Después, se calcula las longitudes características, momento plástico, tensión crítica y relación demanda/capacidad.

- **Análisis del pórtico:** se define en el software los parámetros de longitud efectiva ( $K_y=1$ ). Luego, se señala los nodos y aplican overwrites. Se tiene flexocompresión de las columnas para todas las combinaciones.

**Definición de rótulas plásticas:** se tiene el Factor de endurecimiento por deformación del acero utilizado en la viga ( $C_{pr}$ ), momento máximo esperado en la rótula plástica ( $M_{pr}$ ), longitud entre rótulas plásticas ( $L_h$ ), corte por capacidad en la rótula plástica ( $V_p$ ), carga distribuida en vigas ( $Q$ ) y carga gravitacional en la rótula plástica ( $V_g$ ). Después se obtiene el corte resistente que se espera en la rótula plástica mediante la suma del corte por capacidad y el corte gravitacional.

$$C_{pr} = \min\left(\frac{F_{yb} + F_{ub}}{2 \cdot F_{yb}}, 1.2\right) \quad (32)$$

$$M_{pr} = C_{pr} \cdot R_{yb} \cdot Z_{xb} \cdot F_{yb} \quad (33)$$

$$L_h = L - 2 \cdot S_h - d_c \cdot F_{yb} \quad (34)$$

$$V_p = 2 \cdot \frac{M_{pr}}{L_h} \quad (35)$$

$$Q = (1.2L + 0.2 \cdot S_{DS}) \cdot CP + \gamma \cdot CV \quad (36)$$

$$V_g = Q \cdot \frac{L_h}{2} \quad (37)$$

Donde:

$S_h$ : distancia medida desde la cara de la columna que constituye el lugar donde ocurre la rótula plástica.

- **Relación de momentos en la junta viga-columna:** se suma los momentos en las vigas en junta; cortes resistentes en las rótulas plásticas, momentos resistentes esperados en las rótulas plásticas, distancia a la rótula plástica, momentos máximos probables para cada viga y del total de vigas. Posteriormente, se suma momentos en las columnas de la junta. Luego se evalúa la relación de momentos en las juntas. Se comprueba el cumplimiento del principio de columna fuerte/viga débil mediante la relación viga/columna con un valor menor a 1.00.
- **Revisión de panel:** la suma de fuerzas de momentos máximos probables en la viga determina la resistencia que requiere la zona del panel, restando el corte máximo esperado. Primero, se obtiene la demanda de la zona de panel, determinado momentos máximos esperados en las vigas de cara a la columna

y corte último, considerando, el valor menor entre momentos resistentes y máximos probables para transferir a las vigas. Así:

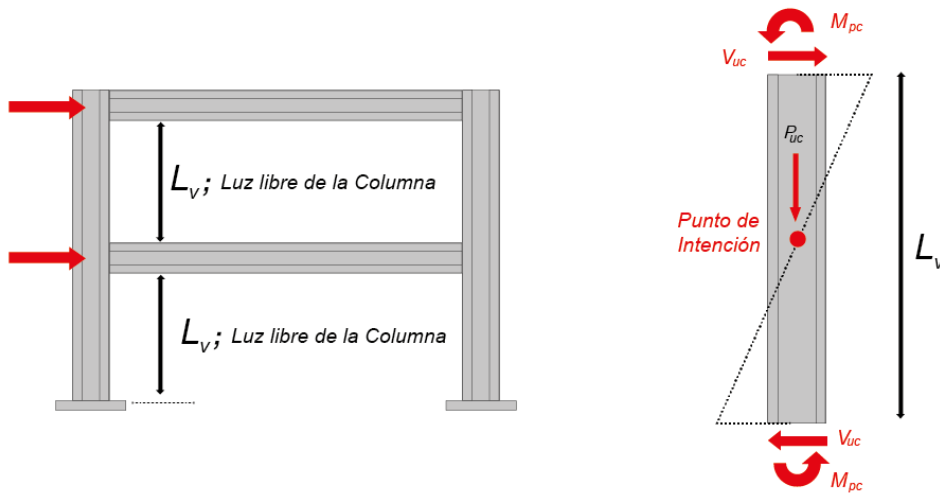


Figura 19. Zona del panel demanda

Luego se calcula longitud libre de la columna ( $L_V$ ), Corte esperado en la columna por capacidad de vigas ( $V_{uc\_vigas}$ ), corte último esperado en la columna ( $V_{uc\_1}$ ), corte último esperado en columnas ( $V_{uc}$ ) y demanda por corte en panel ( $R_u$ ).

$$L_V = H - d_b \quad (38)$$

$$V_{uc\_vigas} = \frac{M_{pbR}}{d_b + L_V} \quad (39)$$

$$V_{uc\_1} = \min\left(2 \cdot \frac{M_{pc\_1}}{L_V}, V_{uc\_vigas}\right) \quad (40)$$

$$V_{uc} = \min(V_{uc\_1}, V_{uc\_2}) \quad (41)$$

$$R_u = F_{fu\_1} + F_{fu\_2} - V_{uc} \quad (42)$$

Después, se calcula la resistencia de la zona del panel, revisando la relación demanda/capacidad, así como la demanda requerida para planchas adosadas al alma y espesor para las planchas adosadas, verificando su disposición.

- **Planchas de continuidad:** se determina la necesidad de incluir estas planchas según condición mínima.

$$\text{if}\left(t_{cf} > \frac{b_{bf}}{6}, \text{no requiere}, \text{sí requiere}\right) \quad (43)$$

Después, se calcula la resistencia mínima de la columna frente a las cargas concentradas, analizando el aplastamiento del alma y resistencia mínima de la

columna frente a las cargas concentradas. Posteriormente, se valora el espesor de las planchas de continuidad, esbeltez de la sección efectiva, tensión crítica de pandeo de la sección efectiva y el área de las planchas de continuidad. Luego, se calcula la soldadura de filete para los dos lados de la plancha, considerando su unión con alas y planchas adosadas a la columna. Así.

$$D_{req} = \frac{0.6 \times F_{yp} \times T_{cp}}{\phi_{exx} \times 0.6 F_{EXX} \times 0.707(2)} \quad (44)$$

Donde

$\phi_{exx}$ : Coeficiente de minoración y resistencia de soldadura

$F_{EXX}$ : Filete requerido

- **Revisión especial de columnas:** se realiza una revisión axial en las columnas con una amplificación de carga sísmica y no debe exceder la máxima carga transferida. Para el factor de amplificación se divide el momento máximo probable de la viga con el momento último.
- **Revisión de viga transversal:** Esta viga debe cumplir con los requerimientos de la norma, verificando su rigidez axial y análisis de la resistencia mediante la relación demanda/capacidad a compresión.

## 4.5 ANÁLISIS DE LOS DATOS

Previo al análisis de los datos se procesa la información en los programas determinados en las técnicas e instrumentos. Una vez que se aplica los mecanismos para la obtención del comportamiento de las conexiones en la simulación realizada se procede a comparar las conexiones con placa soldada patín – alma, considerando la histéresis de las vigas y la relación fuerza – desplazamiento. A continuación, se presenta el proceso para la implementación de la metodología.

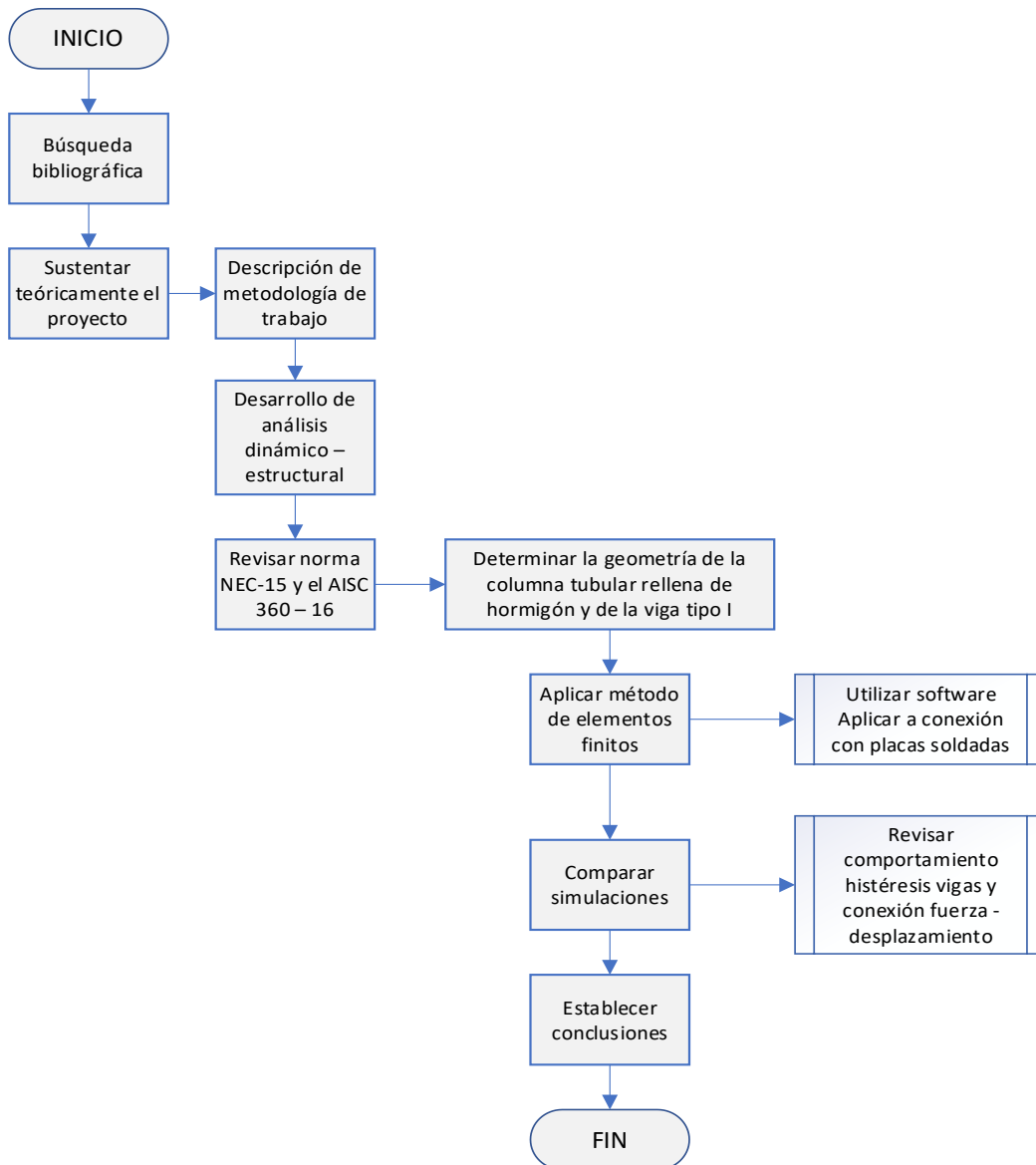


Figura 20 . Metodología de trabajo

## 5. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

En este capítulo se presenta los resultados del comportamiento de las conexiones con placa soldada patín – alma mediante simulación de elementos finitos en columnas tubulares rellenas de hormigón y viga tipo I, considerando el diseño sismorresistente de estructuras de acero para el sistema Pórtico Especial Resistente a Momento (SMF) según las Normas ANSI/AISC 360 & 341 (2016). Así como el contraste con otros resultados (discusión).

### 5.1 PÓRTICO ESPECIAL RESISTENTE A MOMENTO (SMF)

#### 5.1.1 GEOMETRÍA DEL PÓRTICO

Tabla 2. Geometría del pórtico

| Geometría del pórtico  |                      |                  |                  |
|------------------------|----------------------|------------------|------------------|
| Longitud de cada tramo | $L = 6.40 \text{ m}$ | Número de pisos  | $N_{pisos} = 5$  |
| Altura del piso        | $H = 3.20 \text{ m}$ | Número de tramos | $N_{tramos} = 3$ |

Nota. Tomado de geometría del pórtico

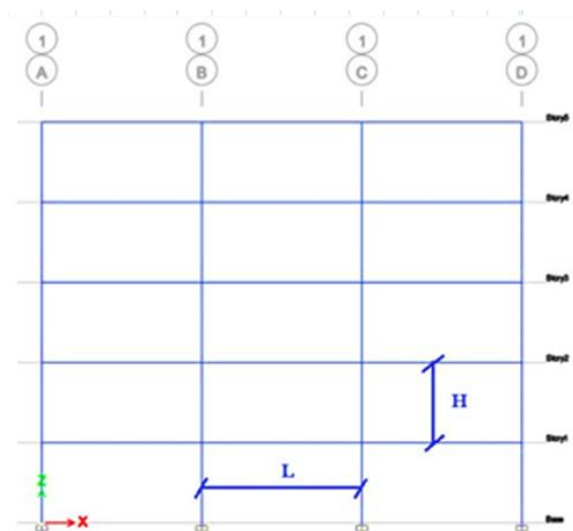


Figura 21. Geometría del pórtico

## 5.1.2 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

Las propiedades de los materiales se basan en acero estructural ASTM A-36.

Tabla 3. Propiedades de los materiales

| Propiedades de los materiales        |                            |  |                            |
|--------------------------------------|----------------------------|--|----------------------------|
| Tensión cedente de la viga principal | $F_{yb} = 250 \text{ MPa}$ | Tensión última de la viga principal              | $F_{ub} = 400 \text{ MPa}$ |
| Tensión cedente de la columna        | $F_{yc} = 250 \text{ MPa}$ | Tensión cedente de la viga transversal           | $F_{ys} = 250 \text{ MPa}$ |
| Tensión cedente de las planchas      | $F_{yp} = 250 \text{ MPa}$ | Factor de sobre-resistencia de la viga principal | $R_{yb} = 1.5$             |
| Módulo de elasticidad                | $E = 200000 \text{ MPa}$   | Factor de sobre-resistencia de la columna        | $R_{yc} = 1.5$             |

Nota. Tomado de propiedades de los materiales

Esto se configura en el programa ETABS:

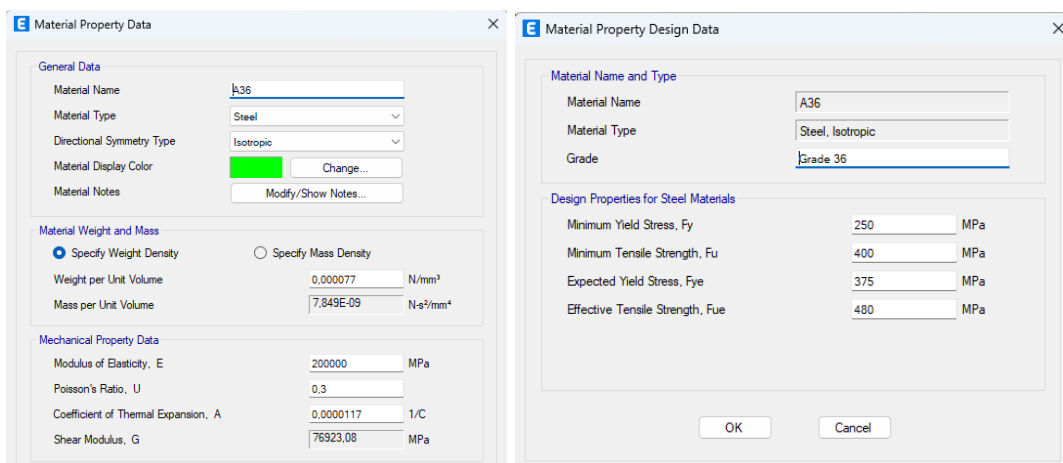


Figura 22. Configuración datos generales en ETABS

## 5.1.3 DEFINICIÓN DE LOS PARÁMETROS DE PERFILES DE DOBLE T

- Para el caso de la viga principal se utiliza el subíndice b.
- Para la columna se utiliza el subíndice c.
- Para la viga transversal se utiliza el subíndice s.

Esto se realiza para identificar los parámetros de la sección.

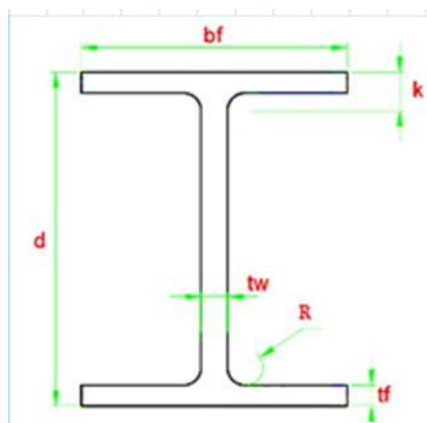


Figura 23. Perfiles de doble T

## 5.1.4 DEFINICIÓN DE PERFILES A UTILIZAR

### Viga a Utilizar: IPE 400

#### a) Datos de la sección

Tabla 4. Datos de la sección de viga

| Datos de sección                  |                            |                     |                                |
|-----------------------------------|----------------------------|---------------------|--------------------------------|
| Altura de la sección              | $d_b = 400 \text{ mm}$     | Área gruesa         | $A_b = 84.5 \text{ cm}^2$      |
| Ancho del ala                     | $b_{bf} = 180 \text{ mm}$  | Módulo elástico "X" | $S_{xb} = 1156.5 \text{ cm}^3$ |
| Espesor del ala                   | $t_{bf} = 13.5 \text{ mm}$ | Módulo plástico "X" | $Z_{xb} = 1307 \text{ cm}^3$   |
| Espesor del alma                  | $t_{bw} = 8.6 \text{ mm}$  | Inercia en "X"      | $I_{xb} = 23130 \text{ cm}^4$  |
| Radio de curvatura                | $r_b = 21 \text{ mm}$      | Inercia en "Y"      | $I_{yb} = 1318 \text{ cm}^4$   |
| Constante torsional de St. Venant | $J_b = 51.3 \text{ cm}^4$  |                     |                                |

Nota. Tomado de la sección de la viga

#### b) Cálculo de propiedades

Tabla 5. Cálculo de propiedades viga

| Cálculo de propiedades         |   |  |  |
|--------------------------------|---|--|--|
| Radio de giro en "X"           | $r_{xb} = \sqrt{\frac{I_{xb}}{A_b}} = 16.545 \text{ cm}$                    | Altura libre del alma                  | $h_b = d_b - 2k_b = 331 \text{ mm}$        |
| Radio de giro en "Y"           | $r_{yb} = \sqrt{\frac{I_{yb}}{A_b}} = 3.949 \text{ cm}$                     | Espesor del ala + curvatura            | $k_b = t_{bf} + r_b = 34.5 \text{ mm}$     |
| Constante de torsión de alabeo | $C_{wb} = t_{bf} * h_{ob}^2 * \frac{b_{bf}^3}{24} = 490048.47 \text{ cm}^6$ | Distancia entre centroides de las alas | $h_{ob} = d_b - t_{bf} = 386.5 \text{ mm}$ |

Nota. Tomado de propiedades



## Columna a Utilizar: HEB 450

### a) Datos de la sección

Tabla 6. Datos de la sección de columna

| Datos de sección                  |                           |                     |                                |
|-----------------------------------|---------------------------|---------------------|--------------------------------|
| Altura de la sección              | $d_c = 450 \text{ mm}$    | Área gruesa         | $A_c = 218 \text{ cm}^2$       |
| Ancho del ala                     | $b_{cf} = 300 \text{ mm}$ | Módulo elástico "X" | $S_{xc} = 3550.7 \text{ cm}^3$ |
| Espesor del ala                   | $t_{cf} = 26 \text{ mm}$  | Módulo plástico "X" | $Z_{xc} = 3982 \text{ cm}^3$   |
| Espesor del alma                  | $t_{cw} = 14 \text{ mm}$  | Inercia en "X"      | $I_{xc} = 79890 \text{ cm}^4$  |
| Radio de curvatura                | $r_c = 27 \text{ mm}$     | Inercia en "Y"      | $I_{yc} = 11720 \text{ cm}^4$  |
| Constante torsional de St. Venant | $J_c = 448 \text{ cm}^4$  |                     |                                |

Nota. Tomado de la sección de la columna

### b) Cálculo de propiedades

Tabla 7. Cálculo de propiedades columna

| Cálculo de propiedades         |   |  |  |
|--------------------------------|---|--|--|
| Radio de giro en "X"           | $r_{xc} = \sqrt{\frac{I_{xc}}{A_c}} = 19.143 \text{ cm}$                  | Altura libre del alma                  | $h_c = d_c - 2k_c = 344 \text{ mm}$      |
| Radio de giro en "Y"           | $r_{yc} = \sqrt{\frac{I_{yc}}{A_c}} = 7.332 \text{ cm}$                   | Espesor del ala + curvatura            | $k_c = t_{cf} + r_c = 53 \text{ mm}$     |
| Constante de torsión de alabeo | $C_{wc} = t_{cf} * h_{oc}^2 * \frac{b_{cf}^3}{24} = 5258448 \text{ cm}^6$ | Distancia entre centroides de las alas | $h_{oc} = d_c - t_{cf} = 424 \text{ mm}$ |

Nota. Tomado de propiedades

## Viga transversal (soporte lateral): IPE 160

### a) Datos de la sección

Tabla 8. Datos de la sección de viga transversal

| Datos de sección                  |                           |                     |                               |
|-----------------------------------|---------------------------|---------------------|-------------------------------|
| Altura de la sección              | $d_s = 160 \text{ mm}$    | Área gruesa         | $A_s = 20.1 \text{ cm}^2$     |
| Ancho del ala                     | $b_{fs} = 82 \text{ mm}$  | Módulo elástico "X" | $S_{xs} = 108.6 \text{ cm}^3$ |
| Espesor del ala                   | $t_{fs} = 7.4 \text{ mm}$ | Módulo plástico "X" | $Z_{xs} = 124 \text{ cm}^3$   |
| Espesor del alma                  | $t_{sw} = 5 \text{ mm}$   | Inercia en "X"      | $I_{xs} = 869 \text{ cm}^4$   |
| Radio de curvatura                | $r_s = 9 \text{ mm}$      | Inercia en "Y"      | $I_{ys} = 68.3 \text{ cm}^4$  |
| Constante torsional de St. Venant | $J_s = 3.5 \text{ cm}^4$  |                     |                               |

Nota. Tomado de la sección de la viga transversal

## b) Cálculo de propiedades

Tabla 9. Cálculo de propiedades de viga transversal

| Cálculo de propiedades         |   |  |  |
|--------------------------------|---|--|--|
| Radio de giro en "X"           | $r_{xs} = \sqrt{\frac{I_{xs}}{A_s}} = 6.575 \text{ cm}$                   | Altura libre del alma                  | $h_s = d_s - 2k_s = 127.2 \text{ mm}$      |
| Radio de giro en "Y"           | $r_{ys} = \sqrt{\frac{I_{ys}}{A_s}} = 1.843 \text{ cm}$                   | Espesor del ala + curvatura            | $h_s = d_s - 2k_s = 127.2 \text{ mm}$      |
| Constante de torsión de alabeo | $C_{ws} = t_{fs} * h_{os}^2 * \frac{b_{fs}^3}{24} = 3958.87 \text{ cm}^6$ | Distancia entre centroides de las alas | $h_{os} = d_s - t_{fs} = 152.6 \text{ mm}$ |

Nota. Tomado de propiedades

### 5.1.5 DEFINICIÓN DE CASOS DE CARGA

En este caso se considera las columnas y vigas para ingresar los datos en el programa ETABS:



Figura 24. Columnas y vigas en ETABS

CP= Carga permanente; CV = Carga variable; SH= Sismo horizontal; NLx\_CP = Notional Load de carga permanente en dirección X; NLx\_CV = Notional Load de carga variable en dirección X

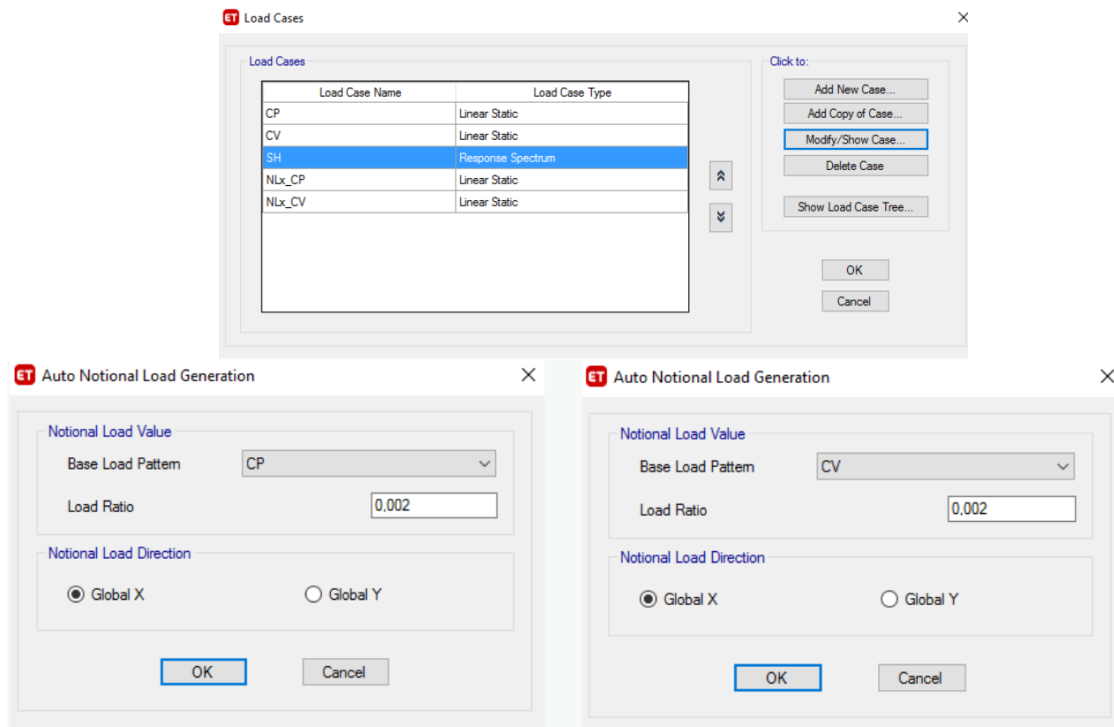


Figura 25. Ingresos casos de cargas

## 5.1.6 CARGAS GRAVITACIONALES APLICADAS

Carga permanente  $\rightarrow CP = 24 \frac{kN}{m}$



Figura 26. Carga permanente sobre las vigas

Carga variable  $\rightarrow CV = 12 \frac{kN}{m}$

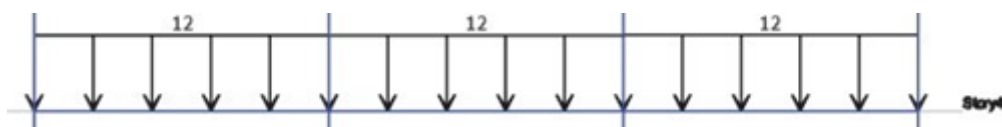
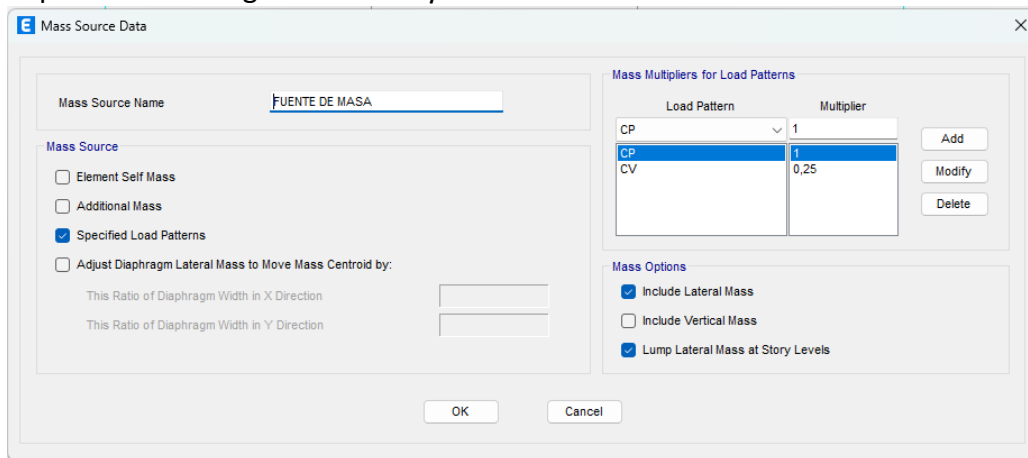


Figura 27. Carga variable sobre las vigas

## 5.1.7 FUENTE DE MASA

Participación de la carga variable  $\rightarrow \gamma := 0.25$



Mass Source Name: FUENTE DE MASA

Mass Source:

- Element Self Mass
- Additional Mass
- Specified Load Patterns
- Adjust Diaphragm Lateral Mass to Move Mass Centroid by:
  - This Ratio of Diaphragm Width in X Direction:
  - This Ratio of Diaphragm Width in Y Direction:

Mass Multipliers for Load Patterns:

| Load Pattern | Multiplier |
|--------------|------------|
| CP           | 1          |
| CV           | 0,25       |

Mass Options:

- Include Lateral Mass
- Include Vertical Mass
- Lump Lateral Mass at Story Levels

Buttons: OK, Cancel

### Caso general

$$W = D + 0.25L_i$$

Dónde

**D** Carga muerta total de la estructura

**L<sub>i</sub>** Carga viva del piso i

### Casos especiales: bodegas y almacenaje

$$W = D + 0.5L_i$$

Dónde

**D** Carga muerta total de la estructura

**L<sub>i</sub>** Carga viva del piso i

Figura 28. Fuente de masa recomendada por la NEC

## 5.1.8 ACCIÓN SÍSMICA

La ubicación de la edificación determina la zona sísmica con la cual se obtiene el valor  $Z$  que representa la aceleración máxima del terreno.

- Zonificación sísmica y factor de zona (Art. 3.1)

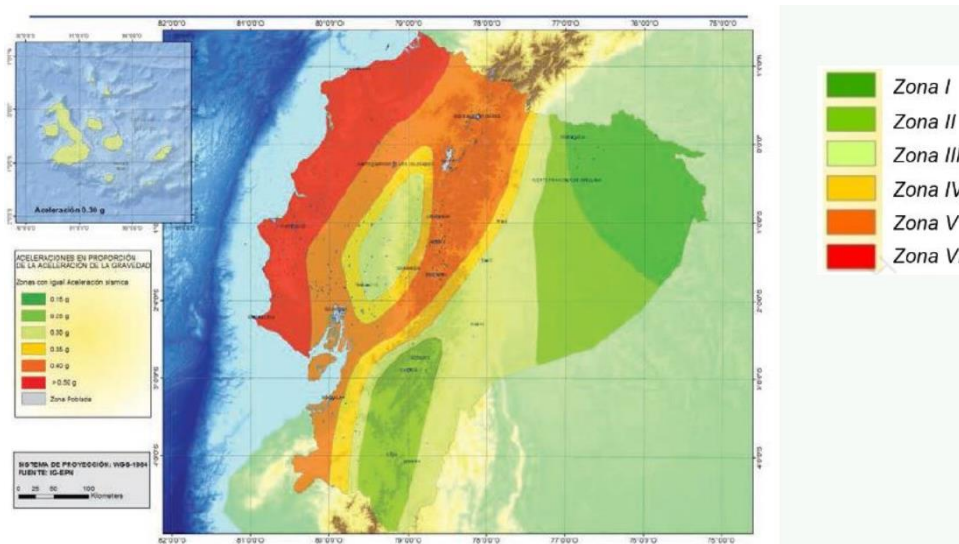


Figura 29. Mapa de zonificación sísmica

Nota. Tomado de NEC-SE-DS

Se considera la Zona = “V”

Tabla 10. Valores del factor  $Z$

| Zona sísmica                        | I          | II   | III  | IV   | V    | VI         |
|-------------------------------------|------------|------|------|------|------|------------|
| Valor Factor $Z$                    | 0.15       | 0.25 | 0.30 | 0.35 | 0.40 | $\geq 0.5$ |
| Caracterización del peligro sísmico | Intermedia | Alta | Alta | Alta | Alta | Muy alta   |

Nota. Tomado de la NEC-SE-DS

Factor de aceleración del terreno  $\rightarrow Z = 0.4$

- Geología local y factores de diseño (Art. 3.2)

Con la clasificación del perfil de suelo se determinan los coeficientes de sitio  $F_a$ ,  $F_d$  y  $F_s$  necesarios para definir el espectro de diseño.

Tabla 11. Clasificación de los perfiles de suelo

| Tipo de perfil | Descripción  | Definición  |
|----------------|--|---|
| A              | Perfil de roca competente  | $V_s \geq 1500$ m/s                                 |
| B              | Perfil de roca de rigidez media  | $1500$ m/s $> V_s \geq 760$ m/s                     |
| C              | Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante             | $760$ m/s $> V_s \geq 360$ m/s                      |
|                | Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios                             | $N \geq 50.0$<br>$S_u \geq 100$ KPa                 |
| D              | Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante                               | $360$ m/s $> V_s \geq 180$ m/s                      |
|                | Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones   | $50 > N \geq 15.0$<br>$100$ kPa $> S_u \geq 50$ kPa |
| E              | Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante  | $V_s < 180$ m/s                                     |
|                | Perfil con un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas   | $IP > 20$<br>$w \geq 40\%$<br>$S_u < 50$ kPa        |
| F              | Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. |   |

Nota. Tomado de la NEC-SE-DS

El tipo de perfil de suelo  $\rightarrow TP = D$

**Fa:** coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto.

Tabla 12. Coeficiente Fa

| Tipo de perfil del subsuelo | I   | II          | III         | IV          | V           | VI                           |
|-----------------------------|---|-------------|-------------|-------------|-------------|------------------------------|
| <b>Factor Z</b>             | <b>0.15</b>   | <b>0.25</b> | <b>0.30</b> | <b>0.35</b> | <b>0.40</b> | <b><math>\geq 0.5</math></b> |
| A                           | 0.9   | 0.9         | 0.9         | 0.9         | 0.9         | 0.9                          |
| B                           | 1   | 1           | 1           | 1           | 1           | 1                            |
| C                           | 1.4   | 1.3         | 1.25        | 1.23        | 1.2         | 1.18                         |
| D                           | 1.6   | 1.4         | 1.3         | 1.25        | 1.2         | 1.12                         |
| E                           | 1.8   | 1.4         | 1.25        | 1.1         | 1.0         | 0.85                         |
| F                           | Véase Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4 en la NEC-SE-DS |             |             |             |             |                              |

Nota. Tomado de la NEC-SE-DS

**Fd:** desplazamientos para diseño en roca.

Tabla 13. Coeficiente Fd

| Tipo de perfil del subsuelo | I  | II          | III         | IV          | V           | VI                           |
|-----------------------------|--|-------------|-------------|-------------|-------------|------------------------------|
| <b>Factor Z</b>             | <b>0.15</b>  | <b>0.25</b> | <b>0.30</b> | <b>0.35</b> | <b>0.40</b> | <b><math>\geq 0.5</math></b> |
| A                           | 0.9  | 0.9         | 0.9         | 0.9         | 0.9         | 0.9                          |
| B                           | 1  | 1           | 1           | 1           | 1           | 1                            |
| C                           | 1.36   | 1.28        | 1.19        | 1.15        | 1.11        | 1.06                         |
| D                           | 1.62   | 1.45        | 1.36        | 1.28        | 1.19        | 1.11                         |
| E                           | 2.1  | 1.75        | 1.7         | 1.65        | 1.6         | 1.5                          |
| F                           | Véase Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y 10.5.4 en la NEC-SE-DS |             |             |             |             |                              |

Nota. Tomado de la NEC-SE-DS

**Fs:** comportamiento no lineal de los suelos.

Tabla 14. Coeficiente  $F_s$

| Tipo de perfil del subsuelo | I   | II          | III         | IV          | V           | VI          |
|-----------------------------|---|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| <b>Factor Z</b>             | <b>0.15</b>   | <b>0.25</b> | <b>0.30</b> | <b>0.35</b> | <b>0.40</b> | <b>≥0.5</b> |
| A                           | 0.75  | 0.75        | 0.75        | 0.75        | 0.75        | 0.75        |
| B                           | 0.75  | 0.75        | 0.75        | 0.75        | 0.75        | 0.75        |
| C                           | 0.85  | 0.94        | 1.02        | 1.06        | 1.11        | 1.23        |
| D                           | 1.02  | 1.06        | 1.11        | 1.19        | 1.28        | 1.40        |
| E                           | 1.5   | 1.6         | 1.7         | 1.8         | 1.9         | 2           |
| F                           | Véase <a href="#">Tabla 2</a> : Clasificación de los perfiles de suelo y <a href="#">10.6.4</a> en la NEC-SE-DS |             |             |             |             |             |

Nota. Tomado de la NEC-SE-DS

Cuando se considera la Zona “V” y tipo de perfil de suelo “D”, se tienen los siguientes factores de diseño:

Coeficiente de ampliación de suelo en la zona de periodo corto  $\rightarrow F_a = 1.2$

Desplazamiento para diseño en roca  $\rightarrow F_d = 1.19$

Comportamiento no lineal de los suelos  $\rightarrow F_s = 1.28$

- Espectros elásticos del diseño (Art. 3.3.)

La norma NEC-SE-DS trabaja con dos espectros, uno para aceleraciones y otro para desplazamientos:

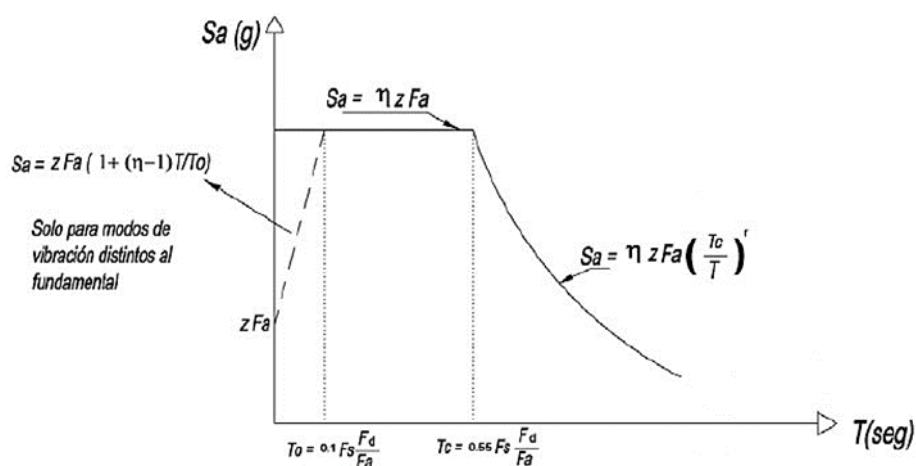


Figura 30. Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño

Nota. Tomado de la NEC-SE-DS

$T_0 = 0.1 \cdot F_s \cdot \frac{F_d}{F_a} \cdot s = 0.127s \rightarrow$  Período de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representan el sismo de diseño.

$T_C = 0.55 \cdot F_s \cdot \frac{F_d}{F_a} \cdot s = 0.698s \rightarrow$  Período de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representan el sismo de diseño.

$T_L = 2.4 \cdot F_d \cdot s = 2.856s \rightarrow$  Período límite de vibración utilizado para la definición de espectro de respuesta en desplazamientos.

Definiendo un rango de períodos a graficar:  $T = 0s, 0.01s..4s$

- *Espectro de Aceleraciones*

Es definido por el valor  $S_a$  expresada en función de la gravedad. Para provincias de la sierra Esmeraldas y Galápagos es:  $n = 2.48$

$r = if(TP = E, 1.5, 1.0) = 1 \rightarrow$  Factor usado en el espectro de diseño elástico depende de la ubicación geográfica del proyecto.

|                    |  |
|--------------------|--|
| $T < T_0$          | $S_{a1}(T) = Z \cdot F_a \cdot \left(1 + (n - 1) \cdot \frac{T}{T_0}\right)$ |
| $T < T_0 \leq T_C$ | $S_{a2}(T) = n \cdot Z \cdot F_a = 1.19$                                     |
| $T > T_C$          | $S_{a3}(T) = n \cdot Z \cdot F_a \cdot \left(\frac{T_C}{T}\right)^r$         |

$$S_a(T) = if\left(T < T_0, S_{a1}(T), if\left(T \leq T_C, S_{a2}(T), S_{a3}(T)\right)\right) \cdot g$$



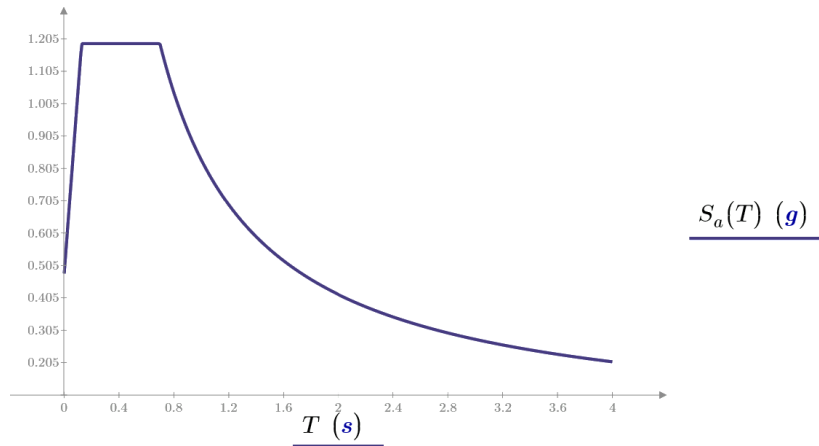


Figura 31. Espectro elástico horizontal de diseño de aceleraciones

Nota. Tomado de la NEC-SE-DS

○ *Espectro de desplazamientos*

Para la definición de los desplazamientos espectrales elásticos correspondientes al nivel del sismo, por lo que se utiliza el siguiente espectro elástico de diseño de desplazamientos  $S_d$  (m) definido a partir del espectro de aceleraciones:

Es definido por el valor de  $S_d$  expresada en metros, según lo siguiente:

$$T \leq T_L \quad S_{d1}(T) = S_a(T) \cdot \left(\frac{T}{2 * \pi}\right)^2$$

$$T > T_L \quad S_{d2}(T) = S_a(T) \cdot \left(\frac{T_L}{2 * \pi}\right)^2$$

$$S_d(T) = if(T \leq T_L, S_{d1}(T), S_{d2}(T))$$

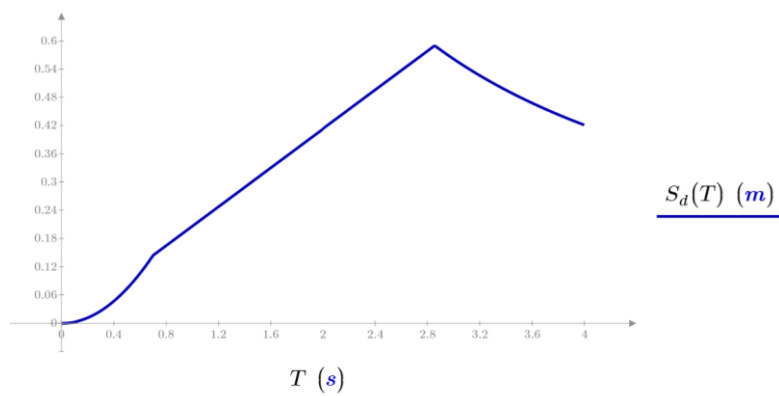


Figura 32. Espectro de desplazamientos

Nota. Tomado de NEC-SE-DS

- Categorías de edificios y coeficiente de importancia (Art. 4.1)

Las estructuras del proyecto deberán ser clasificadas en una de las siguientes categorías y se adoptará el valor del factor de importancia I.

Tabla 15. Categoría de edificios

| Categoría                                   | Tipo de uso, destino e importancia  | Coficiente I |
|---|---|--------------|
| <b>1. Edificaciones esenciales</b>          | Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas. | 1.5          |
| <b>2. Estructuras de ocupación especial</b> | Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente  | 1.3          |
| <b>3. Otras estructuras</b>                 | Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores  | 1.0          |

Nota. Tomado de la NEC-SE-DS

Se considera la categoría 3, por ende, el coeficiente de importancia (I) es 1.0, donde I es el coeficiente de importancia.

- Factor de reducción de resistencia sísmica (Art. 6.3.4)

Se debe determinar el valor del factor de reducción de resistencia sísmica R según las siguientes tablas:

Tabla 16. Factor R según sistemas estructurales

| Sistemas Estructurales Dúctiles  | R |
|--|---|
| <b>Sistemas Duales</b>   |   |
| Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).   | 8 |
| Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado. | 8 |
| Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).  | 8 |

Nota. Tomado de NEC-SE-DS

| <b>Sistemas Estructurales Dúctiles</b>  | <b>R</b> |
|---|----------|
| Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado con diagonales rigidizadoras. | 7        |
| <b>Pórticos resistentes a momentos</b>  |          |
| Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.  | 8        |
| Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente con elementos armado de placas.  | 8        |
| Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.   | 8        |
| <b>Otros sistemas estructurales para edificaciones</b>  |          |
| Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.  | 5        |
| Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.   | 5        |

Nota. Tomado de NEC-SE-DS

| <b>Sistemas Estructurales Ductilidad Limitada</b>  | <b>R</b> |
|--|----------|
| <b>Pórticos resistentes a momento</b>  |          |
| Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la <a href="#">NEC-SE-HM</a> , limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 metros. | 3        |
| Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la <a href="#">NEC-SE-HM</a> , con armadura electrosoldada de alta resistencia.                    | 2.5      |
| Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos.  | 2.5      |
| <b>Pórticos resistentes a momentos</b>   |          |
| Mampostería no reforzada, limitada a un piso.  | 1        |
| Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos.   | 3        |
| Mampostería confinada, limitada a 2 pisos.   | 3        |
| Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos.   | 3        |

Nota. Tomado de NEC-SE-DS

Así, en el proyecto se considera:  $R = 8$ .

- Irregularidades y coeficientes de configuración estructural (Art. 5.3)

El factor de reducción de resistencia sísmica para el diseño, deberá ser reducido considerando la regularidad de la estructura. Cuando no existen irregularidades  $\phi_P$  y  $\phi_E$  será igual a 1.0.

Tabla 17. Irregularidades en planta

|        | Irregularidad en planta                | Coef. De irregularidad $\phi_P$ |
|--------|--|---------------------------------|
| Tipo 1 | Irregularidad torsional                | 0.9                             |
| Tipo 2 | Retrocesos excesivos en las esquinas   | 0.9                             |
| Tipo 3 | Discontinuidades en el sistema de piso | 0.9                             |
| Tipo 4 | Ejes estructurales no paralelos        | 0.9                             |

Nota. Tomado de la NEC-SE-DS

$$\phi_{PA}=1; \phi_{PB}=1$$

Tabla 18. Irregularidades en elevación

|        | Irregularidad en elevación | Coef. De irregularidad $\phi_E$ |
|--------|----------------------------|---------------------------------|
| Tipo 1 | Piso flexible              | 0.9                             |
| Tipo 2 | Distribución de masa       | 0.9                             |
| Tipo 3 | Irregularidad geométrica   | 0.9                             |

Nota. Tomado de la NEC-SE-DS

$$\phi_{EA}=1; \phi_{EB}=1$$

El menor valor entre los tipos de irregularidad señalados.

$\phi_P \phi_{PA} \cdot \phi_{PB} = 1 \rightarrow$  Coeficiente de irregularidad asociado a la planta

$\phi_E \phi_{EA} \cdot \phi_{EB} = 1 \rightarrow$  Coeficiente de irregularidad asociado a la elevación

$R \cdot \phi_P \cdot \phi_E = 8 \rightarrow$  Factor de reducción de resistencia sísmica corregido por las irregularidades

- Reducción de las fuerzas de diseño (Art. 6.2.2 e)

Las fuerzas obtenidas mediante el análisis elástico dinámico pueden ser reducidas para propósitos de diseño dividiendo por el valor de R corregido y multiplicando por el factor de importancia (I). Por esto, se puede considerar un espectro de aceleraciones reducidas según se describe a continuación:

$$S_a(T) \cdot \frac{1}{R \cdot \phi_P \cdot \phi_E}$$

$$S_a(T) \cdot (g)$$

$$S_a(T) \cdot \frac{1}{R \cdot \phi_P \cdot \phi_E} (g)$$

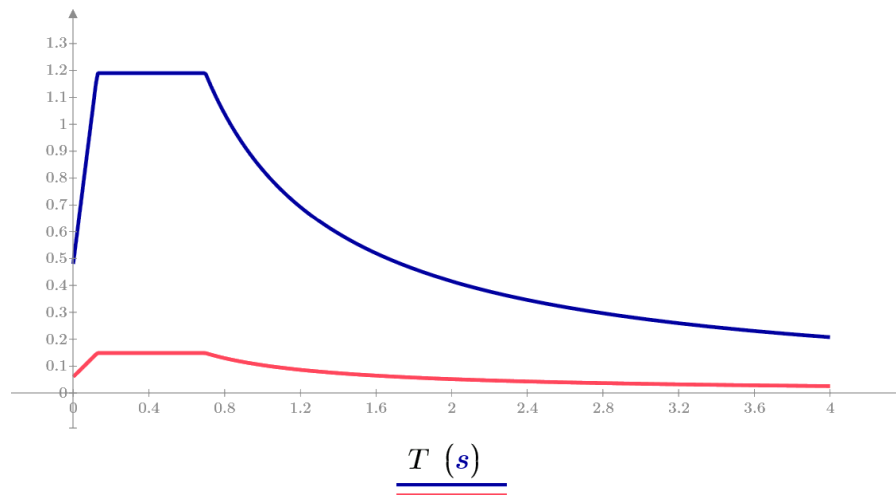


Figura 33. Reducción de las fuerzas de diseño

Nota. Tomado de NEC-SE-DS

- Corte basal (Art. 6.2.2 b)

La altura total de la edificación en metros  $hn = 16$  m. Además, se toma en cuenta los valores de los parámetros  $C_t$  y  $\alpha$  para estructuras de acero sin arriostramientos, es así que se tiene  $C_t = 0.072$  y  $\alpha = 0.8 \rightarrow$  Coef. para estimar el período fundamental de la edificación.

| Tipo de estructura   | $C_t$ | $\alpha$ |
|--|-------|----------|
| <b>Estructuras de acero</b>  |       |          |
| Sin arriostramientos   | 0.072 | 0.8      |
| Con arriostramientos   | 0.073 | 0.75     |
| <b>Pórticos especiales de hormigón armado</b>  |       |          |
| Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras  | 0.055 | 0.9      |
| Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural | 0.055 | 0.75     |

Figura 34. Valores de los parámetros  $C_t$  y  $\alpha$

Nota. Tomado de NEC-SE-DS

$T_0 = 0.1 \cdot F_s \cdot \frac{F_d}{F_a} \cdot s = 0.127s \rightarrow$  Período de vibración INFERIOR en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representan el sismo de diseño.

$T = C_t \cdot \left(h_n \cdot \frac{1}{m}\right)^\alpha \cdot (s) = 0.662s \rightarrow$  Período de vibración de la estructura.

$T_C = 0.55 \cdot F_s \cdot \frac{F_d}{F_a} \cdot s = 0.698s \rightarrow$  Período de vibración SUPERIOR en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representan el sismo de diseño.

$$T < T_0 \quad S_{a1}(T) = Z \cdot F_a \cdot \left(1 + (n - 1) \cdot \frac{T}{T_0}\right) = 4.183$$

$$T < T_0 \leq T_C \quad S_{a2}(T) = n \cdot Z \cdot F_a = 1.19$$

$$T > T_C \quad S_{a3}(T) = n \cdot Z \cdot F_a \cdot \left(\frac{T_C}{T}\right)^r = 1.256$$

$$C = \frac{I \cdot S_{a2}}{R \cdot \phi_P \cdot \phi_E} = 0.1488 \rightarrow \text{Cortante basal estático}$$

$S_{DS} = S_{a2} = 1.19 \rightarrow$  Coeficiente de aceleración para periodos cortos

### 5.1.9 COMBINACIÓN DE CARGAS

- En condición de servicio

$$UDStLD1 = CP$$

$$UDStLD2 = CV + CP$$

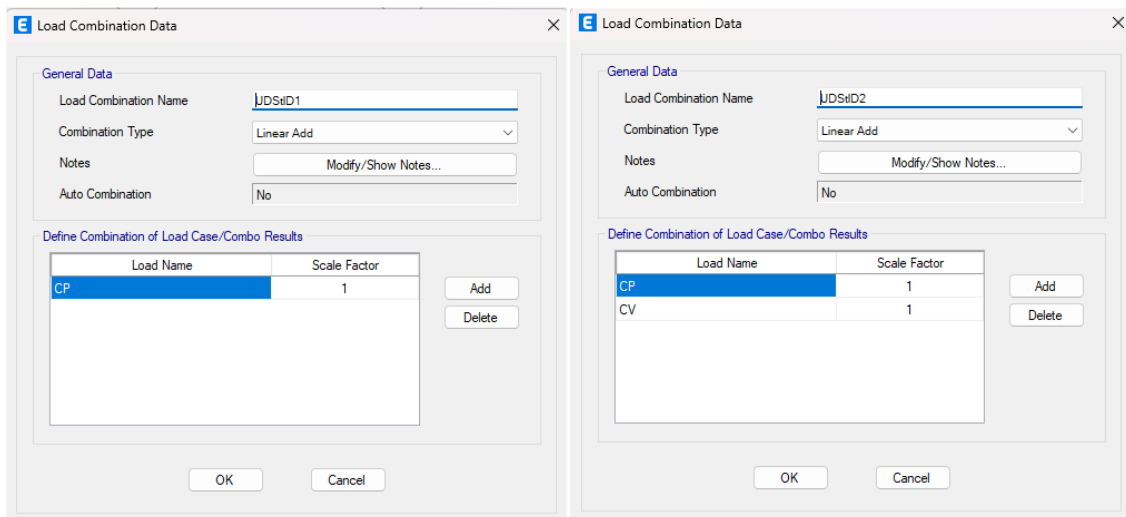


Figura 35. Combinación de carga

- En condición de agotamiento

Se toma en cuenta los grupos de combinaciones en diseño, cuando se hace el análisis.

$$UDStLD1 = 1.4 CP + 1.4NLx\_CP$$

$$UDStLD2 = 1.4 CP + 1.4NLx\_CP$$

$$UDStLD3 = 1.2 CP + 1.6 CV + 1.2NLx\_CP + 1.6NLx\_CV$$

$$UDStLD4 = 1.2 CP + 1.6 CV - 1.2NLx\_CP - 1.6NLx\_CV$$

$$UDStLD5 = (1.2 + 0.2SDs)CP + \gamma CV + SH = 1.438 CP + 0.5 CV + SH$$

$$UDStLD6 = (0.9 - 0.2SDs)CP + SH = 0.6619 CP + SH$$

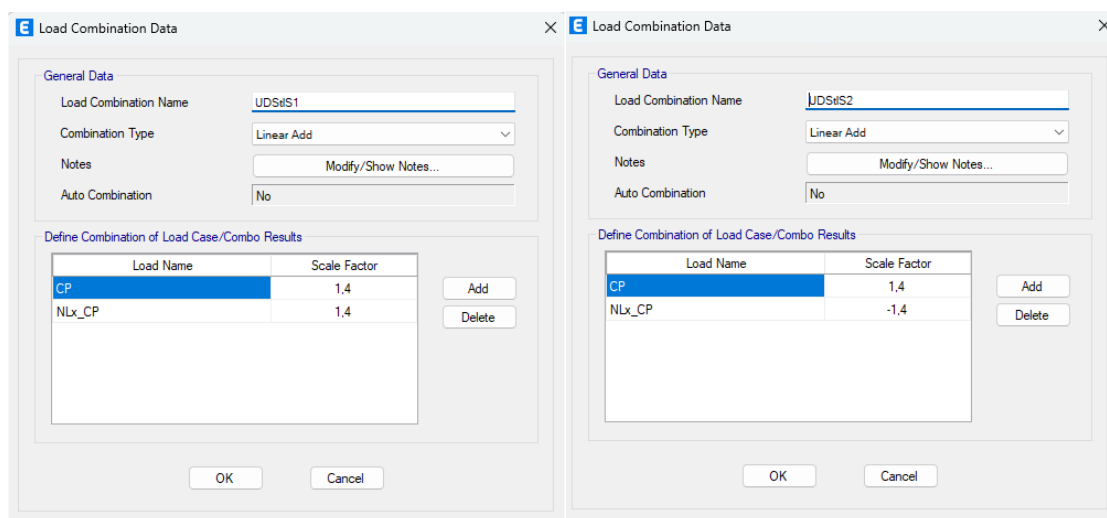


Figura 36. Combinación de agotamiento 1 -2

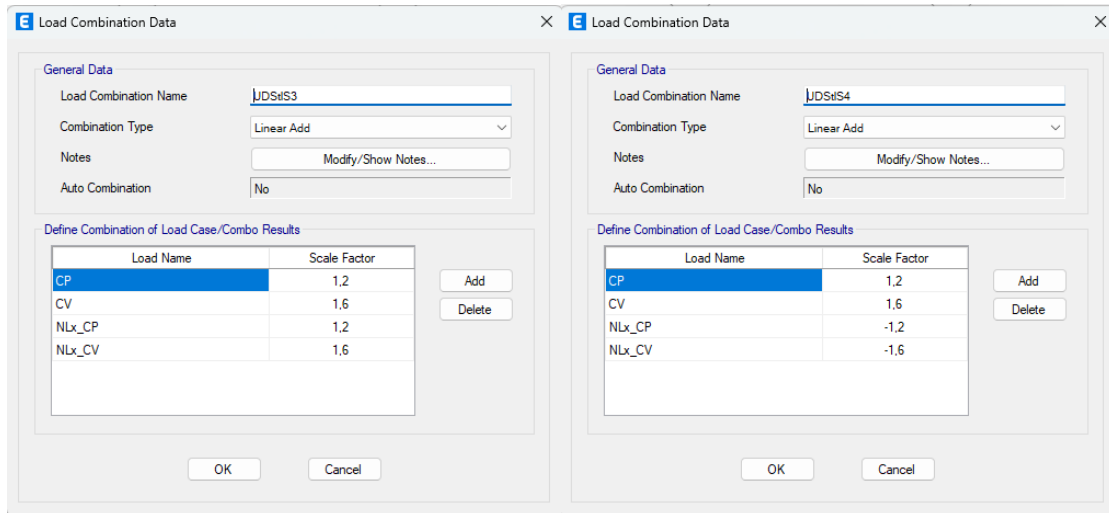


Figura 37. Combinación de agotamiento 3-4

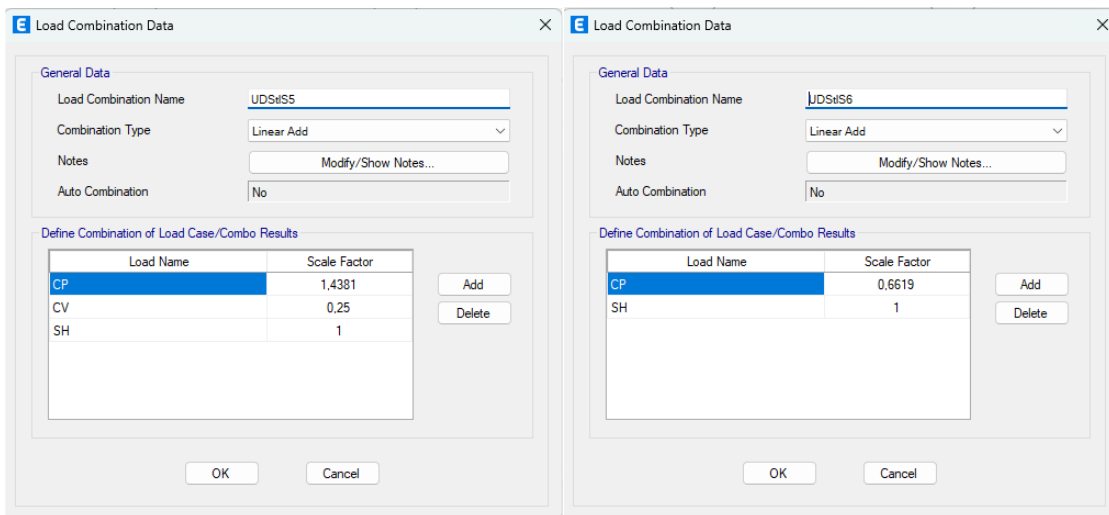


Figura 38. Combinación de carga combinación 5 -6

### 5.1.10 EFECTO P-DELTA

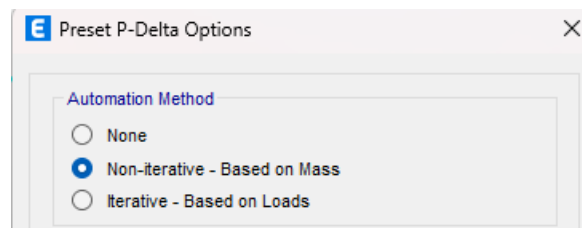


Figura 39. Efecto P-Delta



### 5.1.11 BRAZOS RÍGIDOS

Se determina la aplicación de brazos rígidos el cual permite dar rigidez en las conexiones de los elementos tipo frame en vigas y columnas. Se tiene un factor de 0.75.

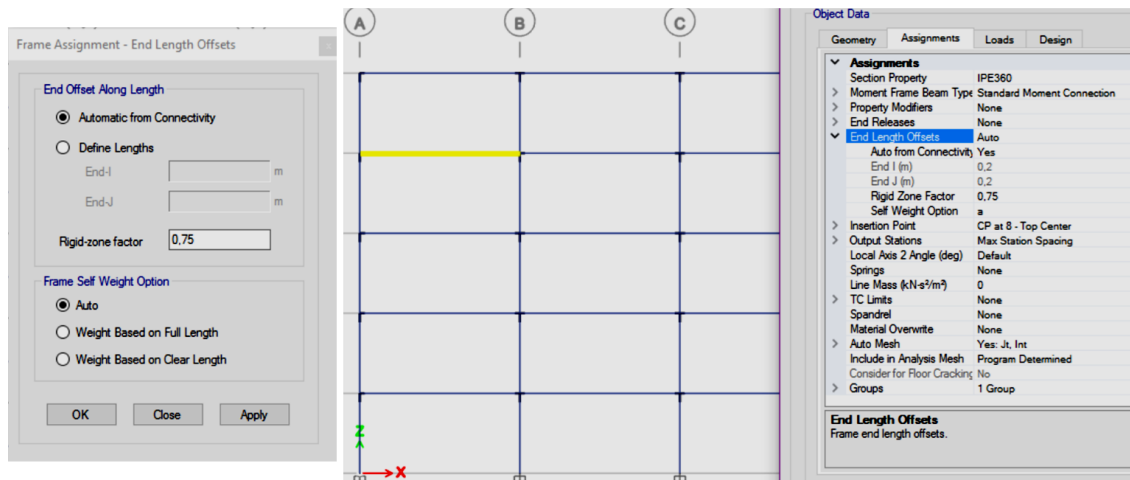


Figura 40. Brazos rígidos

### 5.1.12 PREFERENCIAS PARA EL DISEÑO EN ACERO

Se ha determinado el uso de la normativa AISC -360 en la cual se ha hecho énfasis en el análisis de diseño mediante SMF. En las preferencias para el diseño en acero se tiene los datos del diseño de código, factor de importancia,  $Sds$ ,  $R$ ,  $Rho$ ,  $Cd$ ,  $\Omega_0$ , análisis del método, segundo método, factor beta, factor beta omega,  $\Phi$  y otros, lo cual se aprecia a continuación:

| Steel Frame Design Preferences for AISC 360-16 |  |                    | Steel Frame Design Preferences for AISC 360-16 |                                     |      |
|--|--|--------------------|--|-------------------------------------|------|
| Item   | Value  |                    | Item   | Value                               |      |
| 01   | Design Code                                  | AISC 360-16        | 19   | $\Phi$ (Compression)                | 0.9  |
| 02   | Multi-Response Case Design                   | Step-by-Step - All | 20   | $\Phi$ (Tension-Yielding)           | 0.9  |
| 03   | Framing Type                                 | SMF                | 21   | $\Phi$ (Tension-Fracture)           | 0.75 |
| 04   | Seismic Design Category                      | D                  | 22   | $\Phi$ (Shear)                      | 0.9  |
| 05   | Importance Factor                            | 1                  | 23   | $\Phi$ (Shear-Short Webed Rolled I) | 1    |
| 06   | Design System Rho                            | 1                  | 24   | $\Phi$ (Torsion)                    | 0.9  |
| 07   | Design System Sds                            | 1.1904             | 25   | Ignore Seismic Code?                | No   |
| 08   | Design System R                              | 6                  | 26   | Ignore Special Seismic Load?        | No   |
| 09   | Design System $\Omega_0$                     | 3                  | 27   | Is Doubler Plate Plug-Welded?       | Yes  |
| 10   | Design System Cd                             | 4.8                | 28   | HSS Welding Type                    | ERW  |
| 11   | Design Provision                             | LRFD               | 29   | Reduce HSS Thickness?               | No   |
| 12   | Analysis Method                              | Effective Length   | 30   | Consider Deflection?                | Yes  |
| 13   | Second Order Method                          | General 2nd Order  | 31   | DL Limit, L /                       | 120  |
| 14   | Stiffness Reduction Method                   | Tau+b Fixed        | 32   | Super DL+LL Limit, L /              | 120  |
| 15   | Add Notional load cases into seismic combos? | No                 | 33   | Live Load Limit, L /                | 360  |
| 16   | Beta Factor                                  | 1.3                | 34   | Total Limit, L /                    | 240  |
| 17   | BetaOmega Factor                             | 1.6                | 35   | Total-Camber Limit, L /             | 240  |
| 18   | $\Phi$ (Bending)                             | 0.9                | 36   | Pattem Live Load Factor             | 0.75 |

Figura 41. Preferencia diseño de acero

### 5.1.13 DIAFRAGMAS RÍGIDOS

Garantiza que las vigas trabajen a flexión y no exista ningún componente de cargas axiales.

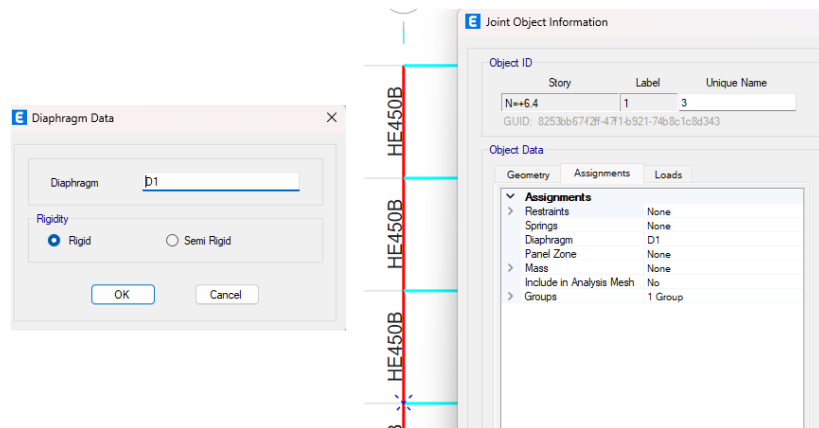


Figura 42. Diafragmas rígidos

### 5.1.14 FACTOR DE AJUSTE LRDF-ASD ( $\alpha_s$ )

Si se realiza el diseño conforme al método LRFD, el factor de ajuste es igual a 1.00, mientras que si se realiza con el método ASD es igual a 1.50.

$$\alpha_s = 1$$

### 5.1.15 ZONA DE ESTUDIO

La zona de estudio que se analizó está en el punto que se observa en la figura, ya que este punto tiende a ser el más crítico en el análisis de la estructura.

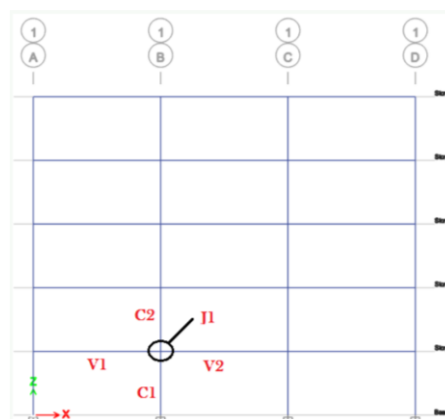


Figura 43. Zona de estudio

## 5.1.16 GRADOS DE LIBERTAD XZ PLANE

Para la determinación de los grados de libertad tenemos que indicar al programa que vamos a trabajar en el plano XZ ya que nuestro pórtico se basa en el diseño en dos dimensiones.

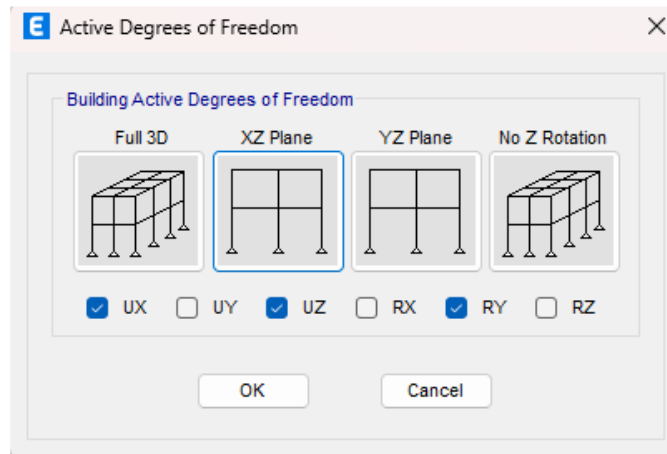


Figura 44. Grados de libertad XZ Plane

## 5.1.17 CASOS A ANALIZAR

Se establecen los casos de carga como se observa en la figura, posteriormente se ejecuta en la opción Run Now para iniciar el análisis de diseño de la edificación.

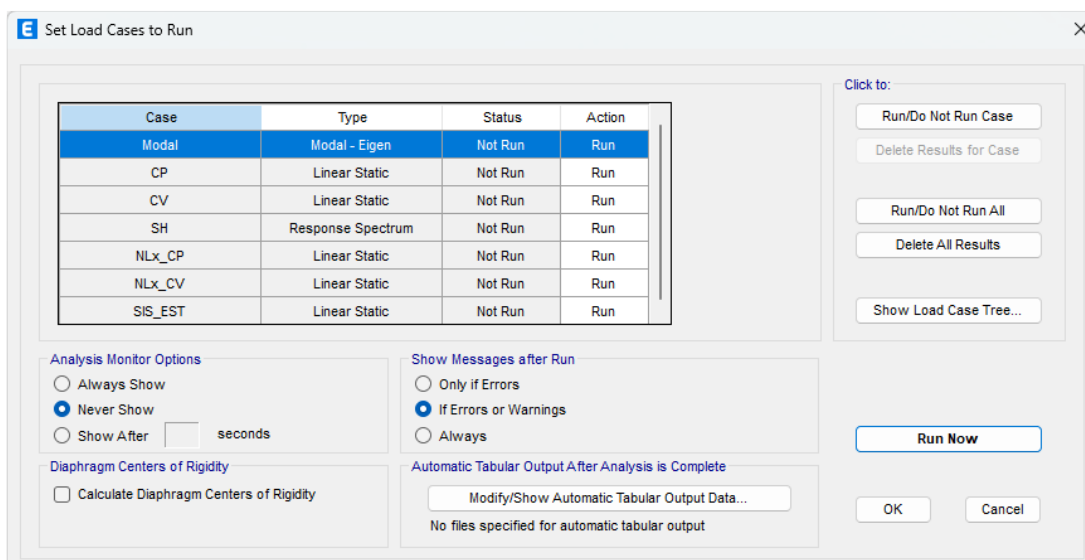


Figura 45. Casos a analizar

## 5.1.18 REVISIÓN DE LA RESPUESTA DINÁMICA

Se puede observar en la figura los análisis modales en los cuales se observa en el primer modo de vibración un periodo de 0.88s, en el segundo modo de 0.25s, en el tercer modo un periodo de 0.12s, en el cuarto modo un periodo de 0.07s y en el quinto modo un periodo de 0.056s.

### 1. Formas modales

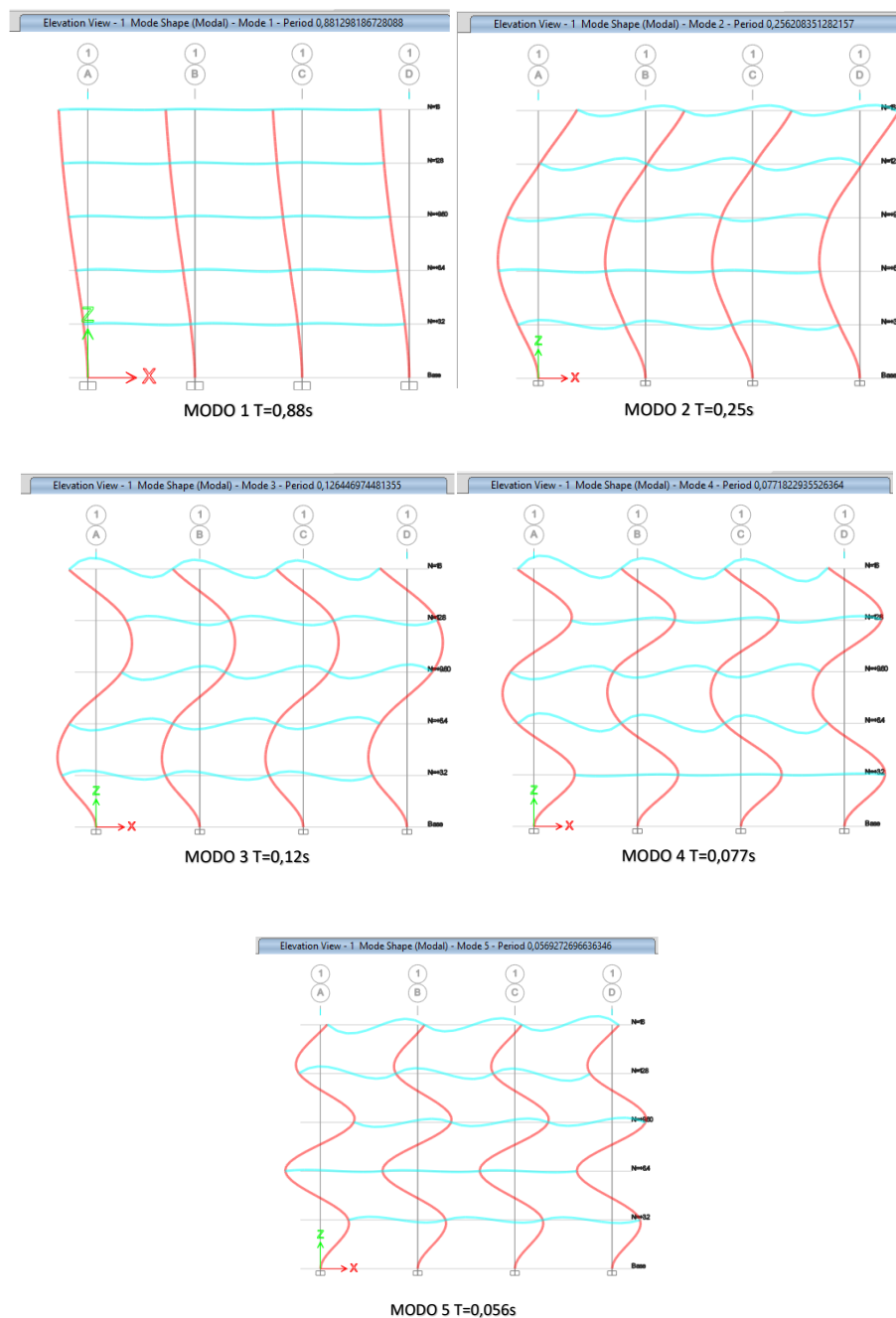


Figura 46. Formas modales

## 2. Cortes de piso

### Sismo estático

Para determinar el corte de piso para el sismo estático se determina el factor k para la distribución vertical de fuerzas sísmicas laterales de la figura:

| Valores de T (s)   | k               |
|--------------------|-----------------|
| $\leq 0.5$         | 1               |
| $0.5 < T \leq 2.5$ | $0.75 + 0.50 T$ |
| $> 2.5$            | 2               |

Figura 47. Determinación de k. Fuente NEC-SE-DS

El periodo de vibración está determinado por ( $T_1=0.881s$ ) se procede a calcular el factor K:

Coefficiente relacionado con el periodo de vibracion

$$T \rightarrow K := 0.75 + 0.5 \cdot T_1 = 1.191$$

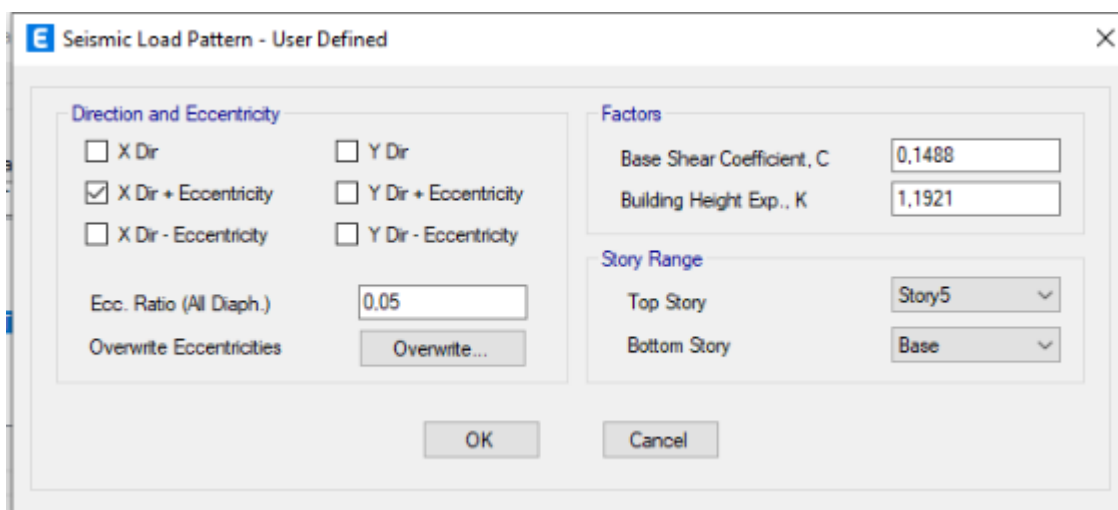


Figura 48. Parámetros para el análisis sísmico estático

En la siguiente grafica se observa del diagrama de cortante basal para el sismo estáticos con un valor de 416.69 kN

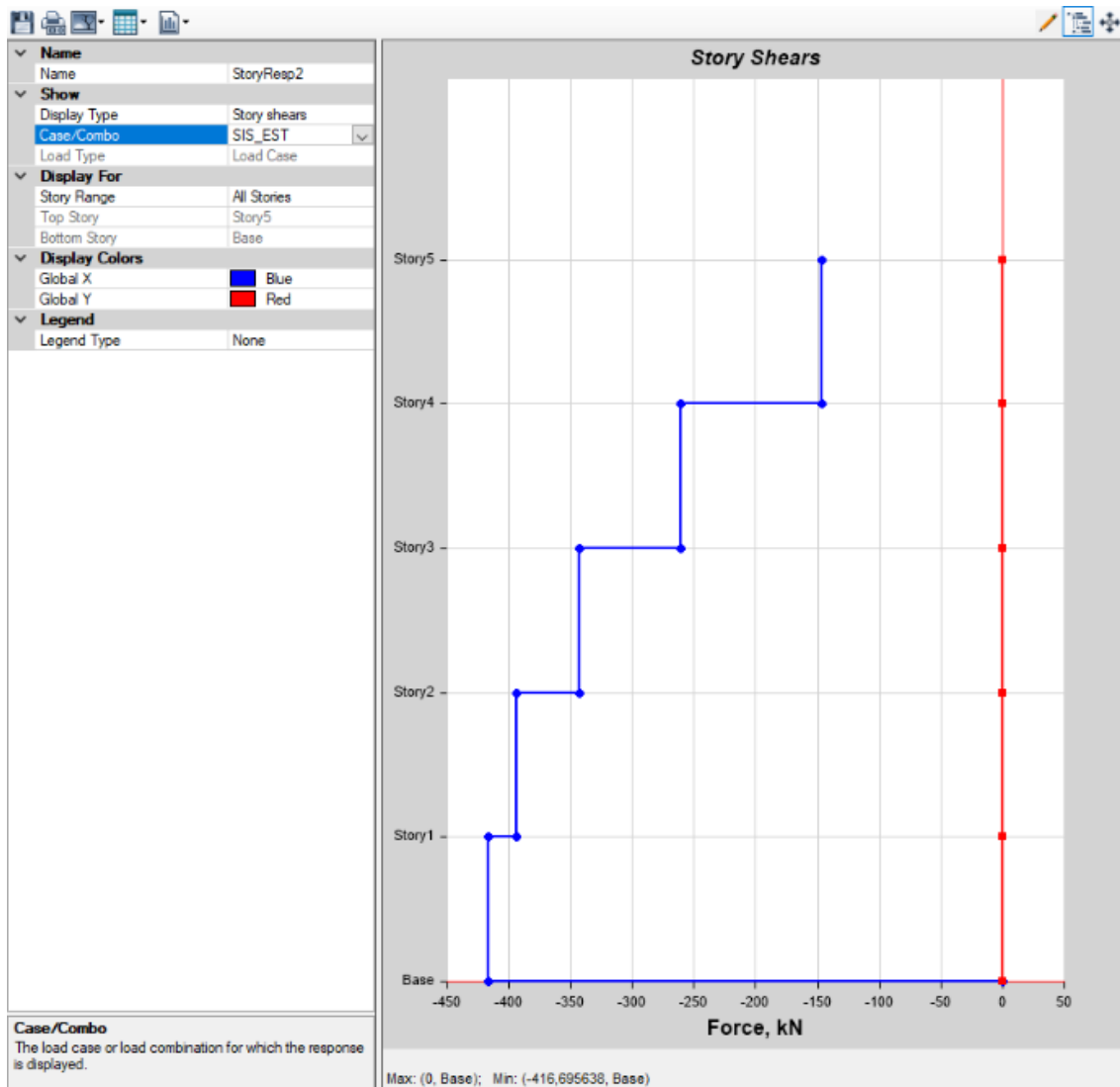


Figura 49. Cortante basal estático

### Sismo dinámico

El sismo dinámico debe ser al menos el 80% del sismo estático para ajustarse a la normativa.

$$SE := 416.69kN \cdot 0.8 = 333.352 kN$$

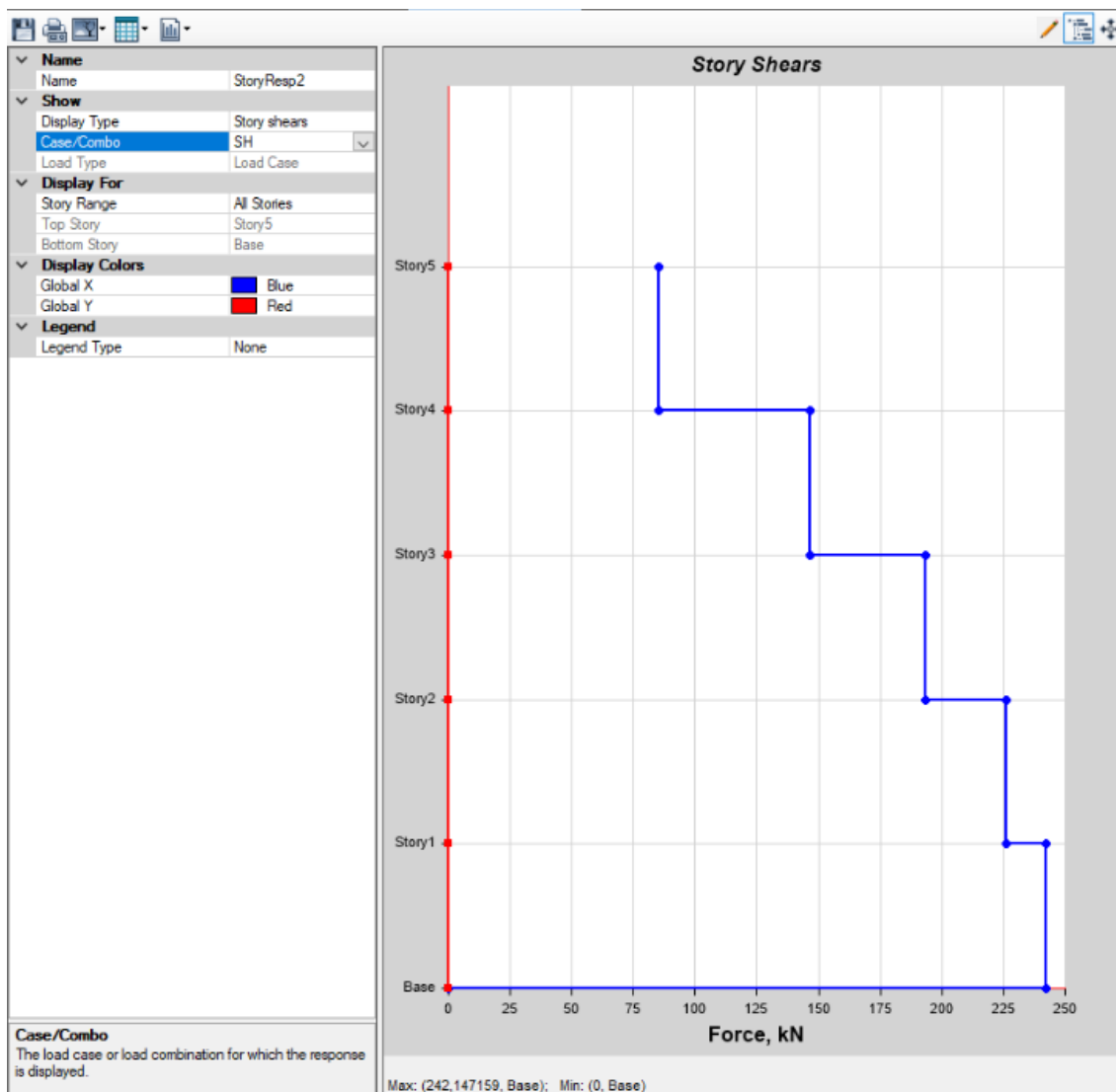


Figura 50. Cortante basal dinámico. Primera Iteración.

$$SH_1 := 242.14 \text{ kN}$$

If  $(SH_1 \geq SE, \text{"OK"}, \text{"NO CUMPLE"}) = \text{"NO CUMPLE"}$

Como se puede observar el cortante basal en la dirección X obtenido por el método dinámico es de 242kN menor al 80% del cortante basal sismo estático que este caso es de 333.35kN obtenido por el método estático por lo que se procede a mayorar las fuerzas sísmicas en la dirección analizada.

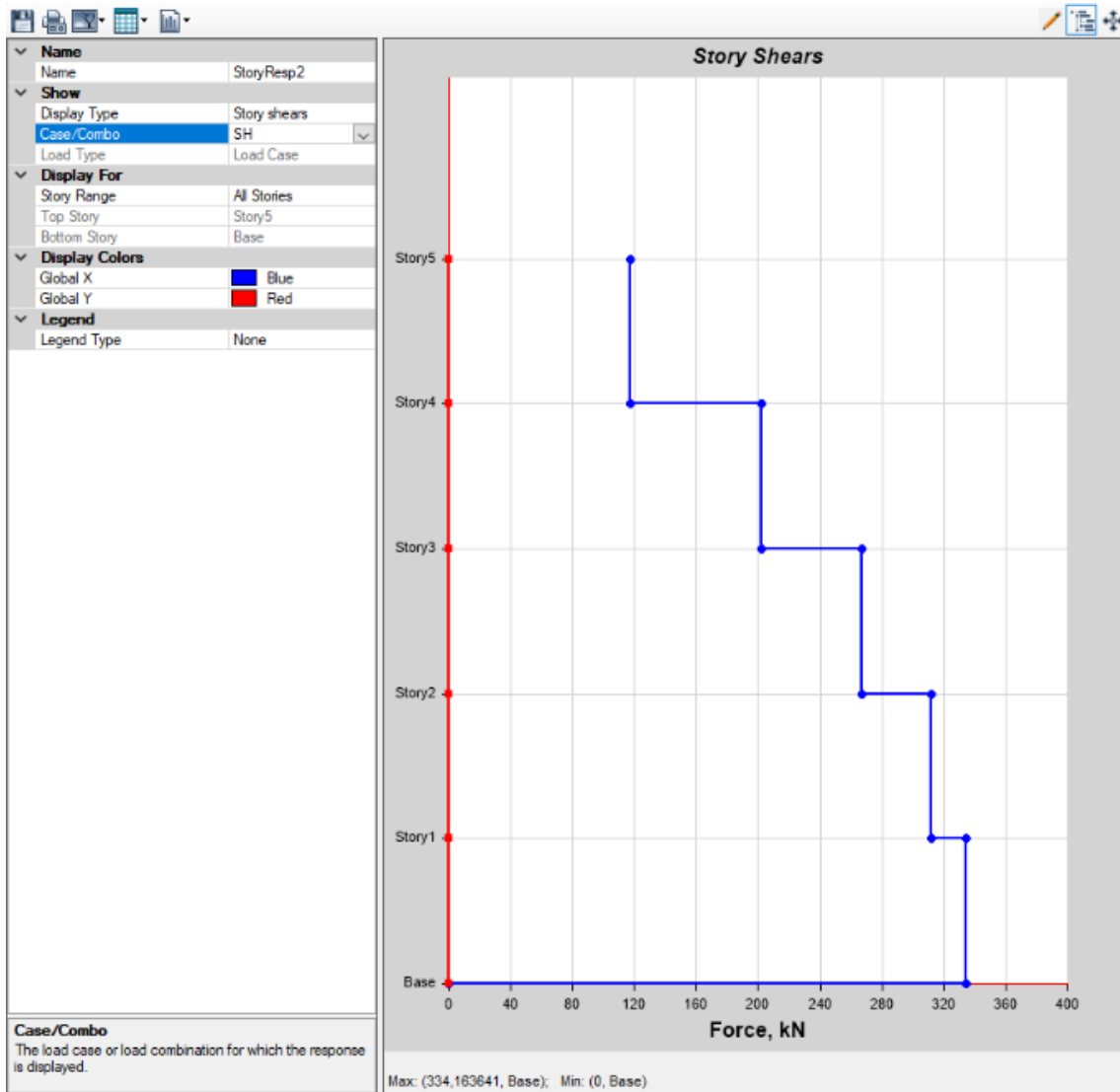


Figura 51. Cortante basal dinámico. Segunda Iteración.

$$SH_2 := 334.16 \text{ kN}$$

If ( $SH_2 \geq SE$ , "OK", "NO CUMPLE") = "OK"

Al mayorar las fuerzas se determinó que el cortante basal dinámico de 334.16kN cumple con la condición de ser igual o mayor al 80% de córtate basal estático por lo que se valida este punto del análisis.



### 3. Periodos y masas participativas

La masa participativa debe acumular más del 90%. En la figura a continuación se observa que llega al 100% indicando al final en valor 1 en SumUX.

| E Modal Participating Mass Ratios             |       |      |               |        |    |    |        |
|---|-------|------|---------------|--------|----|----|--------|
| File Edit Format-Filter-Sort Select Options   |       |      |               |        |    |    |        |
| Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None |       |      |               |        |    |    |        |
| Filter: None                                  |       |      |               |        |    |    |        |
|   | Case  | Mode | Period<br>sec | UX     | UY | UZ | SumUX  |
| ▶   | Modal | 1    | 0,881         | 0,7987 | 0  | 0  | 0,7987 |
|   | Modal | 2    | 0,256         | 0,1199 | 0  | 0  | 0,9186 |
|   | Modal | 3    | 0,126         | 0,0508 | 0  | 0  | 0,9695 |
|   | Modal | 4    | 0,077         | 0,0235 | 0  | 0  | 0,993  |
|   | Modal | 5    | 0,057         | 0,007  | 0  | 0  | 1      |

Figura 52. Periodos y masas participativas

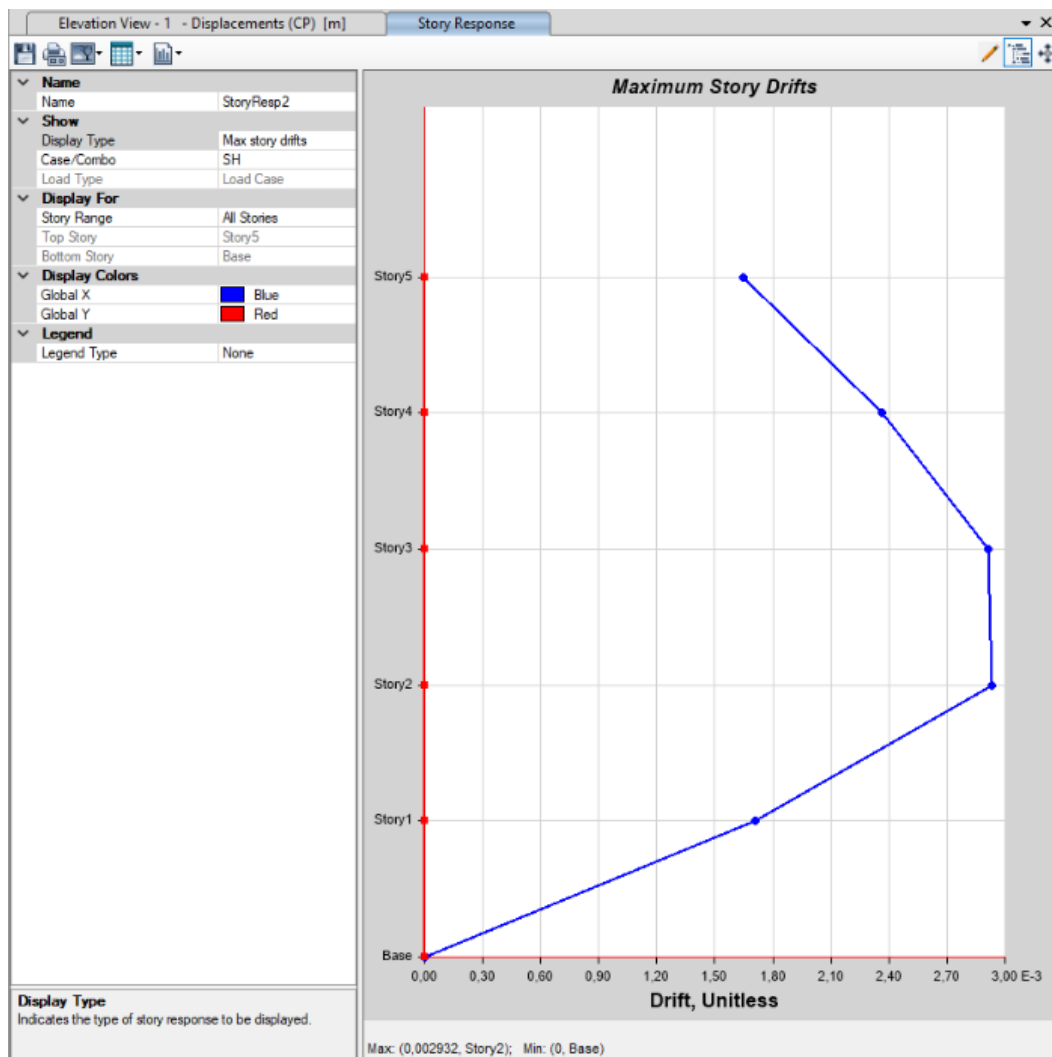
### 4. Derivas de piso

El límite de las derivas inelásticas especificado para estructuras de acero es de 2% según lo especificado en la NEC-SE-DS.

| Estructuras de:                                    | $\Delta_M$ máxima (sin unidad) |
|--|--------------------------------|
| Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera | 0.02                           |
| De mampostería                                     | 0.01                           |

Figura 53. Deriva máxima según NEC-SE-DS

En las siguientes figuras se presentan las derivas de piso calculadas, con lo cual se tiene una deriva máxima ajustada a los requerimientos.



| Story  | Output Case | Case Type   | Step Type | Direction | Drift    |
|--------|-------------|-------------|-----------|-----------|----------|
| Story5 | SH          | LinRespSpec | Max       | X         | 0,001644 |
| Story4 | SH          | LinRespSpec | Max       | X         | 0,002362 |
| Story3 | SH          | LinRespSpec | Max       | X         | 0,00291  |
| Story2 | SH          | LinRespSpec | Max       | X         | 0,002932 |
| Story1 | SH          | LinRespSpec | Max       | X         | 0,001709 |

Figura 54. Derivas de piso

$$\Delta_{\text{elástica}} := 0.00293$$

$$C_{\Delta} := 4.8$$

$$\Delta_{\text{inelástica}} := \Delta_{\text{elástica}} \cdot C_{\Delta} = 0.014$$

$$\Delta_{\text{max}} := 0.02$$

Nota: la deriva inelástica está justo en el límite de la deriva máxima, por lo que se considera aceptable.

## 5.1.19 DISEÑO SISMORRESISTENTE DE VIGAS

### 1. Revisión del pandeo local de la viga

Para prevenir el pandeo local se debe garantizar la alta ductibilidad en alas y alma de la viga. Así, para el pandeo local de alas se tiene:

$$0.32 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}}}$$

$$\text{Esbeltez del ala de la viga} \rightarrow \lambda_{ala} := \frac{b_{bf}}{2t_{bf}} = 6.667$$

$$\text{Esbeltez máxima del ala de la viga} \rightarrow \lambda_{ala\_max} := 0.32 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}}} = 7.39$$

If  $\lambda_{ala} \leq \lambda_{ala\_max}$ , OK, NO CUMPLE) = OK

Para el pandeo local del alma, se tiene:

$$2.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}}}$$

$$\text{Esbeltez del alma de la viga} \rightarrow \lambda_{alma} := \frac{h_b}{t_{bw}} = 38.488$$

$$\text{Esbeltez máxima del alma de la viga} \rightarrow \lambda_{alma\_max} := 2.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}}} = 59.35$$

If  $\lambda_{alma} \leq \lambda_{alma\_max}$ , "OK", "NO CUMPLE") = "OK"

Nota: en caso de que la sección de la viga no cumpla por el pandeo del alma o ala, se debe modificar para evitar las fallas frágiles que limiten la ductilidad.

## 2. Revisión de la longitud no arriostrada de la viga

Es preciso que la viga cumpla con la alta ductilidad según la normativa, de modo que debe ser soportada lateralmente en ambas alas para controlar el pandeo lateral torsional.

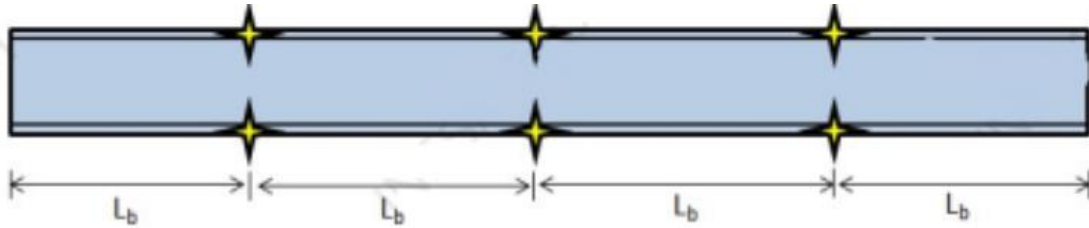


Figura 55. Revisión de la longitud no arriostrada de la viga

El número de soportes laterales de la viga  $\rightarrow N_{sl} := 3$

La longitud no arriostrada de la viga  $\rightarrow L_b := \frac{L}{(N_{sl}+1)} = 1.6 \text{ m}$

$$L_{b\_max} := 0.095 \cdot r_{yb} \cdot \frac{E}{(R_{yb} \cdot F_{yb})} = 2.001 \text{ m}$$

If  $L_b \leq L_{b\_max}$ , "OK", "NO CUMPLE") = "OK"

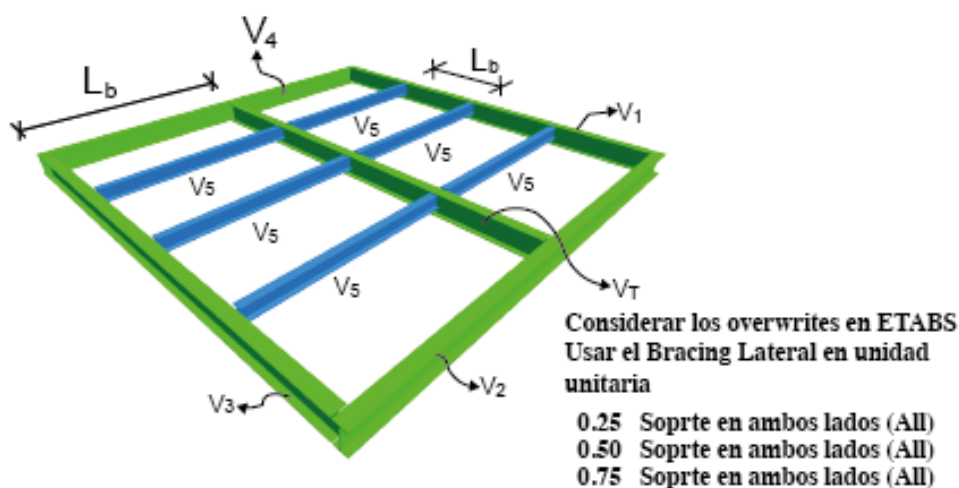


Figura 56. Soportes laterales de la viga

Nota: en caso de que no se cumpla, es necesario aumentar la cantidad de soportes laterales o la sección de la viga.

### 3. Momentos resultantes por caso de carga en viga V1

A continuación, se presentan los resultados obtenidos del cálculo de momentos por cada caso de carga en la viga 1.

$$M_{CP\_V1} := 72.0067 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

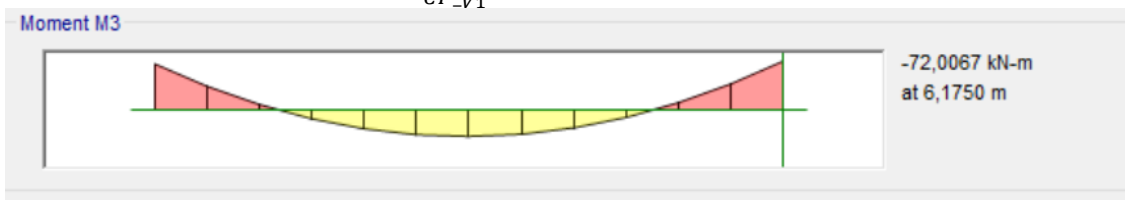


Figura 57. Momentos resultantes por carga en viga V1 CP

$$M_{CV\_V1} := 35.0519 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

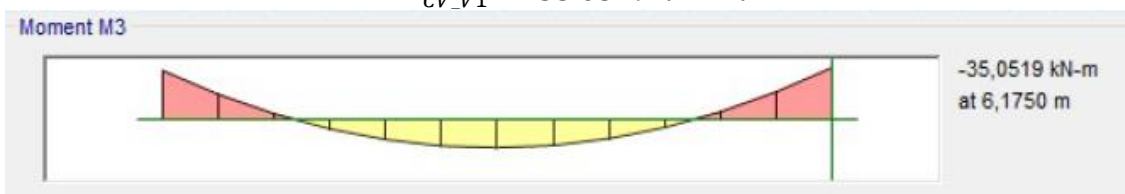


Figura 58. Momentos resultantes por carga en viga V1 CV

$$M_{NLx\_CP\_V1} := 1.3196 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

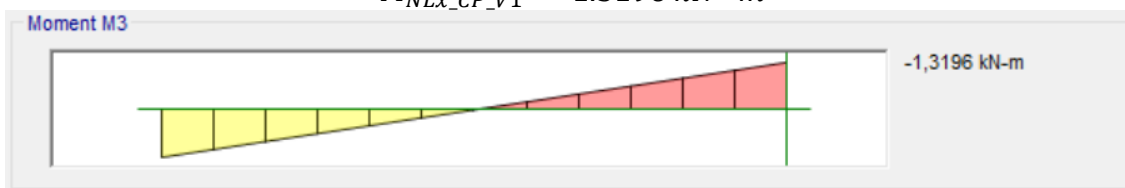


Figura 59. Momentos resultantes por carga en viga V1 NLx CP

$$M_{NLx\_CV\_V1} := 0.6189 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

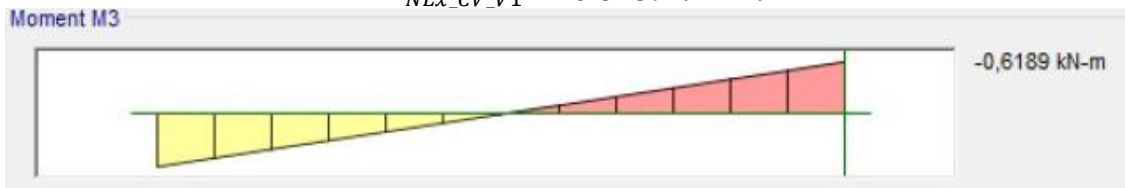


Figura 60. Momentos resultantes por carga en viga V1 NLx CV

$$M_{SH\_V1} := 97.9899 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

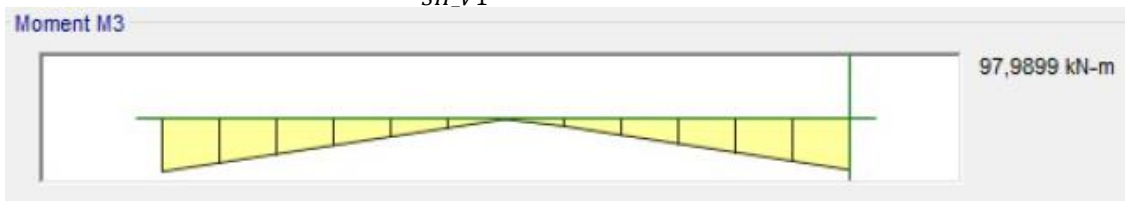


Figura 61. Momentos resultantes por carga en viga V1 SH

Nota: la verificación de cargas debe realizarse en el mismo extremo, para las cargas máximas.

#### 4. Momentos resultantes por caso de carga en viga V2

A continuación, se muestran los momentos resultantes por caso de carga en la viga 2.

$$M_{CP\_V2} := 71.3770 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

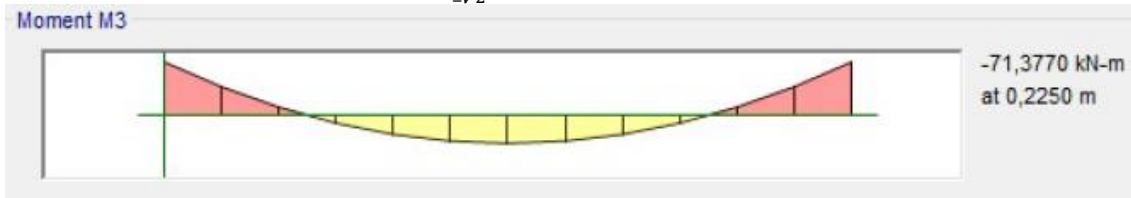


Figura 62. Momentos resultantes por carga en viga V2 CP

$$M_{CV\_V2} := 34.7468 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

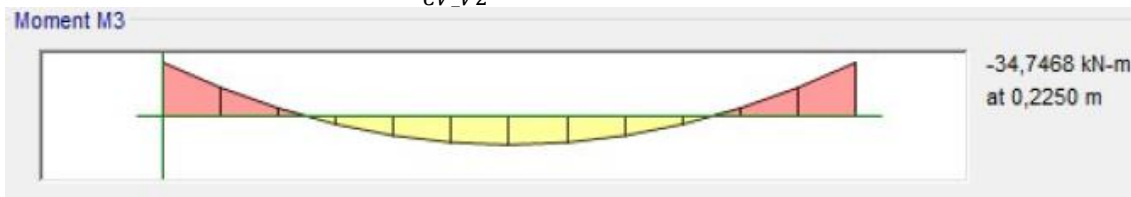


Figura 63. Momentos resultantes por carga en viga V2 CV

$$M_{NLx\_CP\_V2} := 1.2867 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

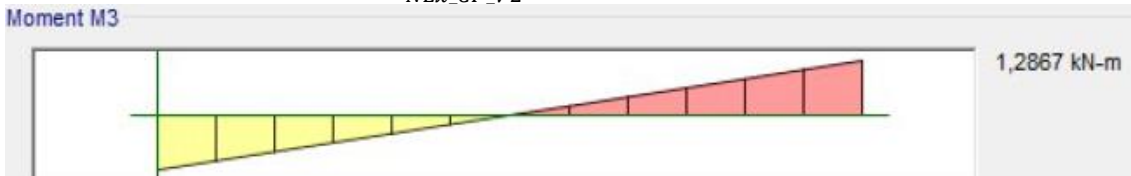


Figura 64. Momentos resultantes por carga en viga V2 NLx CP

$$M_{NLx\_CV\_V2} := 0.6035 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

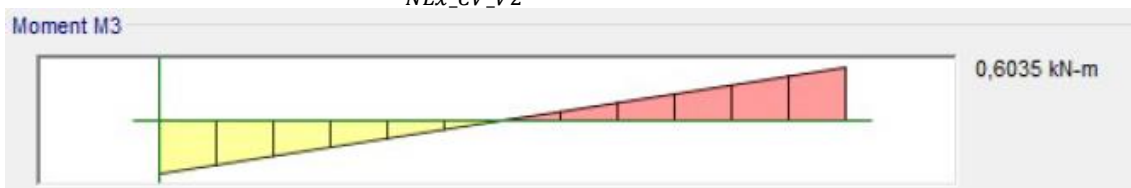


Figura 65. Momentos resultantes por carga en viga V2 NLx CV

$$M_{SH\_V2} := 95.6925 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

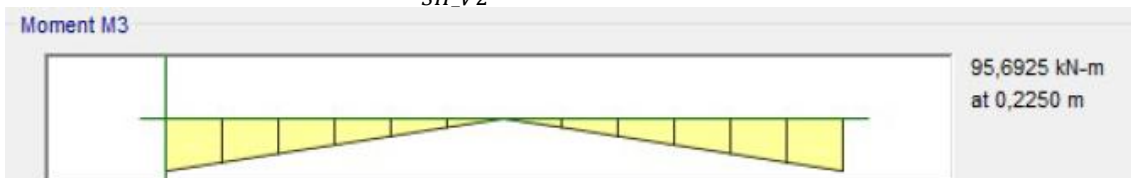


Figura 66. Momentos resultantes por carga en viga V2 SH

Nota: la verificación de cargas debe realizarse en el mismo extremo, para las cargas máximas.

## 5. Momentos últimos de diseño en viga V1

A continuación, se presenta el cálculo de los momentos últimos de diseño en viga v1 para cada carga (permanente y no permanente). Se muestran como resultados los momentos máximos que la viga V1 debe resistir en cada caso, expresados en kilonewton-metro (kN·m).

$$M_{u1_V1} := 1.4 \cdot M_{CP_V1} + 1.4M_{NL_{CP_V1}} = 102.66 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{u2_V1} := 1.4 \cdot M_{CP_V1} - 1.4M_{NLx_{CP_V1}} = 98.96 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\begin{aligned} M_{u3_V1} &:= 1.2 \cdot M_{CP_V1} + 1.6M_{CV_V1} + 1.2M_{NLx_{CP_V1}} + 1.6M_{NLx_{CV_V1}} \\ &= 145.06 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{u4_V1} &:= 1.2 \cdot M_{CP_V1} + 1.6M_{CV_V1} - 1.2M_{NLx_{CP_V1}} - 1.6M_{NLx_{CV_V1}} \\ &= 139.92 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$M_{u5_V1} := (1.2 + 0.2 \cdot S_{DS}) \cdot M_{CP_V1} + \gamma M_{CV_V1} + M_{SH_V1} = 210.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{u6_V1} := (0.9 - 0.2 \cdot S_{DS}) \cdot M_{CP_V1} + M_{SH_V1} = 145.65 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

## 6. Momentos últimos de diseño en viga V2

El cálculo a continuación presenta los momentos últimos de diseño en la viga 2. Los resultados muestran los momentos máximos que la viga V2 debe resistir en cada caso, expresados en kilonewton-metro (kN·m).

$$M_{u1_V2} := 1.4 \cdot M_{CP_V2} + 1.4M_{NL_{CP_V2}} = 101.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{u2_V2} := 1.4 \cdot M_{CP_V2} - 1.4M_{NLx_{CP_V2}} = 98.13 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\begin{aligned} M_{u3_V2} &:= 1.2 \cdot M_{CP_V2} + 1.6M_{CV_V2} + 1.2M_{NLx_{CP_V2}} + 1.6M_{NLx_{CV_V2}} \\ &= 143.76 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{u4_V2} &:= 1.2 \cdot M_{CP_V2} + 1.6M_{CV_V2} - 1.2M_{NLx_{CP_V2}} - 1.6M_{NLx_{CV_V2}} \\ &= 138.74 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$M_{u5_V2} := (1.2 + 0.2 \cdot S_{DS}) \cdot M_{CP_V2} + \gamma M_{CV_V2} + M_{SH_V2} = 207.03 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{u6_V2} := (0.9 - 0.2 \cdot S_{DS}) \cdot M_{CP_V2} + M_{SH_V2} = 142.94 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Nota: los momentos últimos de las vigas son sometidos por el sismo SH horizontal y un 20% en el sismo vertical.

## 7. Revisión de las vigas

A continuación, se presenta la revisión de las vigas, donde consta su capacidad estructural. Para ello, se calculó la longitud del comportamiento límite y la no soportada lateralmente para verificar su ajuste a los requerimientos. Luego se determinó la resistencia minorada a la flexión. Por último, se calculó la relación demanda/capacidad, lo que contrastó los momentos últimos obtenidos. En todos los casos mencionados se cumplió con los requerimientos. Además, se añade el cálculo en el software, que coincide con el cálculo manual realizado.

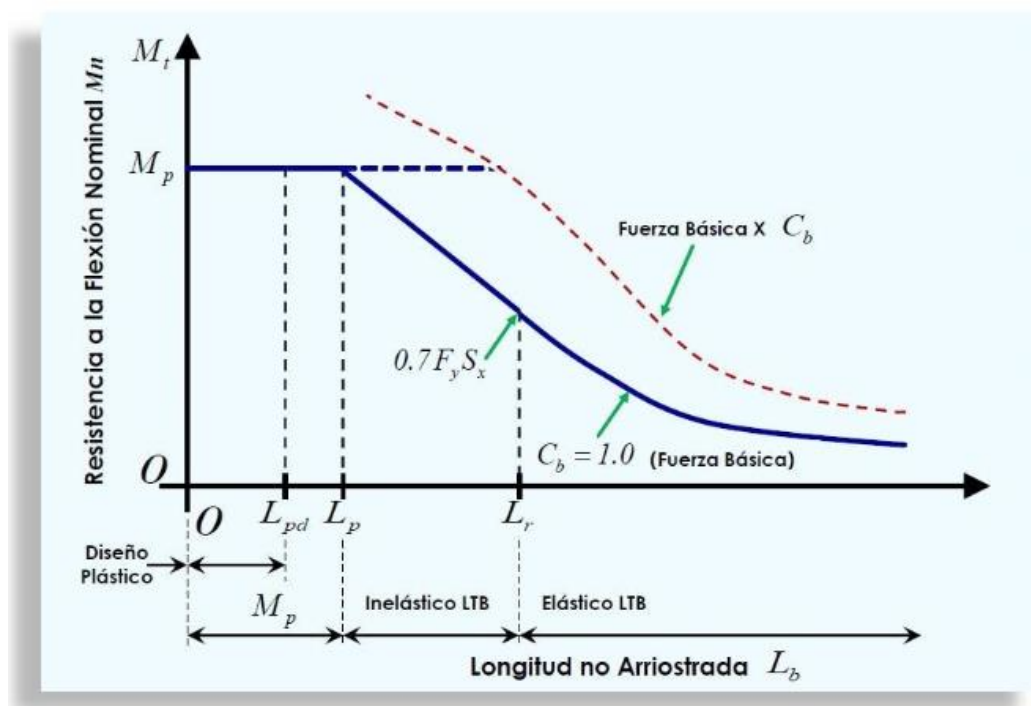


Figura 67. Revisión de las vigas por flexión

$$\text{Longitud límite de comportamiento} \rightarrow L_p = 1.76 \cdot r_{yb} \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}} = 1.966 \text{ m}$$

plástico

$$\text{Longitud no soportada lateralmente} \rightarrow L_b = 1.6 \text{ m}$$

If  $(L_b \leq L_p, \text{ "OK", "NO CUMPLE"})$ : "OK"

Conforme a esta condición, se obtiene la resistencia minorada a flexión de la viga:



Momento plástico  $\rightarrow M_p := Z_{xb} \cdot F_{yb} = 326.75 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Resistencia nominal a flexión  $\rightarrow M_n := M_p = 326.75 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Factor de minoración  $\rightarrow \phi := 0.90$

Resistencia minorada a la flexión  $\rightarrow \phi \cdot M_n = 294.08 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Finalmente, se obtiene la relación Demanda/Capacidad de las vigas, tomando en cuenta los momentos últimos y la resistencia minoración a flexión.

$$M_{u\_V1} := \max(M_{u1\_V1}, M_{u2\_V1}, M_{u3\_V1}, M_{u4\_V1}, M_{u5\_V1}, M_{u6\_V1})$$

Momento último en viga V1  $\rightarrow M_{u\_V1} = 210.304 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$$M_{u\_V2} := \max(M_{u1\_V2}, M_{u2\_V2}, M_{u3\_V2}, M_{u4\_V2}, M_{u5\_V2}, M_{u6\_V2})$$

Momento último en viga V2  $\rightarrow M_{u\_V2} = 207.025 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Relación D/C en viga 1  $\rightarrow \frac{M_{u\_V1}}{\phi \cdot M_n} = 0.715$

If  $(\frac{M_{u\_V1}}{\phi \cdot M_n} \leq 1, \text{ "OK", "NO CUMPLE"}) = \text{ "OK"}$

Relación D/C en viga 2  $\rightarrow \frac{M_{u\_V2}}{\phi \cdot M_n} = 0.704$

If  $(\frac{M_{u\_V2}}{\phi \cdot M_n} \leq 1, \text{ "OK", "NO CUMPLE"}) = \text{ "OK"}$



Figura 68. Relación demanda/capacidad

Nota: los resultados obtenidos en ETABS coinciden perfectamente con el cálculo manual realizado.

### Información de cálculo viga V1

Steel Stress Check Information (AISC 360-16)

Story: Story1, Analysis Section: IPE400, Beam: B1, Design Section: IPE400

| COMBO ID | STATION LOC | MOMENT RATIO | INTERACTION CHECK         | MAJ-SHR RATIO | MIN-SHR RATIO |
|----------|-------------|--------------|---------------------------|---------------|---------------|
| UDSt154  | 5,67917     | 0,251 (T)    | = 6,4E-05 + 0,251 + 0,000 | 0,235         | 0,000         |
| UDSt154  | 6,17500     | 0,476 (T)    | = 7,6E-05 + 0,476 + 0,000 | 0,282         | 0,000         |
| UDSt155  | 0,22500     | 0,704 (C)    | = 0,000 + 0,704 + 0,000   | 0,284         | 0,000         |
| UDSt155  | 0,72083     | 0,472 (C)    | = 0,000 + 0,472 + 0,000   | 0,247         | 0,000         |
| UDSt155  | 1,21667     | 0,273 (C)    | = 0,000 + 0,273 + 0,000   | 0,211         | 0,000         |
| UDSt155  | 1,71250     | 0,244 (C)    | = 0,000 + 0,244 + 0,000   | 0,174         | 0,000         |
| UDSt155  | 2,20833     | 0,266 (C)    | = 0,000 + 0,266 + 0,000   | 0,137         | 0,000         |
| UDSt155  | 2,70417     | 0,256 (C)    | = 0,000 + 0,256 + 0,000   | 0,100         | 0,000         |
| UDSt155  | 3,20000     | 0,213 (C)    | = 0,000 + 0,213 + 0,000   | 0,067         | 0,000         |
| UDSt155  | 3,69583     | 0,241 (C)    | = 0,000 + 0,241 + 0,000   | 0,104         | 0,000         |
| UDSt155  | 4,19167     | 0,247 (C)    | = 0,000 + 0,247 + 0,000   | 0,141         | 0,000         |
| UDSt155  | 4,68750     | 0,222 (C)    | = 0,000 + 0,222 + 0,000   | 0,178         | 0,000         |
| UDSt155  | 5,18333     | 0,277 (C)    | = 0,000 + 0,277 + 0,000   | 0,215         | 0,000         |
| UDSt155  | 5,67917     | 0,480 (C)    | = 0,000 + 0,480 + 0,000   | 0,252         | 0,000         |
| UDSt155  | 6,17500     | 0,715 (C)    | = 0,000 + 0,715 + 0,000   | 0,289         | 0,000         |

# ETABS Steel Frame Design

## AISC 360-16 Steel Section Check (Strength Summary)

### Stress Check forces and Moments

| Location (m) | $P_u$ (kN) | $M_{u33}$ (kN-m) | $M_{u22}$ (kN-m) | $V_{u2}$ (kN) | $V_{u3}$ (kN) | $T_u$ (kN-m) |
|--------------|------------|------------------|------------------|---------------|---------------|--------------|
| 6,175        | 0          | -210,3056        | 0                | 148,9803      | 0             | 0            |

### Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1-1b)

|               | L Factor | $K_1$ | $K_2$ | $B_1$ | $B_2$ | $C_m$ |
|---------------|----------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Major Bending | 0,93     | 1     | 1     | 1     | 1     | 1     |
| Minor Bending | 0,25     | 1     | 1     | 1     | 1     | 1     |

### Parameters for Lateral Torsion Buckling

| $L_{tb}$ | $K_{tb}$ | $C_b$ |
|----------|----------|-------|
| 0,25     | 1        | 1,413 |

### Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1b)

|             |  |
|-------------|--|
| D/C Ratio = | $(P_r / 2P_c) + (M_{r33} / M_{c33}) + (M_{r22} / M_{c22})$ |
| 0,715 =     | 0 + 0,715 + 0  |

### Axial Force and Capacities

| $P_u$ Force (kN) | $\phi P_{nc}$ Capacity (kN) | $\phi P_{nt}$ Capacity (kN) |
|------------------|-----------------------------|-----------------------------|
| 0                | 1742,8254                   | 1901,25                     |

### Moments and Capacities

|               | $M_u$ Moment (kN-m) | $\phi M_n$ (kN-m) | $\phi M_n$ No LTB (kN-m) | $\phi M_n C_b=1$ (kN-m) |
|---------------|---------------------|-------------------|--------------------------|-------------------------|
| Major Bending | 210,3056            | 294,075           | 294,075                  | 294,075                 |
| Minor Bending | 0                   | 51,525            |                          |                         |

### Shear Design

|             | $V_u$ Force (kN) | $\phi V_n$ Capacity (kN) | Stress Ratio |
|-------------|------------------|--------------------------|--------------|
| Major Shear | 148,9803         | 516                      | 0,289        |
| Minor Shear | 0                | 656,1                    | 0            |

Figura 69. Información de cálculo para la viga V1

## Información de cálculo viga V2

### E Steel Stress Check Information (AISC 360-16)

| COMBO ID | STATION LOC | MOMENT RATIO | INTERACTION CHECK | AXL +   | B-MAJ + | B-MIN | MAJ-SHR RATIO | MIN-SHR RATIO |
|----------|-------------|--------------|-------------------|---------|---------|-------|---------------|---------------|
| UDSt1S3  | 6,17500     | 0,489 (C)    | = 8,3E-05 +       | 0,489 + | 0,000   | 0,283 | 0,000         |               |
| UDSt1S4  | 0,22500     | 0,489 (C)    | = 8,3E-05 +       | 0,489 + | 0,000   | 0,283 | 0,000         |               |
| UDSt1S4  | 0,72083     | 0,263 (C)    | = 6,9E-05 +       | 0,263 + | 0,000   | 0,236 | 0,000         |               |
| UDSt1S4  | 1,21667     | 0,078 (C)    | = 5,6E-05 +       | 0,078 + | 0,000   | 0,189 | 0,000         |               |
| UDSt1S4  | 1,71250     | 0,201 (C)    | = 4,2E-05 +       | 0,201 + | 0,000   | 0,142 | 0,000         |               |
| UDSt1S4  | 2,20833     | 0,294 (C)    | = 2,8E-05 +       | 0,294 + | 0,000   | 0,095 | 0,000         |               |
| UDSt1S4  | 2,70417     | 0,351 (C)    | = 1,4E-05 +       | 0,351 + | 0,000   | 0,049 | 0,000         |               |
| UDSt1S4  | 3,20000     | 0,371 (T)    | = 0,000 +         | 0,371 + | 0,000   | 0,002 | 0,000         |               |
| UDSt1S4  | 3,69583     | 0,354 (T)    | = 1,3E-05 +       | 0,354 + | 0,000   | 0,045 | 0,000         |               |
| UDSt1S4  | 4,19167     | 0,300 (T)    | = 2,5E-05 +       | 0,300 + | 0,000   | 0,092 | 0,000         |               |
| UDSt1S4  | 4,68750     | 0,209 (T)    | = 3,8E-05 +       | 0,209 + | 0,000   | 0,139 | 0,000         |               |
| UDSt1S4  | 5,18333     | 0,082 (T)    | = 5,1E-05 +       | 0,082 + | 0,000   | 0,186 | 0,000         |               |
| UDSt1S4  | 5,67917     | 0,249 (T)    | = 6,4E-05 +       | 0,249 + | 0,000   | 0,233 | 0,000         |               |
| UDSt1S4  | 6,17500     | 0,472 (T)    | = 7,6E-05 +       | 0,472 + | 0,000   | 0,280 | 0,000         |               |
| UDSt1S5  | 0,22500     | 0,704 (C)    | = 0,000 +         | 0,704 + | 0,000   | 0,284 | 0,000         |               |

# ETABS Steel Frame Design

## AISC 360-16 Steel Section Check (Strength Summary)

### Stress Check forces and Moments

| Location (m) | P <sub>u</sub> (kN) | M <sub>u33</sub> (kN-m) | M <sub>u22</sub> (kN-m) | V <sub>u2</sub> (kN) | V <sub>u3</sub> (kN) | T <sub>u</sub> (kN-m) |
|--------------|---------------------|-------------------------|-------------------------|----------------------|----------------------|-----------------------|
| 0,225        | 0                   | -207,0264               | 0                       | -146,5536            | 0                    | 0                     |

### Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1-1b)

|               | L Factor | K <sub>1</sub> | K <sub>2</sub> | B <sub>1</sub> | B <sub>2</sub> | C <sub>m</sub> |
|---------------|----------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| Major Bending | 0,93     | 1              | 1              | 1              | 1              | 1              |
| Minor Bending | 0,25     | 1              | 1              | 1              | 1              | 1              |

### Parameters for Lateral Torsion Buckling

| L <sub>ltb</sub> | K <sub>ltb</sub> | C <sub>b</sub> |
|------------------|------------------|----------------|
| 0,25             | 1                | 1,411          |

**Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1b)**

|             |  |
|-------------|--|
| D/C Ratio = | $(P_r / 2P_c) + (M_{r33} / M_{c33}) + (M_{r22} / M_{c22})$ |
| 0,704 =     | 0 + 0,704 + 0  |

**Axial Force and Capacities**

| $P_u$ Force (kN) | $\phi P_{nc}$ Capacity (kN) | $\phi P_{nt}$ Capacity (kN) |
|------------------|-----------------------------|-----------------------------|
| 0                | 1742,8254                   | 1901,25                     |

**Moments and Capacities**

|               | $M_u$ Moment (kN-m) | $\phi M_n$ (kN-m) | $\phi M_n$ No LTB (kN-m) | $\phi M_n$ Cb=1 (kN-m) |
|---------------|---------------------|-------------------|--------------------------|------------------------|
| Major Bending | 207,0264            | 294,075           | 294,075                  | 294,075                |
| Minor Bending | 0                   | 51,525            |                          |                        |

**Shear Design**

|             | $V_u$ Force (kN) | $\phi V_n$ Capacity (kN) | Stress Ratio |
|-------------|------------------|--------------------------|--------------|
| Major Shear | 146,5536         | 516                      | 0,284        |
| Minor Shear | 0                | 656,1                    | 0            |

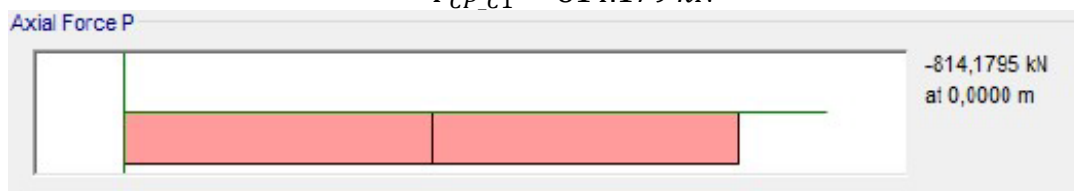
*Figura 70. Información de cálculo para la viga V2*

## 5.1.20 DISEÑO SISMORRESISTENTE DE COLUMNAS

A continuación, se muestra el proceso de cálculo del diseño sismorresistente para las columnas. Se comienza por el cálculo de las fuerzas axiales por cada caso de carga en la columna 1 y posteriormente en la columna 2; se calculan los momentos en ambas columnas; se determinan las fuerzas actuales y momentos últimos en ambas columnas; se revisa el pandeo local de las columnas; se revisa la flexocompresión de ambas columnas; se determina la resistencia a flexión y la relación demanda/capacidad para verificar el cumplimiento con los requerimientos.

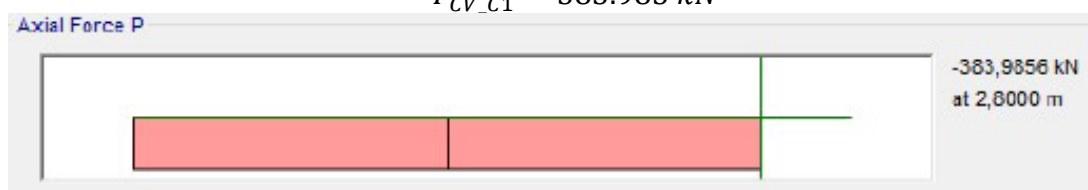
### 1. Fuerzas axiales por caso de carga en columna C1

$$P_{CP.C1} = 814.179 \text{ kN}$$



*Figura 71. Fuerza axial columna 1 CP*

$$P_{CV.C1} = 383.985 \text{ kN}$$



*Figura 72. Fuerza axial columna 1 CV*

$$P_{NLx\_CP\_C1} = 0.0503 \text{ kN}$$

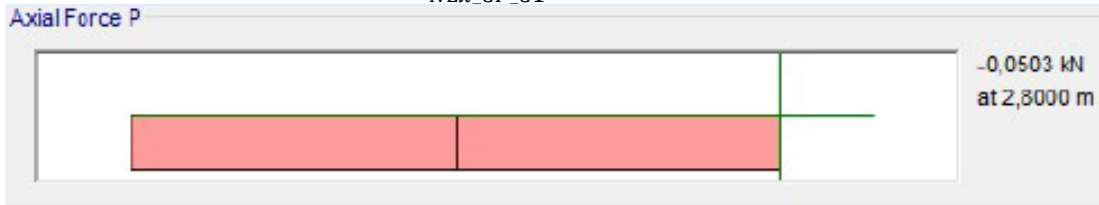


Figura 73. Fuerza axial columna 1 NLx CP

$$P_{NLx\_CV\_C1} = 0.0237 \text{ kN}$$

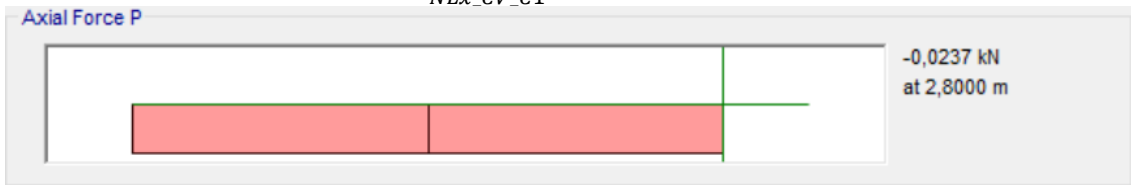


Figura 74. Fuerza axial columna 1 NLx CV

$$P_{SH\_C1} = 4.203 \text{ kN}$$

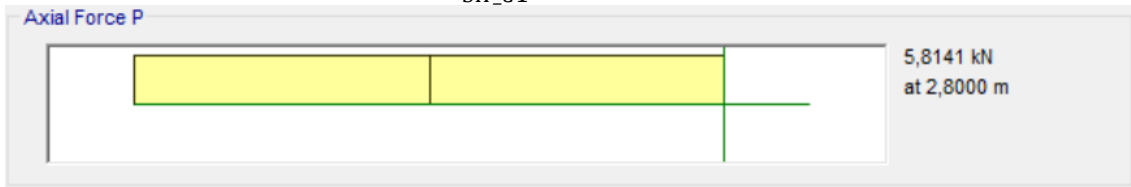


Figura 75. Fuerza axial columna 1 SH

## 2. Fuerzas axiales por caso de carga en C2

$$P_{CP\_C2} = 650.6263 \text{ kN}$$

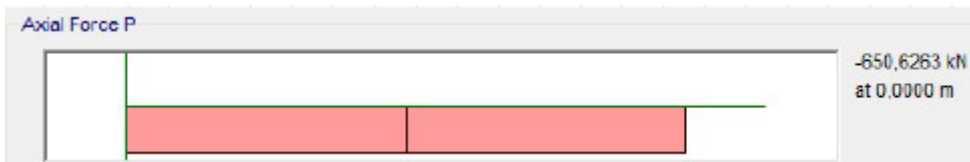


Figura 76. Fuerza axial columna 2 CP

$$P_{CV\_C2} = 306.8387 \text{ kN}$$

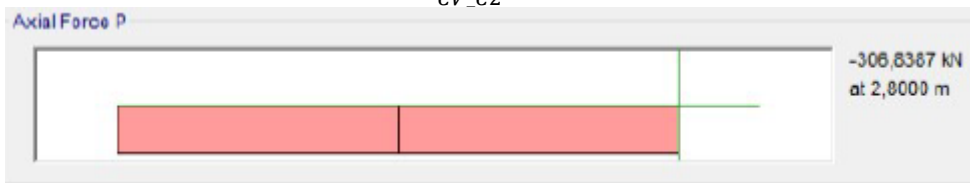


Figura 77. Fuerza axial columna 2 CV

$$P_{NLx\_CP\_C2} = 0.0318 \text{ kN}$$

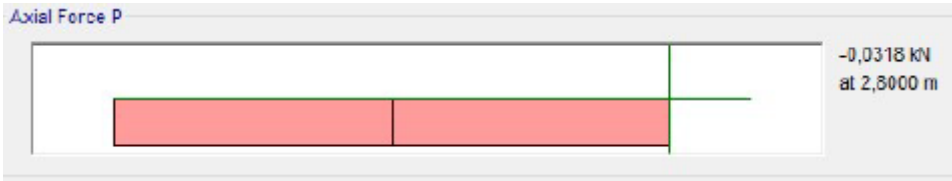


Figura 78. Fuerza axial columna 2 NLx CP

$$P_{NLx\_CV\_C2} = 0.015 \text{ kN}$$

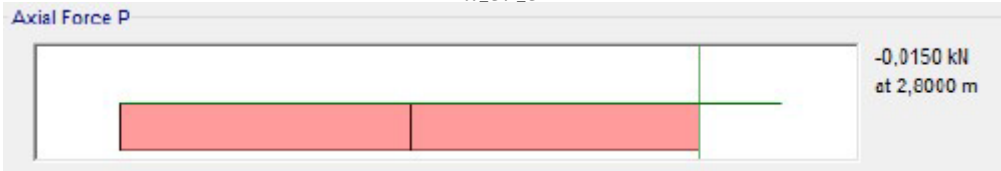


Figura 79. Fuerza axial columna 2 NLx CV

$$P_{SH\_C2} = 2.9384 \text{ kN}$$

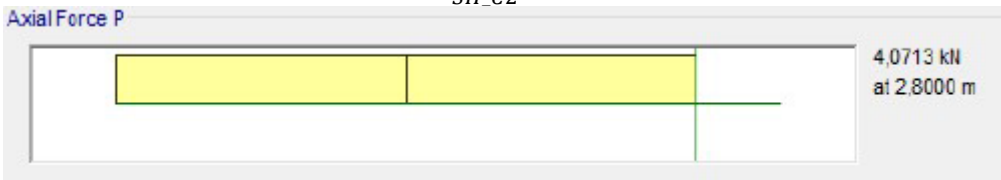


Figura 80. Fuerza axial columna 2 SH

### 3. Momentos por caso de carga en columna C1

$$M_{CP\_C1} := 0.2171 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

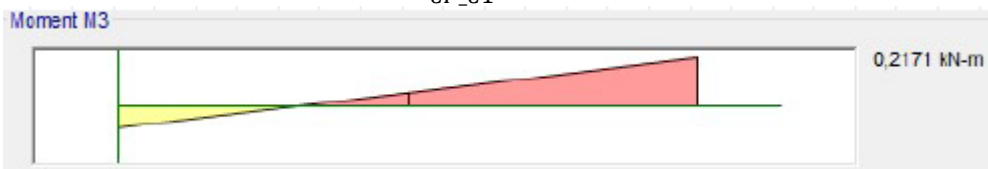


Figura 81. Momento por carga columna 1 CP

$$M_{CV\_C1} := 0.1055 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

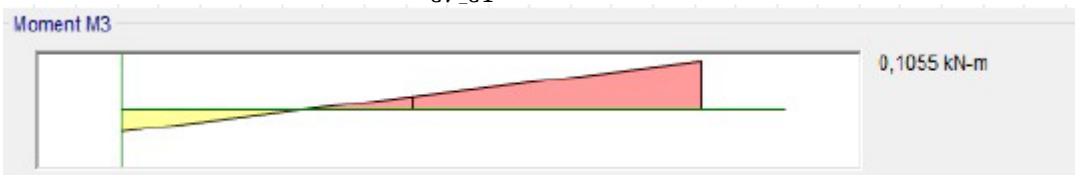


Figura 82. Momento por carga columna 1 CV

$$M_{NLx\_CP\_C1} := 3.5896 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

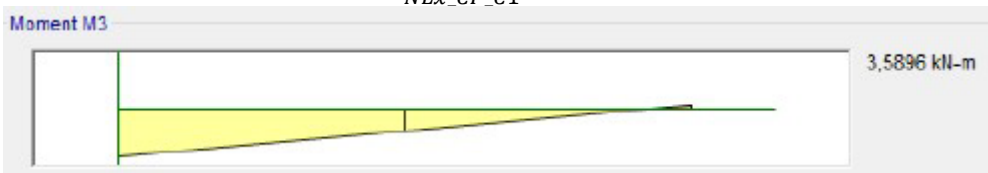


Figura 83. Momento por carga columna 1 NLx CP

$$M_{NLx_{CV_{C1}}} := 1.6813 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

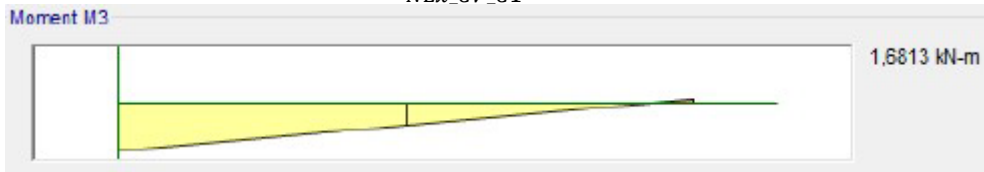


Figura 84. Momento por carga columna 1 NLx CV

$$M_{SH_{C1}} := 252.4863 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

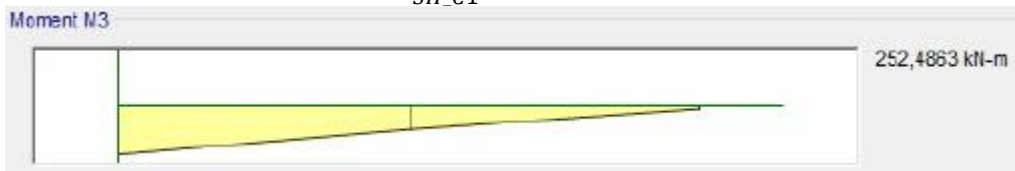


Figura 85. Momento por carga columna 1 SH

#### 4. Momentos por caso de carga en columna C2

$$M_{CP_{C2}} := 0.2007 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

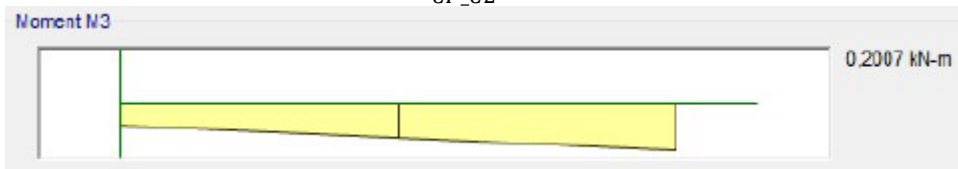


Figura 86. Momento por carga columna 2 CP

$$M_{CV_{C2}} := 0.0968 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

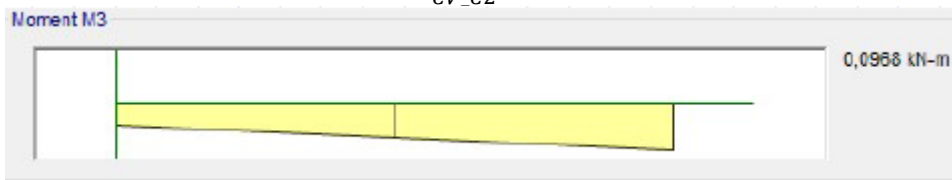


Figura 87. Momento por carga columna 2 CV

$$M_{NLx_{CP_{C2}}} := 1.9647 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

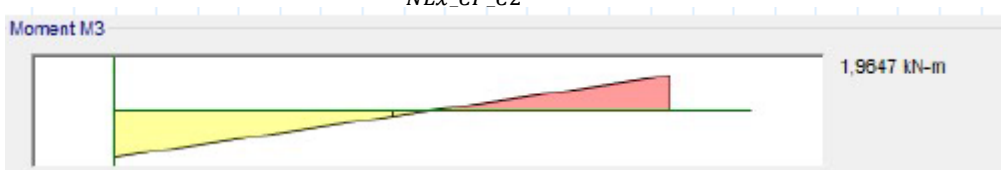


Figura 88. Momento por carga columna 2 NLx CP

$$M_{NLx_{CV_{C2}}} := 0.9211 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

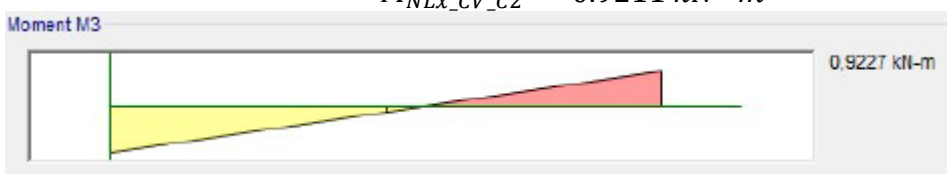


Figura 89. Momento por carga columna 2 NLx CV



$$M_{SH\_C2} := 164.3015 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



Figura 90. Momento por carga columna 2 SH

## 5. Fuerzas axiales y momentos últimos en columna C1

A continuación, se muestra el cálculo de las fuerzas axiales y los momentos últimos en la columna 1, en donde se obtiene como resultado la resistencia máxima expresada en kN y los momentos máximos en kN·m.

$$P_{u1C1} := 1.4 \cdot P_{CP_{C1}} + 1.4P_{NLx_{CP_{C1}}} = 1139.92 \text{ kN}$$

$$M_{u1C1} := 1.4 \cdot M_{CP_{C1}} + 1.4M_{NLx_{CP_{C1}}} = 5.33 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$P_{u2C1} := 1.4 \cdot P_{CP_{C1}} - 1.4P_{NLx_{CP_{C1}}} = 1139.78 \text{ kN}$$

$$M_{u2C1} := 1.4 \cdot M_{CP_{C1}} - 1.4M_{NLx_{CP_{C1}}} = -4.72 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$P_{u3C1} := 1.2 \cdot P_{CP_{C1}} + 1.6P_{NLx_{CP_{C1}}} + 1.2P_{NLx_{CP_{C1}}} + 1.6P_{NLx_{CV_{C1}}} = 1591.49 \text{ kN}$$

$$M_{u3C1} := 1.2 \cdot M_{CP_{C1}} + 1.6 M_{CV_{C1}} + 1.2 M_{NLx_{CP_{C1}}} + 1.6 M_{NLx_{CV_{C1}}} = 7.43 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$P_{u4C1} := 1.2 \cdot P_{CP_{C1}} + 1.6 P_{CV_{C1}} - 1.2 P_{NLx_{CP_{C1}}} - 1.6 P_{NLx_{CV_{C1}}} = 1591.29 \text{ kN}$$

$$M_{u4C1} := 1.2 \cdot M_{CP_{C1}} + 1.6 M_{CV_{C1}} - 1.2 M_{NLx_{CP_{C1}}} - 1.6 M_{NLx_{CV_{C1}}} = -6.57 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$P_{u5C1} := (1.2 + 0.2S_{DS}) \cdot P_{CP_{C1}} \gamma \cdot P_{CV_{C1}} P_{SH_{C1}} = 1271.05 \text{ kN}$$

$$M_{u5C1} := (1.2 + 0.2S_{DS}) \cdot M_{CP_{C1}} \gamma \cdot M_{CV_{C1}} + M_{SH_{C1}} = 252.82 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$P_{u6C1} := (0.9 - 0.2 S_{DS}) \cdot P_{CP_{C1}} + P_{SH_{C1}} = 543.12 \text{ kN}$$

$$M_{u6C1} := (0.9 - 0.2 S_{DS}) \cdot P_{CP_{C1}} + P_{SH_{C1}} = 252.63 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

## 6. Fuerzas axiales y momentos últimos de diseño en columna C2

A continuación, se muestra el cálculo de las fuerzas axiales y los momentos últimos en la columna 2, en donde se obtiene como resultado la resistencia máxima expresada en  $kN$  y los momentos máximos en  $kN \cdot m$ .

$$P_{u1C2} := 1.4 \cdot P_{CP_{C2}} + 1.4 P_{NLx_{CP_{C2}}} = 910.92 \text{ kN}$$

$$M_{u1C2} := 1.4 \cdot M_{CP_{C2}} + 1.4 M_{NLx_{CP_{C2}}} = 3.03 \text{ kN} \cdot m$$

$$P_{u2C2} := 1.4 \cdot P_{CP_{C2}} - 1.4 P_{NLx_{CP_{C2}}} = 910.83 \text{ kN}$$

$$M_{u2C2} := 1.4 \cdot M_{CP_{C2}} - 1.4 M_{NLx_{CP_{C2}}} = -2.47 \text{ kN} \cdot m$$

$$P_{u3C2} := 1.2 \cdot P_{CP_{C2}} + 1.6 P_{CV_{C2}} + 1.2 P_{NLx_{CP_{C2}}} + 1.6 P_{NLx_{CV_{C2}}} = 1271.76 \text{ kN}$$

$$M_{u3C2} := 1.2 \cdot M_{CP_{C2}} + 1.6 M_{CV_{C2}} + 1.2 M_{NLx_{CP_{C2}}} + 1.6 M_{NLx_{CV_{C2}}} = 4.23 \text{ kN} \cdot m$$

$$P_{u4C2} := 1.2 \cdot P_{CP_{C2}} + 1.6 P_{CV_{C2}} - 1.2 P_{NLx_{CP_{C2}}} - 1.6 P_{NLx_{CV_{C2}}} = 1271.63 \text{ kN}$$

$$M_{u4C2} := 1.2 \cdot M_{CP_{C2}} + 1.6 M_{CV_{C2}} - 1.2 M_{NLx_{CP_{C2}}} - 1.6 M_{NLx_{CV_{C2}}} = -3.44 \text{ kN} \cdot m$$

$$P_{u5C2} := (1.2 + 0.2 S_{DS}) \cdot P_{CP_{C2}} \gamma \cdot P_{CV_{C2}} + P_{SH_{C2}} = 1015.3 \text{ kN}$$

$$M_{u5C2} := (1.2 + 0.2 S_{DS}) \cdot M_{CP_{C2}} \gamma \cdot M_{CV_{C2}} + M_{SH_{C2}} = 164.61 \text{ kN} \cdot m$$

$$P_{u6C2} := (0.9 - 0.2 S_{DS}) \cdot P_{CP_{C2}} + P_{SH_{C2}} = 433.6 \text{ kN}$$

$$M_{u6C2} := (0.9 - 0.2 S_{DS}) \cdot M_{CP_{C2}} + M_{SH_{C2}} = 164.43 \text{ kN} \cdot m$$

## 7. Revisión del pandeo local de la columna

Las alas y el alma de la columna deben cumplir con la condición de miembros de alta ductibilidad, conforme a las Norma ANSI/AISC 341, a fin de prevenir el pandeo local. Así, para las alas se tiene:

$$\text{Esbeltez de la columna} \rightarrow \lambda_{ala} := \frac{b_{cf}}{2t_{cf}} = 5.769$$

$$\text{Esbeltez máxima del ala de la columna} \rightarrow \lambda_{ala} := 0.32 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} = 7.39$$

If  $\lambda_{ala} \leq \lambda_{ala\_max}$ , "OK", "NO CUMPLE") = "OK"

Para el alma, se plantea la revisión en función a la carga última a compresión:

Resistencia cedente axial disponible de la columna  $\rightarrow P_{yc\_dis} := R_{yc} \cdot F_{yc} \cdot A_c = 8175 \text{ kN}$

$$\text{Esbeltez del alma de la columna} \rightarrow \lambda_{alma} := \frac{h_c}{t_{cw}} = 24.571$$

Factor de minorización  $\rightarrow \phi := 0.90$

Relación entre la resistencia requerida y la resistencia cedente axial disponible de

la columna  $\rightarrow C_a := \frac{P_{uc\_max}}{\phi \cdot P_{yc\_dis}}$

$$\text{Para } C_a \leq 0.114 \quad \frac{h_c}{t_{cw}} \leq 2.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (1 - 1.04 \cdot C_a)$$

$$\text{Para } C_a > 0.114 \quad \frac{h_c}{t_{cw}} \leq 0.88 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (2.68 - C_a) \geq 1.5r \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}}$$

### Columna C1

$$P_{uc_{max_{C1}}} := \max(P_{u1_{C1}}, P_{u2_{C1}}, P_{u3_{C1}}, P_{u4_{C1}}, P_{u5_{C1}}, P_{u6_{C1}}) = 1591.489 \text{ kN}$$

$$C_a := \frac{P_{uc_{max_{C1}}}}{\phi \cdot P_{yc_{dis}}} = 0.216$$

$$\text{Para } C_a \leq 0.114 \quad \lambda_{alma_{max\_1}} := 2.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (1 - 1.04 \cdot C_a) = 46$$

$$\text{Para } C_a > 0.114 \quad \lambda_{alma_{max\_2}} := \max(0.88 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (2.68 - C_a), 1.57 \cdot$$

$$\sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}}) = 50.07$$

$$\lambda_{alma_{max}} := \text{If}(C_a \leq 0.114, \lambda_{alma_{max\_1}}, \lambda_{alma_{max\_2}}) = 50.07$$

If ( $\lambda_{alma} \leq \lambda_{alma_{max}}$ , "OK", "NO CUMPLE"): "OK"

### Columna C2

$$P_{uc_{max_{C2}}} := \max(P_{u1_{C2}}, P_{u2_{C2}}, P_{u3_{C2}}, P_{u4_{C2}}, P_{u5_{C2}}, P_{u6_{C2}}) = 1271.756 \text{ kN}$$

$$C_a := \frac{P_{uc_{max_{C2}}}}{\phi \cdot P_{yc_{dis}}} = 0.173$$

$$\text{Para } C_a \leq 0.114 \quad \lambda_{alma_{max\_1}} := 2.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (1 - 1.04 \cdot C_a) = 48.68$$

$$\text{Para } C_a > 0.114 \quad \lambda_{alma_{max\_2}} := \max(0.88 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (2.68 - C_a), 1.57 \cdot$$

$$\sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}}) = 50.95$$

$$\lambda_{alma_{max}} := \text{If}(C_a \leq 0.114, \lambda_{alma_{max\_1}}, \lambda_{alma_{max\_2}}) = 50.95$$

If ( $\lambda_{alma} \leq \lambda_{alma_{max}}$ , "OK", "NO CUMPLE"): "OK"

Nota: si la sección de la columna no cumple por pandeo local del ala o el alma, se deberá cambiar la misma a fin de evitar una falla frágil que pueda limitar su ductibilidad.

## 8. Revisión por flexo-compresión de la columna C1

### Definición de la longitud efectiva

- Análisis en dirección X

Módulo de rigidez en la base de la columna C1 debido al empotramiento  $\rightarrow G_B = 0.05$

Módulo de rigidez en el tope de la columna C1  $\rightarrow G_A = \frac{2 \cdot E \cdot I_{XC}}{L} = 6.91$

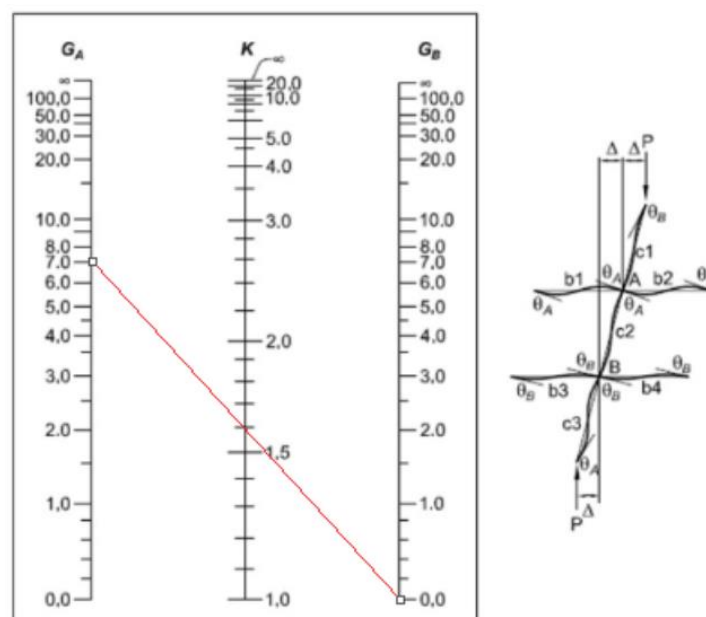


Figura 91. Análisis de columna 1 en dirección X

Factor de longitud efectiva en X  $\rightarrow K_x = \frac{\sqrt{1.6 \cdot G_A \cdot G_B + 4(G_A + G_B) + 75}}{\sqrt{G_A + G_B + 75}} = 1.58$

- Análisis en dirección Y

Se considera que en esta dirección no tiene traslacionalidad, por lo tanto, su factor es igual a 1.00.

Factor de longitud efectiva en Y  $\rightarrow K_y = 1.00$

## Resistencia a compresión

Longitud libre de la columna en X  $\rightarrow L_{bx} := H - d_b = 2.8 \text{ m}$

Longitud libre de la columna en Y  $\rightarrow L_{by} := H - d_b = 2.8 \text{ m}$

Esbeltez de la columna en X  $\rightarrow \frac{K_x \cdot L_{bx}}{r_{xc}} = 23.04$

Esbeltez de la columna en Y  $\rightarrow \frac{K_y \cdot L_{by}}{r_{yc}} = 38.19$

$$E_{\max} := \max\left(\frac{K_x \cdot L_{bx}}{r_{xc}}, \frac{K_y \cdot L_{by}}{r_{yc}}\right) = 38.19$$

El límite de esbeltez de la columna para definir si se produce un pandeo inelástico o elástico es el siguiente:

$$E_{\text{límite}} := 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 133.22$$

If ( $E_{\max} \leq E_{\text{límite}}$ , “pandeo inelástico”, “pandeo elástico”) = “Pandeo inelástico”

También se puede expresar en función del cociente de la tensión cedente entre la tensión de pandeo elástico, de la forma siguiente:

$$F_e := \frac{\pi^2 \cdot E}{E_{\max}^2} = 1353582.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \frac{F_{yc}}{F_e} = 0.185$$

If ( $\frac{F_{yc}}{F_e} \leq 2.25$ , “pandeo inelástico”, “pandeo elástico”) = “Pandeo inelástico”

Haciendo un cambio de variable, se puede plantear de una manera más simple:

$$\lambda_c := \frac{E_{\max}}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{F_{yc}}{E}} = 0.43$$

If ( $\lambda_c \leq 1.5$ , “pandeo inelástico”, “pandeo elástico”) = “Pandeo inelástico”

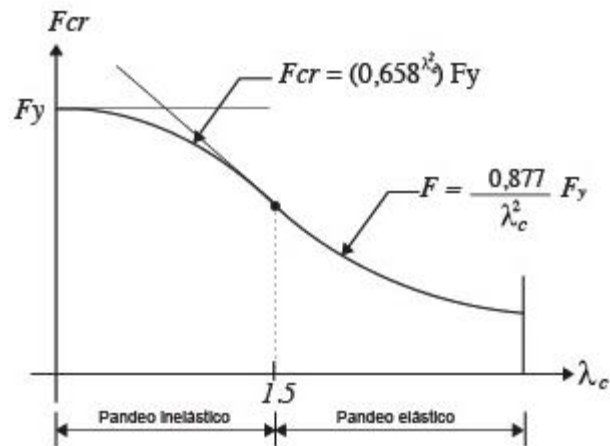


Figura 92. Resistencia a compresión

Tensión crítica de pandeo  $\rightarrow F_{cr} := \text{if}(\lambda_c \leq 1.5, 0.658 \lambda_c^2 \cdot F_{yc}, \frac{0.877}{\lambda_c^2} \cdot F_{yc}) = 231402.07 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Resistencia nominal a compresión  $\rightarrow \phi := 0.90 \quad P_{n1} := A_c \cdot F_{cr} = 5044.565 \text{ kN}$

Resistencia minorada a compresión  $\rightarrow \phi \cdot P_{n1} = 4540.11 \text{ kN}$

### Resistencia a flexión

A continuación, se presentan los cálculos de las longitudes características para columna 1 y se determinó la resistencia a la flexión. Se obtuvo el momento plástico y la tensión crítica derivada del pandeo lateral torsional elástico. Luego, se definió el comportamiento y la capacidad de la columna a flexión con determinadas condiciones; se obtuvo la resistencia minorada a la flexión, tal como se presenta a continuación.

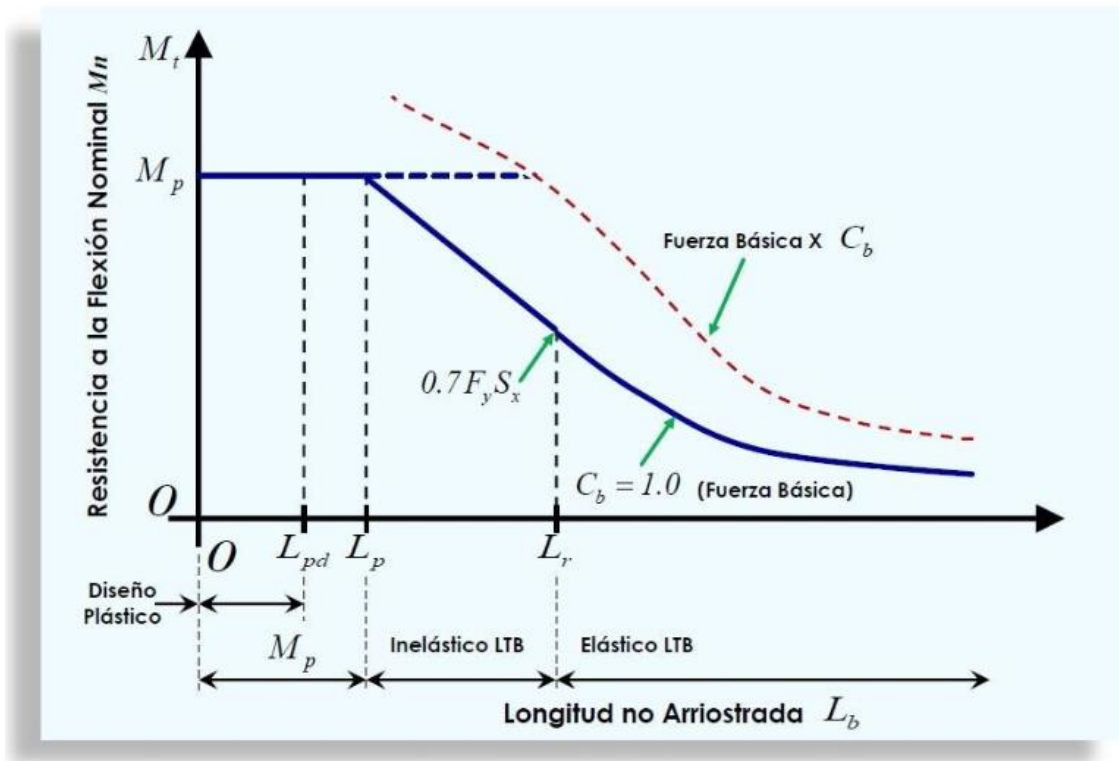


Figura 93. Resistencia a flexión

### Cálculo de longitudes características

Longitud no soportada lateralmente  $\rightarrow L_b := L_{by} = 2.8 \text{ m}$

Longitud límite de comportamiento plástico  $\rightarrow L_p := 1.76 \cdot r_{yc} \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 3.65 \text{ m}$

$$r_{st} := \sqrt{\frac{I_{yc} \cdot h_{oc}}{2S_{xc}}} = 8.365 \text{ cm}$$

$c := 1.00$  para perfiles doble T

Longitud límite del comportamiento lateral torsional inelástico  $\rightarrow$

$$L_r := 1.95 r_{ts} \cdot \frac{E}{0.7 F_{yc}} \cdot \sqrt{\frac{J_c \cdot c}{S_{xc} \cdot h_{oc}} + \sqrt{\left(\frac{J_c \cdot c}{S_{xc} \cdot h_{oc}}\right)^2 + 6.76 \cdot \left(0.70 \cdot \frac{F_{yc}}{E}\right)^2}} = 15.28 \text{ m}$$



## Cálculo de momento plástico y tensión crítica

$$\text{Momento plástico} \rightarrow M_p = Z_{xc} \cdot F_{yc} = 995.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momento resistente correspondiente al límite del comportamiento del pandeo lateral torsional inelástico  $\rightarrow M_r = 0.7S_{xc} \cdot F_{yc} = 621.373 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$$\text{Coeficiente de flexión} \rightarrow C_b := 2.00$$

$$\text{Tensión crítica debido al pandeo lateral torsional elástico} \rightarrow F_{cr} := C_b \cdot \pi^2 \cdot \frac{E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \cdot$$

$$\sqrt{1 + 0.078 \cdot \frac{J_c \cdot c}{S_{xc} \cdot h_{oc}} \cdot \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} = 3955371.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Luego, en función a la longitud no arriostrada se define el comportamiento y capacidad de la columna a flexión.

$$\text{If } L_b \leq L_p \quad M_{n1} := M_p = 995.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{If } L_p < L_b \leq L_r \quad M_{n2} := \min\left(C_b \cdot \left(M_p - (M_p - 0.7S_{xc} \cdot F_{yc}) \cdot \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right), M_p\right) = 995.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{If } L_b > L_r \quad M_{n3} := \min(S_{xc} \cdot F_{cr}, M_p) = 995.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Finalmente, se obtiene la resistencia nominal a flexión:

$$\text{Resistencia nominal a flexión} \rightarrow M_n := \min(M_{n1}, M_{n2}, M_{n3}) = 995.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Factor de minoración} \rightarrow \phi := 0.90$$

$$\text{Resistencia minorada a flexión} \rightarrow \phi \cdot M_n = 895.95 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- **Relación demanda/capacidad**

$$\text{Resistencia minorada a compresión} \rightarrow \phi \cdot P_{n1} = 4540.11 \text{ kN}$$

$$\text{Resistencia minorada a flexión} \rightarrow \phi \cdot M_n = 895.95 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Se plantea la revisión ante la interacción de la fuerza axial y los momentos, para cada una de las combinaciones de carga.

$$\frac{P_u}{\phi \cdot P_n} \leq 0.2$$

$$\frac{P_u}{2 \cdot \phi \cdot P_n} + \left( \frac{M_u}{\phi \cdot M_n} \right) \leq 1.00$$

$$\frac{P_u}{\phi \cdot P_n} > 0.2$$

$$\frac{P_u}{\phi \cdot P_n} + \frac{8}{9} \cdot \left( \frac{M_u}{\phi \cdot M_n} \right) \leq 1.00$$

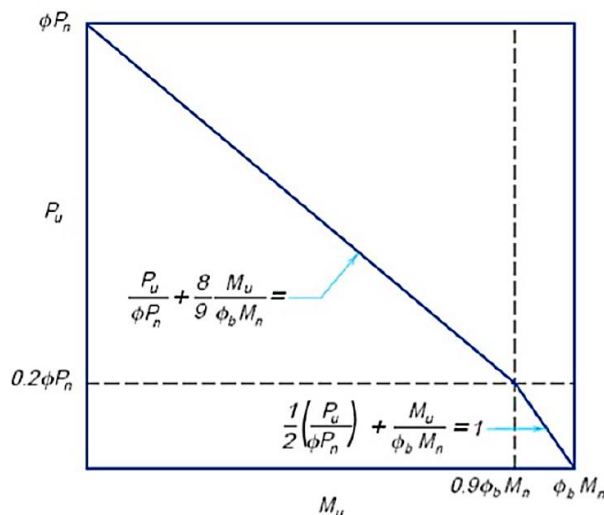


Figura 94. Relación demanda/capacidad

Para la combinación 1

$$P_u := \text{abs}(P_{u_{c1}}) = 1139.92 \text{ kN}$$

$$M_u := \text{abs}(M_{u_{c1}}) =$$

$$5.239 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{P_u}{\phi \cdot P_{n1}} = 0.251$$

$$I := \text{if} \left( \frac{P_u}{\phi \cdot P_{n1}} \leq 0.2, \frac{P_u}{2 \cdot \phi \cdot P_{n1}} + \frac{M_u}{\phi \cdot M_n}, \frac{P_u}{\phi \cdot P_{n1}} + \frac{8}{9} \cdot \frac{M_u}{\phi \cdot M_n} \right) = 0.256$$

If ( $I \leq 1$ , "OK", ("NO CUMPLE")) = "OK"

Para la combinación 2

$$P_u := \text{abs}(P_{u_{2c1}}) = 1139.78 \text{ kN}$$

$$M_u := \text{abs}(M_{u_{2c1}}) = 4.722 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{P_u}{\phi \cdot P_{n1}} = 0.251$$

$$I := \text{if} \left( \frac{P_u}{\phi \cdot P_{n1}} \leq 0.2, \frac{P_u}{2 \cdot \phi \cdot P_{n1}} + \frac{M_u}{\phi \cdot M_n}, \frac{P_u}{\phi \cdot P_{n1}} + \frac{8}{9} \cdot \frac{M_u}{\phi \cdot M_n} \right) = 0.256$$

If ( $I \leq 1$ , "OK", ("NO CUMPLE")) = "OK"

Para la combinación 3

$$P_u := \text{abs}(P_{u3c1}) = 1591.49 \text{ kN} \quad M_u := \text{abs}(M_{u3c1}) = 7.427 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{P_u}{\phi \cdot P_{n1}} = 0.351 \quad I := \text{if} \left( \frac{P_u}{\phi \cdot P_{n1}} \leq 0.2, \frac{P_u}{2 \cdot \phi \cdot P_{n1}} + \frac{M}{\phi \cdot M_n}, \frac{P_u}{\phi \cdot P_{n1}} + \frac{8}{9} \cdot \frac{M_u}{\phi \cdot M_n} \right) = 0.358$$

If ( $I \leq 1$ , "OK", ("NO CUMPLE")) = "OK"

Para la combinación 4

$$P_u := \text{abs}(P_{u4c1}) = 1591.29 \text{ kN} \quad M_u := \text{abs}(M_{u4c1}) = 6.568 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{P_u}{\phi \cdot P_{n1}} = 0.35 \quad I := \text{if} \left( \frac{P_u}{\phi \cdot P_{n1}} \leq 0.2, \frac{P_u}{2 \cdot \phi \cdot P_{n1}} + \frac{M}{\phi \cdot M_n}, \frac{P_u}{\phi \cdot P_{n1}} + \frac{8}{9} \cdot \frac{M_u}{\phi \cdot M_n} \right) = 0.357$$

If ( $I \leq 1$ , "OK", ("NO CUMPLE")) = "OK"

Para la combinación 5

$$P_u := \text{abs}(P_{u5c1}) = 1271.05 \text{ kN} \quad M_u := \text{abs}(M_{u5c1}) = 252.825 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{P_u}{\phi \cdot P_{n1}} = 0.28 \quad I := \text{if} \left( \frac{P_u}{\phi \cdot P_{n1}} \leq 0.2, \frac{P_u}{2 \cdot \phi \cdot P_{n1}} + \frac{M}{\phi \cdot M_n}, \frac{P_u}{\phi \cdot P_{n1}} + \frac{8}{9} \cdot \frac{M_u}{\phi \cdot M_n} \right) = 0.531$$

If ( $I \leq 1$ , "OK", ("NO CUMPLE")) = "OK"

Para la combinación 6

$$P_u := \text{abs}(P_{u6c1}) = 543.12 \text{ kN} \quad M_u := \text{abs}(M_{u6c1}) = 252.63 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{P_u}{\phi \cdot P_{n1}} = 0.12 \quad I := \text{if} \left( \frac{P_u}{\phi \cdot P_{n1}} \leq 0.2, \frac{P_u}{2 \cdot \phi \cdot P_{n1}} + \frac{M}{\phi \cdot M_n}, \frac{P_u}{\phi \cdot P_{n1}} + \frac{8}{9} \cdot \frac{M_u}{\phi \cdot M_n} \right) = 0.342$$

If ( $I \leq 1$ , "OK", ("NO CUMPLE")) = "OK"

Para el análisis del pórtico se deberá asignar que los parámetros de longitud efectiva  $k_y = 1$ .

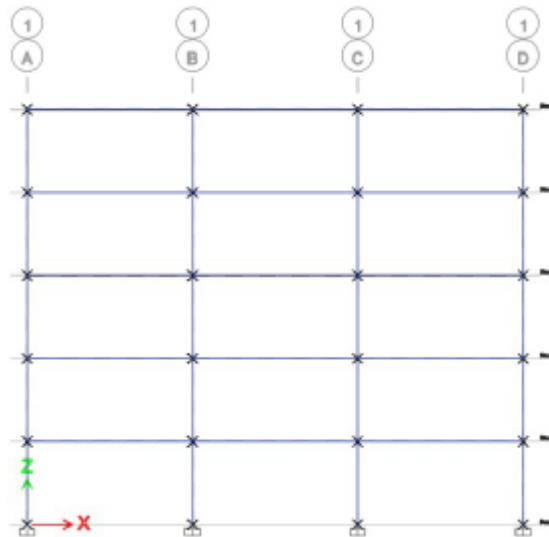
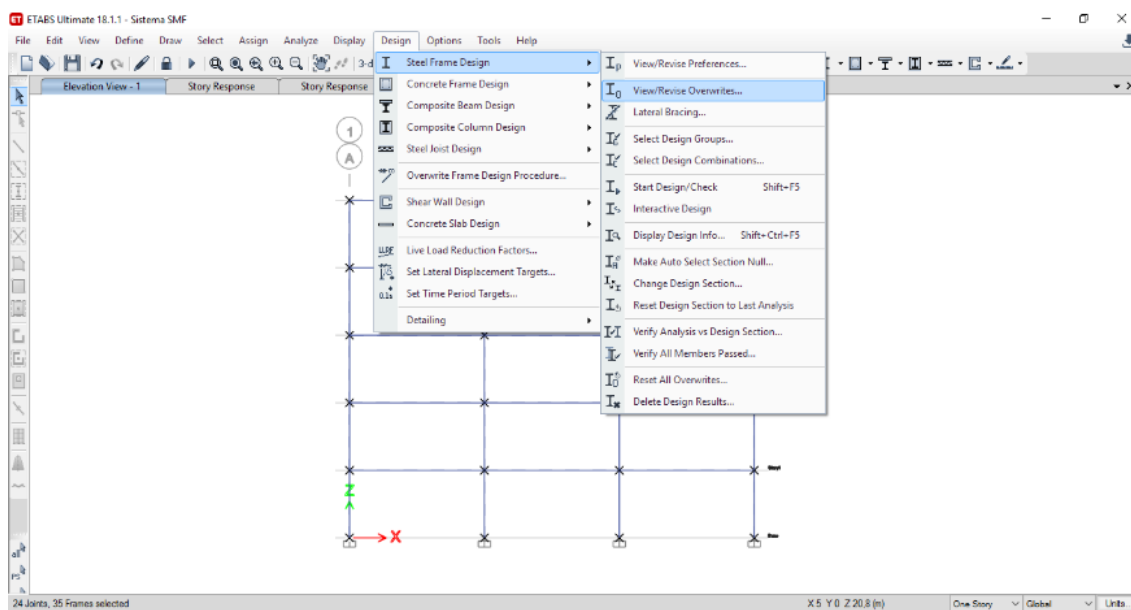


Figura 95. Señalamiento de nodos

### Aplicación de overwrites

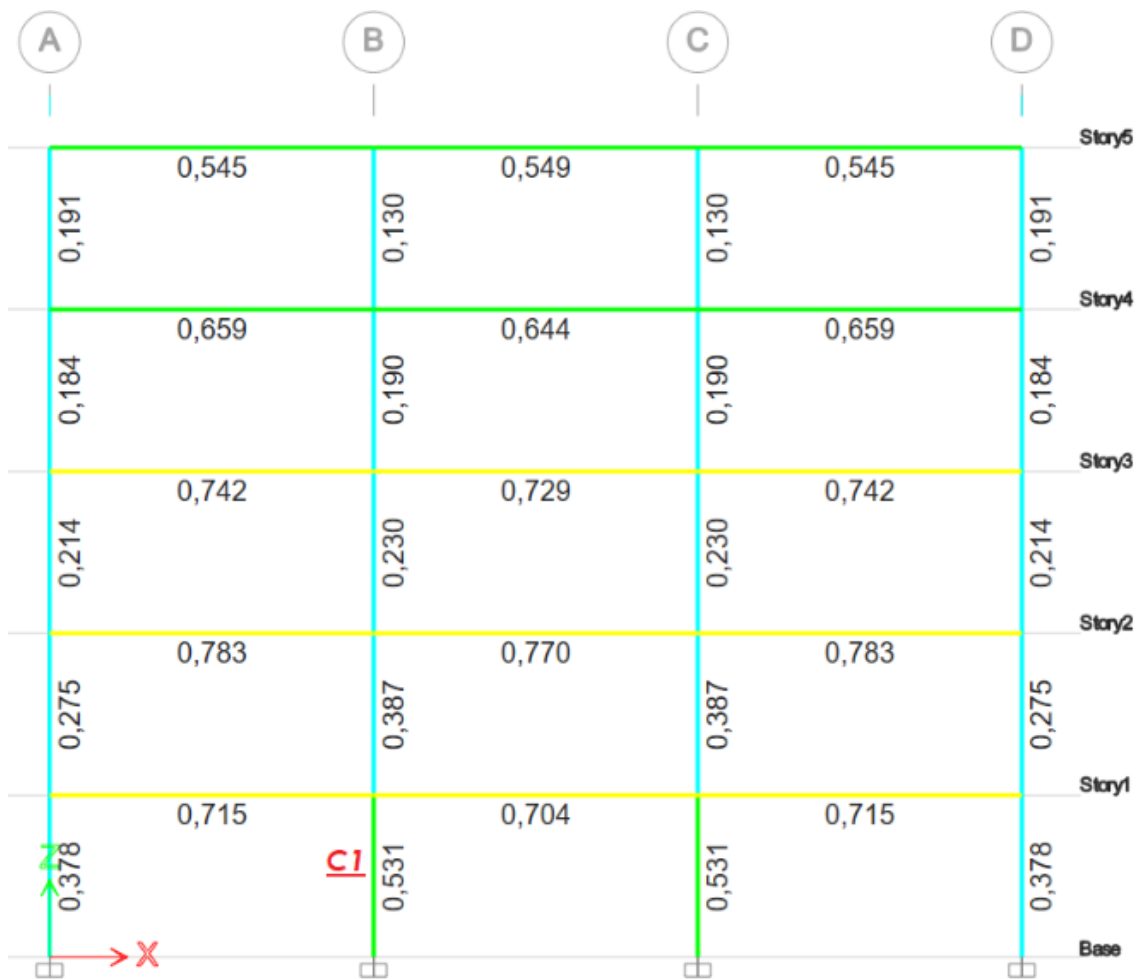


Effective Length Factor (K2 Minor) = 1  
 Effective Length Factor (K LTB) = 1

|    |                                    |        |
|----|------------------------------------|--------|
| 28 | Unbraced Length Ratio (LTB)        | Varies |
| 29 | Effective Length Factor (K1 Major) | 1      |
| 30 | Effective Length Factor (K1 Minor) | 1      |
| 31 | Effective Length Factor (K2 Major) | Varies |
| 32 | Effective Length Factor (K2 Minor) | 1      |
| 33 | Effective Length Factor (K LTB)    | 1      |
| 34 | Moment Coefficient (Cm Major)      | Varies |
| 35 | Moment Coefficient (Cm Minor)      | 1      |
| 36 | ...                                | ...    |

Figura 96. Aplicación de overwrites

## Resultados en ETABS



### E Steel Stress Check Information (AISC 360-16)

| COMBO ID | STATION LOC | MOMENT RATIO | INTERACTION CHECK         | MAJ-SHR RATIO | MIN-SHR RATIO |
|----------|-------------|--------------|---------------------------|---------------|---------------|
| UDSt1S1  | 0,00000     | 0,256 (C)    | = 0,251 + 0,005 + 0,000   | 0,002         | 0,000         |
| UDSt1S1  | 1,40000     | 0,252 (C)    | = 0,250 + 0,002 + 0,000   | 0,002         | 0,000         |
| UDSt1S1  | 2,80000     | 0,251 (C)    | = 0,250 + 0,001 + 0,000   | 0,002         | 0,000         |
| UDSt1S2  | 0,00000     | 0,256 (C)    | = 0,251 + 0,005 + 0,000   | 0,002         | 0,000         |
| UDSt1S2  | 1,40000     | 0,253 (C)    | = 0,250 + 0,002 + 0,000   | 0,002         | 0,000         |
| UDSt1S2  | 2,80000     | 0,250 (C)    | = 0,250 + 2,8E-04 + 0,000 | 0,002         | 0,000         |
| UDSt1S3  | 0,00000     | 0,358 (C)    | = 0,351 + 0,007 + 0,000   | 0,003         | 0,000         |
| UDSt1S3  | 1,40000     | 0,353 (C)    | = 0,350 + 0,003 + 0,000   | 0,003         | 0,000         |
| UDSt1S3  | 2,80000     | 0,351 (C)    | = 0,349 + 0,002 + 0,000   | 0,003         | 0,000         |
| UDSt1S4  | 0,00000     | 0,357 (C)    | = 0,350 + 0,007 + 0,000   | 0,002         | 0,000         |
| UDSt1S4  | 1,40000     | 0,353 (C)    | = 0,350 + 0,003 + 0,000   | 0,002         | 0,000         |
| UDSt1S4  | 2,80000     | 0,350 (C)    | = 0,349 + 4,0E-04 + 0,000 | 0,002         | 0,000         |
| UDSt1S5  | 0,00000     | 0,531 (C)    | = 0,280 + 0,251 + 0,000   | 0,099         | 0,000         |
| UDSt1S5  | 1,40000     | 0,401 (C)    | = 0,279 + 0,121 + 0,000   | 0,099         | 0,000         |
| UDSt1S5  | 2,80000     | 0,344 (C)    | = 0,344 + 0,000 + 0,000   | 0,099         | 0,000         |

## ETABS Steel Frame Design

### AISC 360-16 Steel Section Check (Strength Summary)

### Stress Check forces and Moments

| Location (m) | $P_u$ (kN) | $M_{u33}$ (kN-m) | $M_{u22}$ (kN-m) | $V_{u2}$ (kN) | $V_{u3}$ (kN) | $T_u$ (kN-m) |
|--------------|------------|------------------|------------------|---------------|---------------|--------------|
| 0            | -1271,071  | 252,8248         | 0                | 0             | 0             | 0            |

### Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1-1a)

|               | L Factor | $K_1$ | $K_2$ | $B_1$ | $B_2$ | $C_m$ |
|---------------|----------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Major Bending | 0,875    | 1     | 1,584 | 1     | 1     | 1     |
| Minor Bending | 0,875    | 1     | 1     | 1     | 1     | 1     |

### Parameters for Lateral Torsion Buckling

| $L_{tb}$ | $K_{tb}$ | $C_b$ |
|----------|----------|-------|
| 0,875    | 1        | 2,072 |

### Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1a)

|             |   |
|-------------|---|
| D/C Ratio = | $(P_u / P_c) + (8/9)(M_{u33} / M_{c33}) + (8/9)(M_{u22} / M_{c22})$ |
| 0,531 =     | 0,28 + 0,251 + 0  |

### Axial Force and Capacities

| $P_u$ Force (kN) | $\phi P_{nc}$ Capacity (kN) | $\phi P_{nt}$ Capacity (kN) |
|------------------|-----------------------------|-----------------------------|
| 1271,071         | 4540,1085                   | 4905                        |

### Moments and Capacities

|               | $M_u$ Moment (kN-m) | $\phi M_n$ (kN-m) | $\phi M_n$ No LTB (kN-m) | $\phi M_n$ Cb=1 (kN-m) |
|---------------|---------------------|-------------------|--------------------------|------------------------|
| Major Bending | 252,8248            | 895,95            | 895,95                   | 895,95                 |
| Minor Bending | 0                   | 269,55            |                          |                        |

Figura 97. Resultados ETABS

Nota: los resultados obtenidos en ETABS coinciden perfectamente con el cálculo manual realizado.

## Revisión por flexocompresión de la columna C2

### Definición de longitud efectiva

Análisis en dirección X

$$\text{Módulo de rigidez en la base de la columna C2} \rightarrow G_B = \frac{\frac{2 \cdot I_{xc}}{L}}{\frac{H}{L}} = 6.91$$

$$\text{Módulo de rigidez en el tope de la columna C2} \rightarrow G_A = \frac{\frac{2 \cdot I_{xc}}{L}}{\frac{H}{L}} = 6.91$$

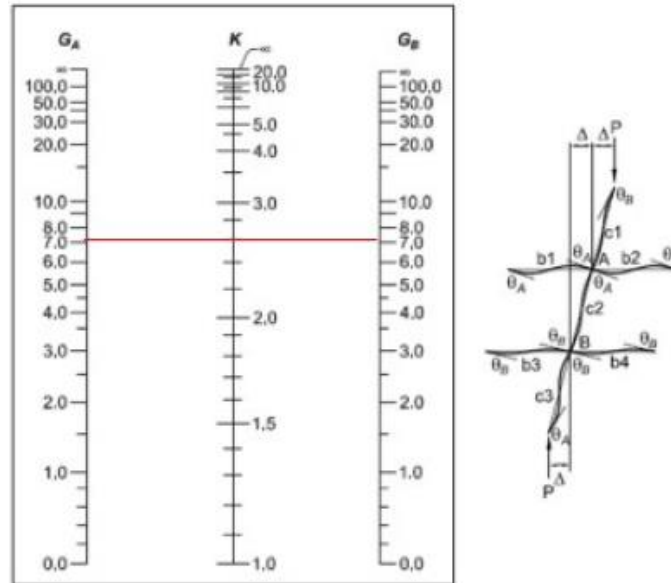


Figura 98. Análisis de columna 2 en dirección X

$$\text{Factor de longitud efectiva en } X \rightarrow K_x = \frac{\sqrt{1.6 \cdot G_A \cdot G_B + 4(G_A + G_B) + 7.5}}{\sqrt{G_A + G_B + 7.5}} = 2.555$$

Análisis en dirección Y

Se considera que en esta dirección no tiene traslacionalidad, por lo tanto, su factor es igual a 1.00.

$$K_y = 1.00 \text{ Factor de longitud efectiva en Y}$$

### Resistencia a compresión

$$\text{Longitud libre de la columna en } X \rightarrow L_{bx} = H - d_b = 2.8 \text{ m}$$

$$\text{Longitud libre de la columna en } Y \rightarrow L_{by} = H - d_b = 2.8 \text{ m}$$

$$\text{Esbeltez de la columna en } X \rightarrow \frac{K_x \cdot L_{bx}}{r_{xc}} = 37.37$$

$$\text{Esbeltez de la columna en } Y \rightarrow \frac{K_y \cdot L_{by}}{r_{yc}} = 38.19$$

$$E_{\max} := \max\left(\frac{K_x \cdot L_{bx}}{r_{xc}}, \frac{K_y \cdot L_{by}}{r_{yc}}\right) = 38.188$$

El límite de esbeltez de la columna para definir si se produce un pandeo inelástico o elástico es el siguiente:

$$E_{\text{límite}} := 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 133.22$$

If ( $E_{\max} \leq E_{\text{límite}}$ , “pandeo inelástico”, “pandeo elástico”) = “Pandeo inelástico”

También se puede expresar en función del cociente de la tensión cedente entre la tensión de pandeo elástico, de la forma siguiente:

$$F_e := \frac{\pi^2 \cdot E}{E_{\max}^2} = 1353582.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \frac{F_{yc}}{F_e} = 0.185$$

If ( $\frac{F_{yc}}{F_e} \leq 2.25$ , “pandeo inelástico”, “pandeo elástico”) = “Pandeo inelástico”

Haciendo un cambio de variable, se puede plantear de una manera más simple:

$$\lambda_c := \frac{E_{\max}}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{F_{yc}}{E}} = 0.43$$

If ( $\lambda_c \leq 1.5$ , “pandeo inelástico”, “pandeo elástico”) = “Pandeo inelástico”

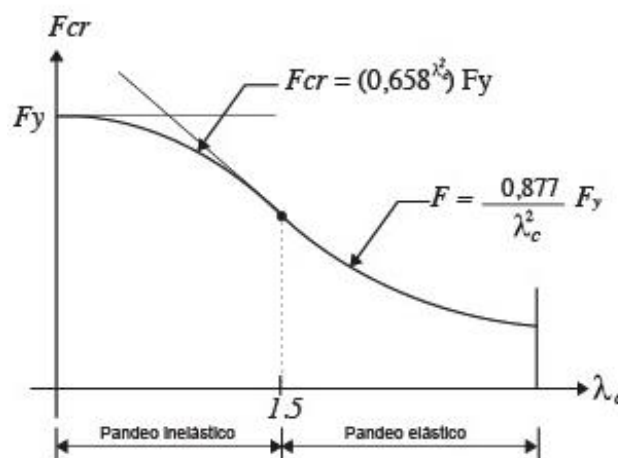


Figura 99. Resistencia a compresión



Tensión crítica de pandeo →  $F_{cr} := \text{if}(\lambda_c \leq 1.5, 0.658\lambda_c^2 \cdot F_{yc}, \frac{0.877}{\lambda_c^2} \cdot F_{yc}) =$   
 $231402.07 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

$\varphi := 0.90$

Resistencia nominal a compresión →  $P_{n2} := A_c \cdot F_{cr} = 5044.565 \text{ kN}$

Resistencia minorada a compresión →  $\phi \cdot P_{n2} = 4540.11 \text{ kN}$

### Resistencia a flexión

A continuación, se presentan los cálculos de las longitudes características para columna 2 y se determinó la resistencia a la flexión. Se obtuvo el momento plástico y la tensión crítica derivada del pandeo lateral torsional elástico. Luego, se definió el comportamiento y la capacidad de la columna a flexión con determinadas condiciones; se obtuvo la resistencia minorada a la flexión, tal como se presenta a continuación.

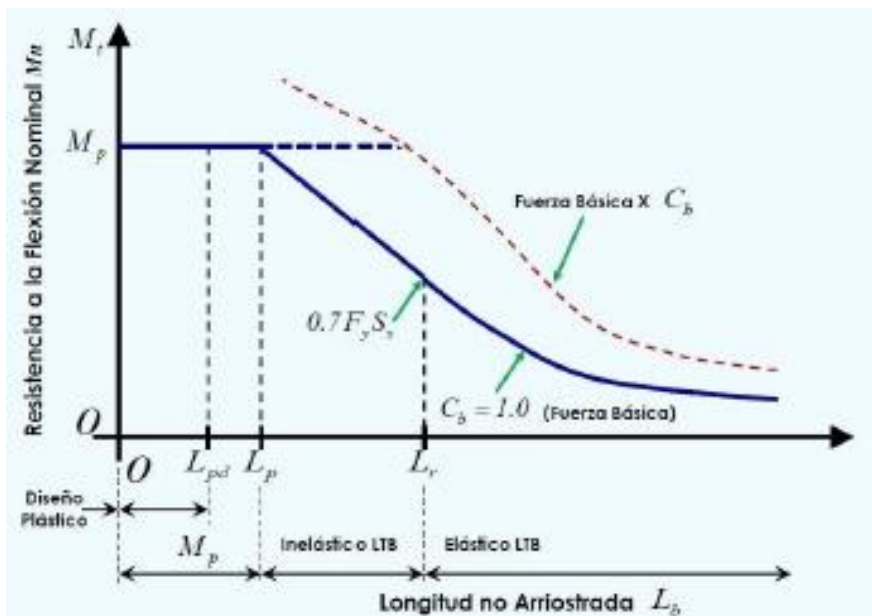


Figura 100. Resistencia a flexión

## Cálculo de longitudes características

Longitud no soportada lateralmente  $\rightarrow L_b := L_{by} = 2.8 \text{ m}$

Longitud límite de comportamiento plástico  $\rightarrow L_p := 1.76 \cdot r_{yc} \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 3.65 \text{ m}$

$$r_{ts} := \sqrt{\frac{I_{yc} \cdot h_{oc}}{2S_{xc}}} = 8.365 \text{ cm}$$

$c := 1.00$  para perfiles doble T

Longitud límite del comportamiento lateral torsional inelástico  $\rightarrow L_r := 1.95 r_{ts} \cdot$

$$\frac{E}{0.7F_{yc}} \cdot \sqrt{\frac{J_c \cdot c}{S_{xc} \cdot h_{oc}} + \sqrt{\left(\frac{J_c \cdot c}{S_{xc} \cdot h_{oc}}\right)^2 + 6.76 \cdot \left(0.70 \cdot \frac{F_{yc}}{E}\right)^2}} = 15.284 \text{ m}$$

Cálculo de momento plástico y tensión crítica

Momento plástico  $\rightarrow M_p = Z_{xc} \cdot F_{yc} = 995.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Momento resistente correspondiente al límite del comportamiento del pandeo lateral torsional inelástico  $\rightarrow M_r = 0.7 S_{xc} \cdot F_{yc} = 621.373 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Coefficiente de flexión asumido  $\rightarrow C_b := 2.00$

Tensión crítica debido al pandeo lateral torsional elástico  $\rightarrow F_{cr} := C_b \cdot \pi^2 \cdot \frac{E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}$

$$\sqrt{1 + 0.078 \cdot \frac{J_c \cdot c}{S_{xc} \cdot h_{oc}} \cdot \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} = 3955371.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Luego, en función a la longitud no arriostrada se define el comportamiento y capacidad de la columna a flexión.

If  $L_b \leq L_p$   $M_{n1} := M_p = 995.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$$\text{If } L_p < L_b \leq L_r \quad M_{n2} := \min \left( C_b \cdot \left( M_p - (M_p - 0.7S_{xc} \cdot F_{yc}) \cdot \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right), M_p \right) = 995.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{If } L_b > L_r \quad M_{n3} := \min(S_{xc} \cdot F_{cr}, M_p) = 995.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Finalmente, se obtiene la resistencia nominal a flexión:

$$\text{Resistencia nominal a flexión} \rightarrow M_n := \min(M_{n1}, M_{n2}, M_{n3}) = 995.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Factor de minoración} \rightarrow \phi = 0.90$$

$$\text{Resistencia minorada a flexión} \rightarrow \phi \cdot M_n = 895.95 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- Relación demanda/capacidad

$$\text{Resistencia minorada a compresión} \rightarrow \phi \cdot P_{n2} = 4540.11 \text{ kN}$$

$$\text{Resistencia minorada a flexión} \rightarrow \phi \cdot M_n = 895.95 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Se plantea la revisión ante la interacción de la fuerza axial y los momentos, para cada una de las combinaciones de carga.

$$\frac{P_u}{\phi \cdot P_n} \leq 0.2 \quad \frac{P_u}{2 \cdot \phi \cdot P_n} + \left( \frac{M_u}{\phi \cdot M_n} \right) \leq 1.00$$

$$\frac{P_u}{\phi \cdot P_n} > 0.2 \quad \frac{P_u}{\phi \cdot P_n} + \frac{8}{9} \cdot \left( \frac{M_u}{\phi \cdot M_n} \right) \leq 1.00$$

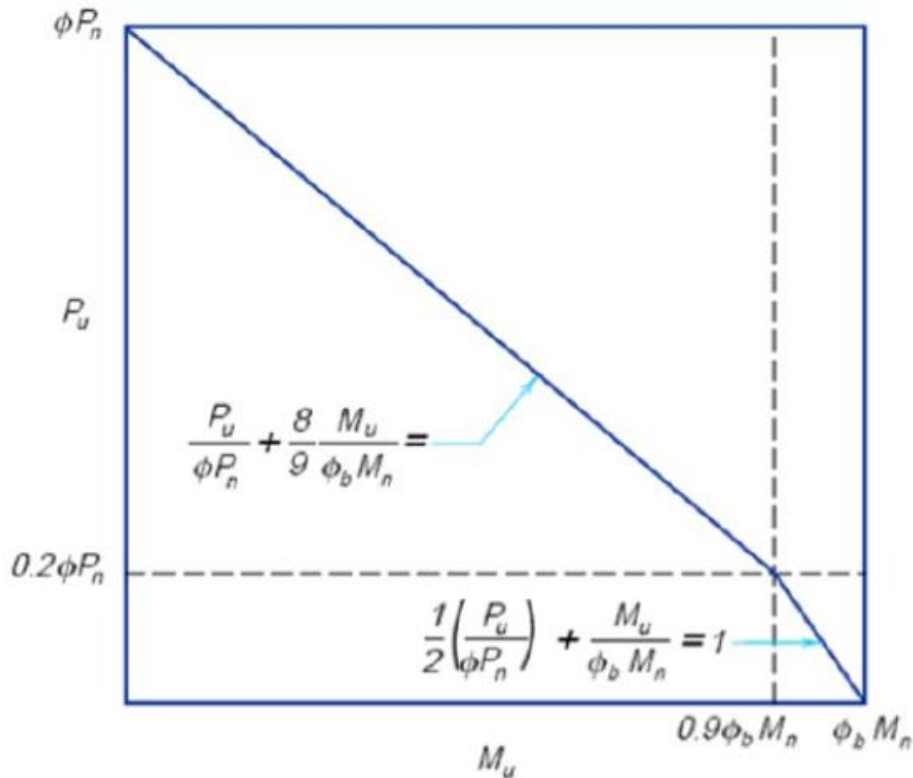


Figura 101. Relación demanda/capacidad

Para la combinación 1

$$P_u := \text{abs}(P_{u_{c2}}) = 910.92 \text{ kN} \quad M_u := \text{abs}(M_{u_{c2}}) = 3.032 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{P_u}{\phi \cdot P_{n2}} = 0.201 \quad I := \text{if} \left( \frac{P_u}{\phi \cdot P_{n2}} \leq 0.2, \frac{P_u}{2 \cdot \phi \cdot P_{n2}} + \frac{M_u}{\phi \cdot M_n}, \frac{P_u}{\phi \cdot P_{n2}} + \frac{8}{9} \cdot \frac{M_u}{\phi \cdot M_n} \right) = 0.204$$

If ( $I \leq 1$ , "OK", ("NO CUMPLE")) = "OK"

Para la combinación 2

$$P_u := \text{abs}(P_{u_{2c2}}) = 910.83 \text{ kN} \quad M_u := \text{abs}(M_{u_{2c2}}) = 2.47 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{P_u}{\phi \cdot P_{n2}} = 0.201 \quad I := \text{if} \left( \frac{P_u}{\phi \cdot P_{n2}} \leq 0.2, \frac{P_u}{2 \cdot \phi \cdot P_{n2}} + \frac{M_u}{\phi \cdot M_n}, \frac{P_u}{\phi \cdot P_{n2}} + \frac{8}{9} \cdot \frac{M_u}{\phi \cdot M_n} \right) = 0.203$$

If ( $I \leq 1$ , "OK", ("NO CUMPLE")) = "OK"

Para la combinación 3

$$P_u := \text{abs}(P_{u3c2}) = 1271.76 \text{ kN} \quad M_u := \text{abs}(M_{u3c2}) = 4.227 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{P_u}{\phi \cdot P_{n2}} = 0.28 \quad I := \text{if} \left( \frac{P_u}{\phi \cdot P_{n2}} \leq 0.2, \frac{P_u}{2 \cdot \phi \cdot P_{n2}} + \frac{M}{\phi \cdot M_n}, \frac{P_u}{\phi \cdot P_{n2}} + \frac{8}{9} \cdot \frac{M_u}{\phi \cdot M_n} \right) = 0.284$$

If ( $I \leq 1$ , "OK", ("NO CUMPLE")) = "OK"

Para la combinación 4

$$P_u := \text{abs}(P_{u4c2}) = 1271.63 \text{ kN} \quad M_u := \text{abs}(M_{u4c2}) = 3.436 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{P_u}{\phi \cdot P_{n2}} = 0.35 \quad I := \text{if} \left( \frac{P_u}{\phi \cdot P_{n2}} \leq 0.2, \frac{P_u}{2 \cdot \phi \cdot P_{n2}} + \frac{M}{\phi \cdot M_n}, \frac{P_u}{\phi \cdot P_{n2}} + \frac{8}{9} \cdot \frac{M_u}{\phi \cdot M_n} \right) = 0.283$$

If ( $I \leq 1$ , "OK", ("NO CUMPLE")) = "OK"

Para la combinación 5

$$P_u := \text{abs}(P_{u5c2}) = 1015.3 \text{ kN} \quad M_u := \text{abs}(M_{u5c2}) = 164.614 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{P_u}{\phi \cdot P_{n2}} = 0.224 \quad I := \text{if} \left( \frac{P_u}{\phi \cdot P_{n2}} \leq 0.2, \frac{P_u}{2 \cdot \phi \cdot P_{n2}} + \frac{M}{\phi \cdot M_n}, \frac{P_u}{\phi \cdot P_{n2}} + \frac{8}{9} \cdot \frac{M_u}{\phi \cdot M_n} \right) = 0.387$$

If ( $I \leq 1$ , "OK", ("NO CUMPLE")) = "OK"

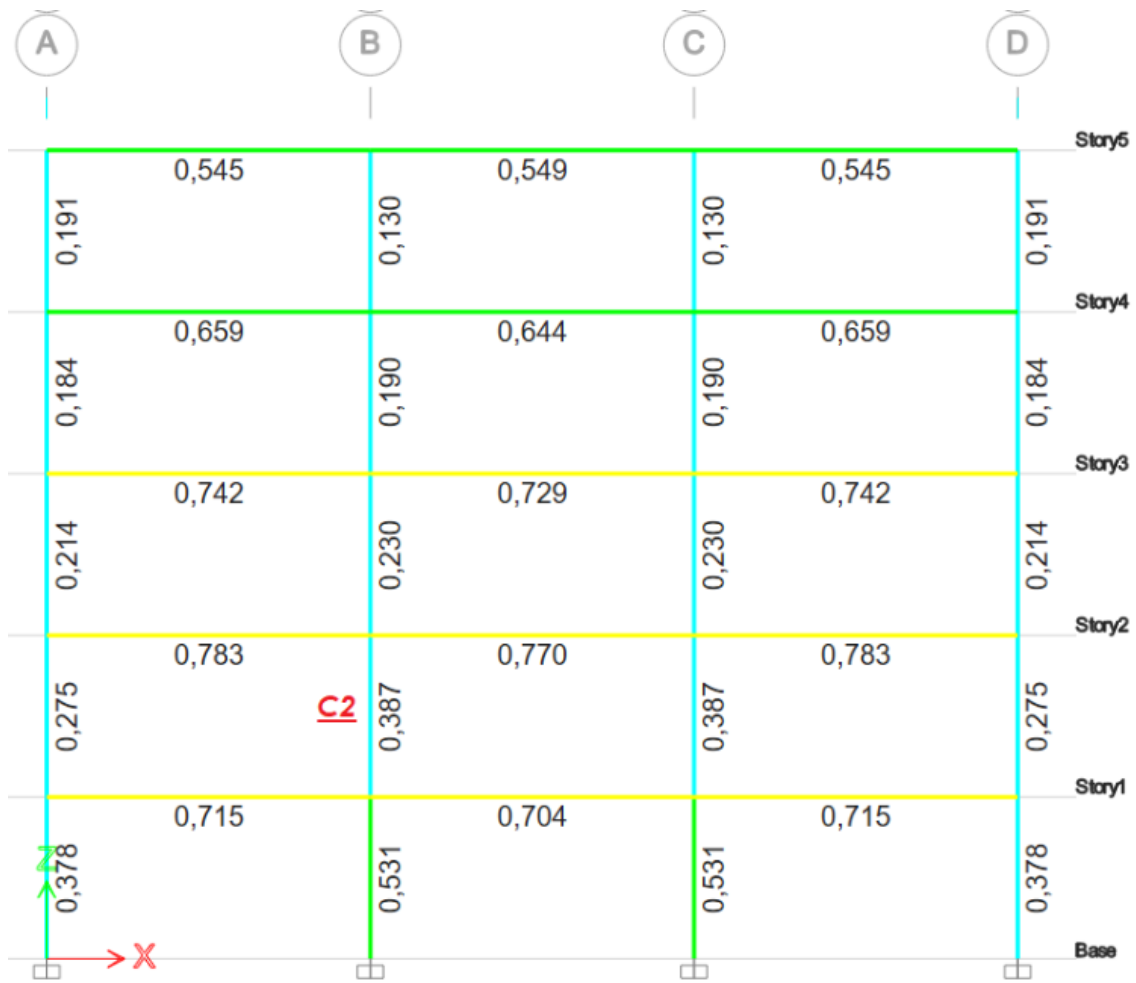
Para la combinación 6

$$P_u := \text{abs}(P_{u6c2}) = 433.6 \text{ kN} \quad M_u := \text{abs}(M_{u6c2}) = 164.43 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{P_u}{\phi \cdot P_{n2}} = 0.096 \quad I := \text{if} \left( \frac{P_u}{\phi \cdot P_{n2}} \leq 0.2, \frac{P_u}{2 \cdot \phi \cdot P_{n2}} + \frac{M}{\phi \cdot M_n}, \frac{P_u}{\phi \cdot P_{n2}} + \frac{8}{9} \cdot \frac{M_u}{\phi \cdot M_n} \right) = 0.231$$

If ( $I \leq 1$ , "OK", ("NO CUMPLE")) = "OK"

### Resultados de ETABS



**E Steel Stress Check Information (AISC 360-16)**

|        |        |                  |        |
|--------|--------|------------------|--------|
| Story  | Story2 | Analysis Section | HE450B |
| Column | C2     | Design Section   | HE450B |

| COMBO ID | STATION LOC | MOMENT RATIO | INTERACTION CHECK         | MAJ-SHR RATIO | MIN-SHR RATIO |
|----------|-------------|--------------|---------------------------|---------------|---------------|
| UDSt1S1  | 0,00000     | 0,204 (C)    | = 0,201 + 0,003 + 0,000   | 0,002         | 0,000         |
| UDSt1S1  | 1,40000     | 0,101 (C)    | = 0,100 + 0,001 + 0,000   | 0,002         | 0,000         |
| UDSt1S1  | 2,80000     | 0,101 (C)    | = 0,100 + 0,002 + 0,000   | 0,002         | 0,000         |
| UDSt1S2  | 0,00000     | 0,203 (C)    | = 0,201 + 0,002 + 0,000   | 0,002         | 0,000         |
| UDSt1S2  | 1,40000     | 0,100 (C)    | = 0,100 + 1,4E-04 + 0,000 | 0,002         | 0,000         |
| UDSt1S2  | 2,80000     | 0,103 (C)    | = 0,100 + 0,003 + 0,000   | 0,002         | 0,000         |
| UDSt1S3  | 0,00000     | 0,284 (C)    | = 0,280 + 0,004 + 0,000   | 0,002         | 0,000         |
| UDSt1S3  | 1,40000     | 0,281 (C)    | = 0,279 + 0,001 + 0,000   | 0,002         | 0,000         |
| UDSt1S3  | 2,80000     | 0,281 (C)    | = 0,279 + 0,002 + 0,000   | 0,002         | 0,000         |
| UDSt1S4  | 0,00000     | 0,283 (C)    | = 0,280 + 0,003 + 0,000   | 0,003         | 0,000         |
| UDSt1S4  | 1,40000     | 0,280 (C)    | = 0,279 + 1,8E-04 + 0,000 | 0,003         | 0,000         |
| UDSt1S4  | 2,80000     | 0,283 (C)    | = 0,279 + 0,004 + 0,000   | 0,003         | 0,000         |
| UDSt1S5  | 0,00000     | 0,387 (C)    | = 0,224 + 0,163 + 0,000   | 0,102         | 0,000         |
| UDSt1S5  | 1,40000     | 0,275 (C)    | = 0,275 + 0,000 + 0,000   | 0,102         | 0,000         |
| UDSt1S5  | 2,80000     | 0,330 (C)    | = 0,222 + 0,108 + 0,000   | 0,102         | 0,000         |

## ETABS Steel Frame Design

### AISC 360-16 Steel Section Check (Strength Summary)

### Stress Check forces and Moments

| Location (m) | $P_u$ (kN) | $M_{u33}$ (kN-m) | $M_{u22}$ (kN-m) | $V_{u2}$ (kN) | $V_{u3}$ (kN) | $T_u$ (kN-m) |
|--------------|------------|------------------|------------------|---------------|---------------|--------------|
| 0            | -1015,3138 | 164,6143         | 0                | 0             | 0             | 0            |

### Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1-1a)

|               | L Factor | $K_1$ | $K_2$ | $B_1$ | $B_2$ | $C_m$ |
|---------------|----------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Major Bending | 0,875    | 1     | 2,554 | 1     | 1     | 1     |
| Minor Bending | 0,875    | 1     | 1     | 1     | 1     | 1     |

### Parameters for Lateral Torsion Buckling

| $L_{tb}$ | $K_{tb}$ | $C_b$ |
|----------|----------|-------|
| 0,875    | 1        | 2,181 |

### Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1a)

|             |   |
|-------------|---|
| D/C Ratio = | $(P_r / P_c) + (8/9)(M_{u33} / M_{c33}) + (8/9)(M_{u22} / M_{c22})$ |
| 0,387 =     | 0,224 + 0,163 + 0   |

### Axial Force and Capacities

| $P_u$ Force (kN) | $\phi P_{nc}$ Capacity (kN) | $\phi P_{nt}$ Capacity (kN) |
|------------------|-----------------------------|-----------------------------|
| 1015,3138        | 4540,1085                   | 4905                        |

### Moments and Capacities

|               | $M_u$ Moment (kN-m) | $\phi M_n$ (kN-m) | $\phi M_n$ No LTB (kN-m) | $\phi M_n$ Cb=1 (kN-m) |
|---------------|---------------------|-------------------|--------------------------|------------------------|
| Major Bending | 164,6143            | 895,95            | 895,95                   | 895,95                 |
| Minor Bending | 0                   | 269,55            |                          |                        |

Figura 102. Resultados ETABS

Nota: los resultados obtenidos en ETABS coinciden perfectamente con el cálculo manual realizado.

## 5.1.21 DEFINICIÓN DE RÓTULAS PLÁSTICAS

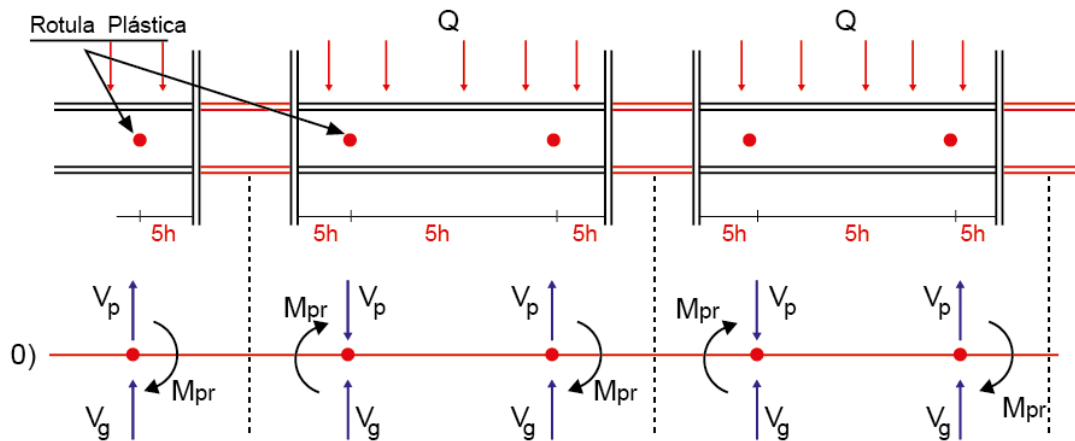


Figura 103. Definición de rótulas plásticas

Factor de endurecimiento por deformación del acero utilizado en la viga  $\rightarrow C_{pr} :=$

$$\min\left(\frac{F_{yb} + F_{ub}}{2 \cdot F_{yb}}, 1.2\right) = 1.2$$

Momento máximo esperado en la rótula plástica  $\rightarrow M_{pr} := C_{pr} \cdot R_{yb} \cdot Z_{xb} \cdot F_{yb} = 588.15 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Distancia donde ocurre la rótula plástica en la viga, medida desde la cara de la columna, lo cual depende de la conexión. Se asume una conexión KBB  $\rightarrow S_h := 0.40 \text{ m}$

Longitud entre rótulas plásticas  $\rightarrow L_h := L - 2 \cdot S_h - d_c = 5.15 \text{ m}$

Corte por capacidad en la rótula plástica  $\rightarrow V_p := 2 \cdot \frac{M_{pr}}{L_h} = 228.41 \text{ kN}$

Carga distribuida en la viga  $\rightarrow Q := (1.2 + 0.2 \cdot S_{DS}) \cdot CP + \gamma \cdot CV = 37.514 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Corte gravitacional en la rótula plástica  $\rightarrow V_g := Q \cdot \frac{L_h}{2} = 96.598 \text{ kN}$

Corte máximo esperado en la rótula plástica  $\rightarrow V_u := V_p + V_g = 325.006 \text{ kN}$

Luego, el corte resistente esperado en la rótula plástica se obtiene sumando el corte por capacidad más el corte gravitacional con su correspondiente signo.



### 5.1.22 RELACIÓN DE MOMENTOS EN LA JUNTA VIGA-COLUMNA

A continuación, se presenta en la figura la relación de momentos en la junta viga-columna.

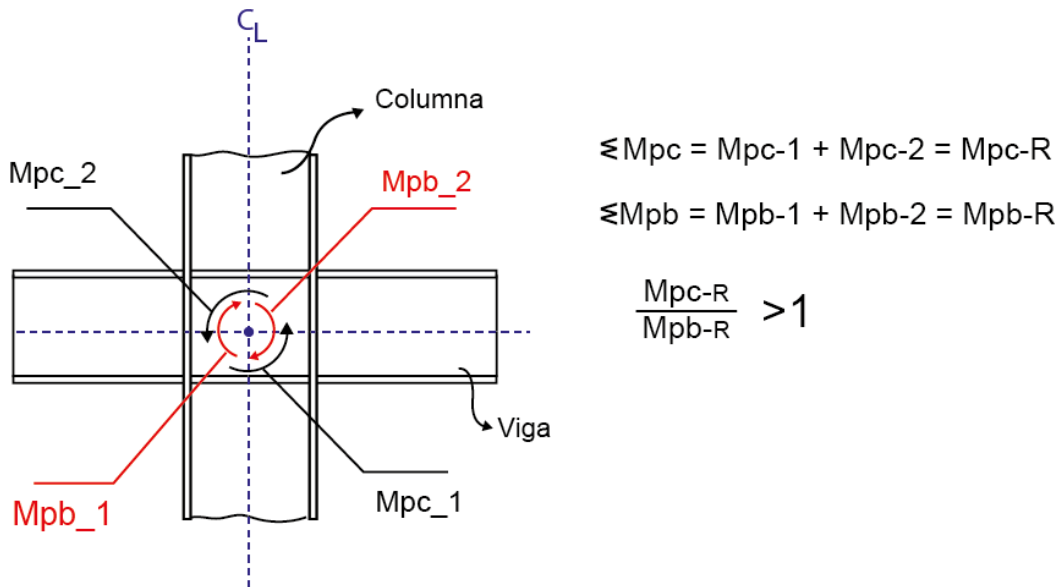


Figura 104. Relación de momentos en la junta viga-columna

### 5.1.23 CÁLCULO DE LA SUMATORIA DE MOMENTOS DE LAS VIGAS EN LA JUNTA

A continuación, se detalla el cálculo de la sumatoria de los momentos de las vigas en junta, expresados en  $kN$  y  $kN \cdot m$ .

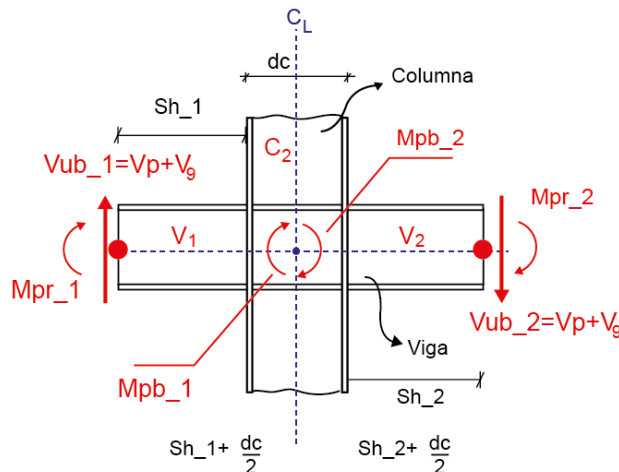


Figura 105. Sumatoria de momentos de las vigas en la junta

Corte resistente esperado en la rótula plástica (Viga 1)  $\rightarrow V_{ub_1} := V_p + V_g = 325.006 \text{ kN}$

Corte resistente esperado en la rótula plástica (Viga 2)  $\rightarrow V_{ub_2} := V_p - V_g = 131.809 \text{ kN}$

Momento resistente esperado en la rótula plástica (Viga 1)  $\rightarrow M_{pr_1} := M_{pr} = 588.15 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Momento resistente esperado en la rótula plástica (Viga 2)  $\rightarrow M_{pr_2} := M_{pr} = 588.15 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Distancia a la rótula plástica (Viga 1)  $\rightarrow S_{h_1} := S_h = 0.4 \text{ m}$

Distancia a la rótula plástica (Viga 2)  $\rightarrow S_{h_2} := S_h = 0.4 \text{ m}$

Momento máximo probable en la (Viga 1)  $\rightarrow M_{pb_1} := M_{pr_1} + \alpha_s \cdot V_{ub_1} \cdot (S_{h_1} + 0.5 \cdot d_c) = 791.279 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Momento máximo probable en la (Viga 2)  $\rightarrow M_{pb_2} := M_{pr_2} + \alpha_s \cdot V_{ub_2} \cdot (S_{h_2} + 0.5 \cdot d_c) = 670.531 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Sumatoria de momentos máximos probables de viga  $\rightarrow M_{pbR} := M_{pb_1} + M_{pb_2} = 1461.81 \text{ kN} \cdot \text{m}$

## 5.1.24 CÁLCULO DE LA SUMATORIA DE MOMENTOS DE LAS COLUMNAS EN LA JUNTA

Luego, se obtiene el momento máximo probable en las columnas tomando en cuenta la mayor fuerza axial mayorada de las combinaciones con sismo (Combinación 5).

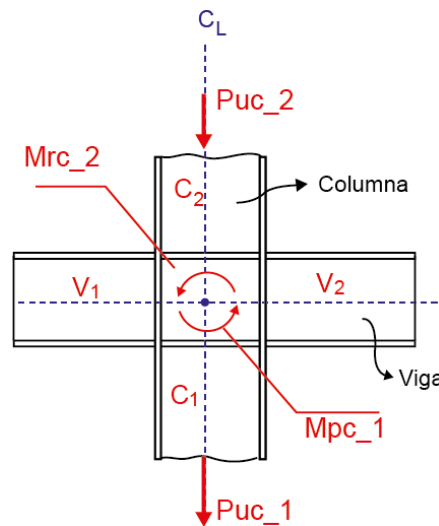


Figura 106. Sumatoria de momentos de las columnas en la junta

$$\text{Momento máximo probable (C1)} \rightarrow M_{pc_1} := Z_{xc} \cdot \left( F_{yb} - \alpha_s \cdot \frac{P_{u5c1}}{A_c} \right) = 763.329 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Momento máximo probable (C2)} \rightarrow M_{pc_2} := Z_{xc} \cdot \left( F_{yc} - \alpha_s \cdot \frac{P_{u5c2}}{A_c} \right) = 810.045 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Sumatoria de momentos máximos probables de columnas C1 y C2} \rightarrow M_{pcR} := M_{pc_1} + M_{pc_2} = 1573.373 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Posteriormente, se evalúa la relación de momentos:

$$\text{Relación de momentos en la junta J1} \rightarrow \frac{M_{pcR}}{M_{pbR}} = 1.076$$

Otra forma de representarla, sería a través de una relación Viga/Columna, cuyo valor debería ser menor a 1.00

Relación de momentos en la junta J1  $\rightarrow \frac{M_{pbR}}{M_{pcR}} = 0.929$

If  $\left(\frac{M_{pbR}}{M_{pcR}} < 1.00, \text{ "OK", "NO CUMPLE"}\right) = \text{ "OK"}$

Nota: si la relación de momentos no cumple, se debe aumentar la sección de la columna a fin de propiciar un mecanismo de Columna Fuerte - Viga Débil.

### 5.1.25 DISEÑO DE LA CONEXIÓN CON PLACAS EN PATÍN Y ALMAS

A continuación, se presenta el diseño de la conexión con placas en patín y almas. Se detalla el espesor tentativo de la plancha y el cálculo consecuente del momento.

Espesor tentativo de la plancha de patín contemplado

$$t_p := 28 \text{ mm}$$

Cálculo del momento esperado en la cara de la columna

$$M_f := M_{pr} + V_u \cdot S_h = 718.152 \text{ kN} \cdot m$$

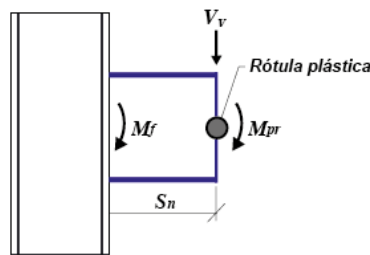


Figura 107. Momento esperado en cara de columna

Cálculo de la fuerza en la plancha de patín debido al momento  $M_f$

$$F_{pr} := \frac{M_f}{d_b + t_p} = 1677.93 \text{ kN}$$

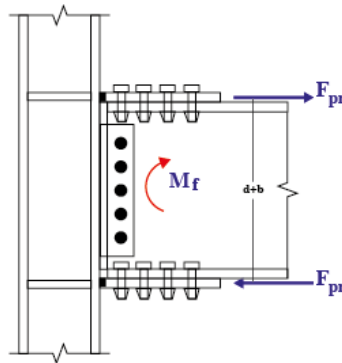


Figura 108. Fuerza en plancha patin debido a  $M_f$

Chequeo del espesor de la plancha del patín (BFP) por cedencia a tracción

$$t_p := 28 \text{ mm}$$

$$b_p := b_{bf} + 45 \cdot 2 \text{ mm} = 270 \text{ mm}$$

Factor de resistencia para estados límites dúctiles según AISC 358  $\rightarrow \phi_d := 1.00$

$$t_{p_{req}} := \frac{F_{pr}}{\phi_d \cdot F_{yp} \cdot b_p} = 24.858 \text{ mm}$$

If ( $t_p > t_{p_{req}}$ , ok, NO CUMPLE) := "OK"

$$\frac{F_{pr}}{\phi_d \cdot F_{yp} \cdot b_p \cdot T_p} = 0.888$$

Chequeo de la plancha del patín por compresión

Según los requerimientos de la norma ANSI/AISC 358-16, al chequear el pandeo a compresión de la plancha del ala de la viga, se puede tomar su longitud efectiva  $KL$  como 0.65.

Factor de longitud efectiva  $\rightarrow K := 0.65$

Longitud efectiva  $\rightarrow L := S_h = 0.4 \text{ m}$

Inercia de la plancha  $\rightarrow I_p := \frac{b_p \cdot t_p^3}{12} = 49.392 \text{ cm}^2$

Área de la plancha  $\rightarrow A_p := b_p \cdot t_p = 755.60 \text{ cm}^2$

$$\text{Radio de giro de la plancha} \rightarrow r := \sqrt{\frac{I_p}{A_p}} = 0.808 \text{ cm}$$

Luego se define la esbeltez de la plancha

$$E_{plancha} := \frac{K \cdot L}{r} = 32.167$$

$$\phi_n := 0.9$$

$$\phi P_{nc} := \phi_n \cdot F_{yp} \cdot (b_p \cdot t_p) = 1701 \text{ kN} \quad \frac{F_{pr}}{\phi P_{nc}} = 0.986$$

If ( $\phi P_{nc} < F_{pr}$ , "NO CUMPLE", "OK PORCOMPRESIÓN") :=  
"OK PORCOMPRESIÓN"

Chequeo de la plancha para la conexión a corte el alma de la viga

Tal y como indica el procedimiento en los pasos 14 y 15 del capítulo 7 de la norma ANSI/ AISC 358-16, se utilizan los requerimientos de las especificaciones AISC, cuyos coeficientes de minoración será aplicados según los establecido en el capítulo 2.4 de la norma ANSI/ AISC 358-16.

$$L_p := d_b \cdot 0.75 = 300 \text{ mm}$$

$$b_p := 100 \text{ mm}$$

- Espesor propuesto

$$t_{p_{corte}} := 10 \text{ mm}$$

Chequeo por cedencia en el área gruesa de la plancha

$$\phi_{ced} := 1.0$$

$$\text{Área gruesa} \rightarrow A_g := L_p \cdot t_{p_{corte}} = 30 \text{ cm}^2$$

Resistencia nominal  $\rightarrow R_n := 0.6 \cdot A_g \cdot F_{yp} = 450 \text{ kN}$

Resistencia minorada  $\rightarrow \phi_{ced} \cdot R_n = 450 \text{ kN}$

$$\frac{V_u}{\phi_{ced} \cdot R_n} = 0.722$$

If  $(\phi_{ced} \cdot R_n \geq V_u, "OK", "NO CUMPLE") := "OK"$

### 5.1.26 REVISIÓN DE LA ZONA PANEL

La resistencia requerida en la zona del panel se determina a través de la suma de las fuerzas que se producen debido a los momentos máximos probables de las vigas, ubicados en la cara de la columna, menos el corte máximo esperado que actúa en la misma.

Se presenta la revisión en la junta central (J1), donde se conectan a la columna las vigas V1 y V2.

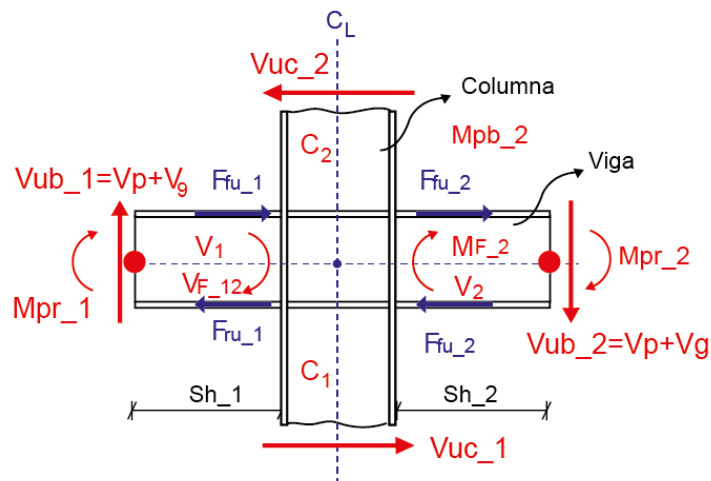


Figura 109. Revisión de junta central

### 5.1.27 DEMANDA DE LA ZONA PANEL

En primer lugar, se determinan los momentos máximos esperados de las vigas en la cara de la columna, a fin de obtener las fuerzas resultantes concentradas sobre la misma. En este caso, al tratarse de una conexión Kaiser Bolted Bracket, las fuerzas se consideran en el centroide de las alas de la viga.

Momento esperado en la cara de la columna (Viga 1)  $\rightarrow M_{f_1} := M_{pr_1} + V_{ub_1} \cdot$

$$S_{h_1} = 718.152 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Fuerzas en la cara de la columna (Viga 1)  $\rightarrow F_{fu_1} := \frac{M_{f_1}}{d_b - t_{bf}} = 1930.5517 \text{ kN}$

Momento esperado en la cara de la columna (Viga 2)  $\rightarrow M_{f_2} := M_{pr_2} + V_{ub_2} \cdot$

$$S_{h_2} = 640.874 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Fuerzas en la cara de la columna (Viga 2)  $\rightarrow F_{fu_2} := \frac{M_{f_2}}{d_b - t_{bf}} = 1658.147 \text{ kN}$

En segundo lugar, se determina el corte último que actúa en la columna considerando el menor valor entre los momentos resistentes de las mismas y los momentos máximos probables que pueden transferir las vigas. En general, se tiene:

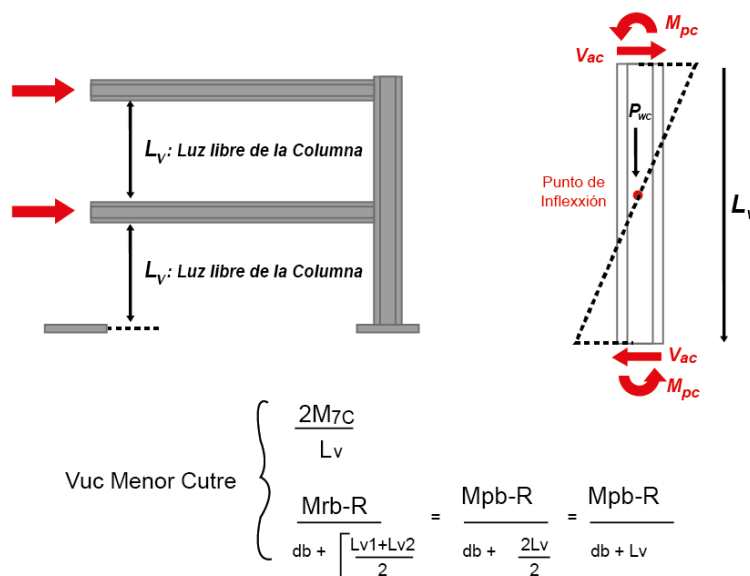


Figura 110. Corte último en la columna

Longitud libre de la columna  $\rightarrow L_v := H - d_b = 2.8 \text{ m}$

Corte esperado en la columna debido a la capacidad de las vigas  $\rightarrow V_{uc\_vigas} :=$

$$\frac{M_{pb_R}}{d_b + L_v} = 456.816 \text{ kN}$$

Momento resistente en la columna 1  $\rightarrow M_{pc_1} := 763.329 \text{ kN} \cdot \text{m}$



$$\text{Corte último esperado en la columna 1} \rightarrow V_{uc_1} := \min\left(2 \cdot \frac{M_{pc_1}}{L_V}, V_{uc_{vigas}}\right) = 456.816 \text{ kN}$$

$$\text{Momento resistente en la columna 2} \rightarrow M_{pc_2} := 810.045 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Corte último esperado en la columna 2} \rightarrow V_{uc_2} := \min\left(2 \cdot \frac{M_{pc_2}}{L_V}, V_{uc_{vigas}}\right) = 456.816 \text{ kN}$$

$$\text{Corte último mínimo esperado de las columnas} \rightarrow V_{uc} := \min(V_{uc_1}, V_{uc_2}) = 456.816 \text{ kN}$$

$$\text{Demanda por corte en la zona del panel} \rightarrow R_u := F_{fu_1} + F_{fu_2} - V_{uc} = 3131.849 \text{ kN}$$

### 5.1.28 RESISTENCIA DE LA ZONA PANEL

En este caso, no se considera en el análisis la deformación de la zona del panel la estabilidad del pórtico.

$$P_{uc} := P_{u5_{c1}} = 1271.054 \text{ kN} \quad \alpha := \alpha_s = 1 \quad P_{yc} := A_c \cdot F_{yc} = 5450 \text{ kN} \quad \alpha \cdot$$

$$\frac{P_{uc}}{P_{yc}} = 0.233 \text{ kN}$$

$$\text{If } \alpha \cdot \frac{P_{uc}}{P_{yc}} \leq 0.40$$

$$\text{If } \alpha \cdot \frac{P_{uc}}{P_{yc}} > 0.40$$

$$R_V := 0.60 \cdot F_{yc} \cdot d_c \cdot t_{cw}$$

$$R_V := 0.60 \cdot F_{yc} \cdot d_c \cdot t_{cw} \cdot \left(1 - \alpha \cdot \frac{P_{uc}}{P_{yc}}\right)$$

$$R_V := \text{if} \left( \alpha \cdot \frac{P_{uc}}{P_{yc}} \leq 0.40, 0.60 F_{yc} \cdot d_c \cdot t_{cw}, F_{yc} \cdot d_c \cdot t_{cw} \cdot \left(1 - \alpha \cdot \frac{P_{uc}}{P_{yc}}\right) \right) =$$

$$945 \text{ kN}$$

## 5.1.29 REVISIÓN DE LA RELACIÓN DEMANDA/CAPACIDAD

A continuación, se presenta el cálculo realizado para revisar la relación demanda/capacidad. Para ello se indicó la demanda requerida para planchas adosadas al alma, se determinó el espesor requerido y se definió la disposición de las planchas adosadas al alma.

$$\phi := 1.00 \qquad \frac{R_u}{\phi \cdot R_V} = 3.314$$

if ( $R_u \leq \phi \cdot R_V$ , "OK", "REQUIERE REFUERZO") = "REQUIERE REFUERZO"

### 1. Demanda requerida para planchas adosadas al alma

Se define obteniendo la diferencia entre la demanda por corte y la resistencia de la zona del panel.

$$R_{dpREQ} := R_u - \phi \cdot R_V = 2186.849 \text{ kN}$$

### 2. Espesor requerido de planchas adosadas al alma

$$\text{if } \alpha \cdot \frac{P_{uc}}{P_{yc}} \leq 0.40 \qquad \text{if } \alpha \cdot \frac{P_{uc}}{P_{yc}} > 0.40$$

$$t_{dpREQ} := \frac{R_{dpREQ}}{0.60 \cdot F_{yc} \cdot d_c} \qquad t_{dpREQ} := \frac{R_{dpREQ}}{0.60 \cdot F_{yc} \cdot d_c \cdot (1.40 - \alpha \cdot \frac{P_{uc}}{P_{yc}})}$$

$$t_{dpREQ} := \text{if} \left( \alpha \cdot \frac{P_{uc}}{P_{yc}} \leq 0.40, \frac{R_{dpREQ}}{0.60 \cdot F_{yc} \cdot d_c}, \frac{R_{dpREQ}}{0.60 \cdot F_{yc} \cdot d_c \cdot (1.40 - \alpha \cdot \frac{P_{uc}}{P_{yc}})} \right)$$

$$= 32.4 \text{ mm}$$

$$t_{dpREQ} := \frac{T_{dpREQ}}{2} = 16.2 \text{ mm}$$

### 3. Disposición de planchas adosadas al alma

Espesor propuesto de cada plancha de refuerzo soldada al alma de la columna →

$$t_{pa} := 16 \text{ mm}$$

Espesor del alma de la columna  $\rightarrow t_{cw} := 14 \text{ mm}$

$$t_{total} := t_{cw} + 2 \cdot t_{pa} = 46 \text{ mm} \quad t_{min} := \max\left(\frac{(d_{c2} \cdot t_{cf} + d_b - 2 \cdot t_{bf})}{90}, 6 \text{ mm}\right) = 8.57 \text{ mm}$$

If ( $T_{cw} \geq T_{min}$ , "OK" "NO CUMPLE") = "OK"

If ( $T_{pa} \geq T_{min}$ , "OK" "NO CUMPLE") = "OK"

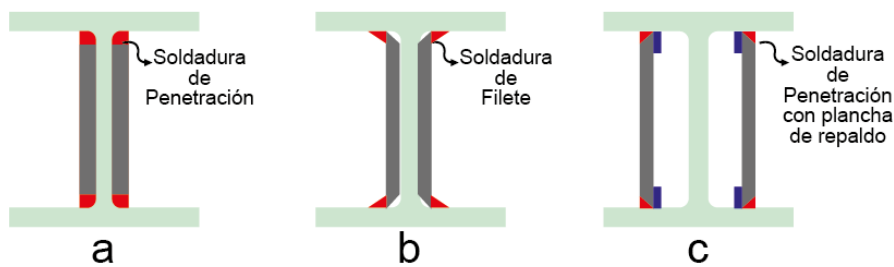


Figura 111. Disposición de planchas adosadas al alma

### 5.1.30 PLANCHAS DE CONTINUIDAD

En cuanto a las planchas de continuidad se calcula la condición mínima, resistencia de la columna y espesor.

#### 1. Condición mínima para verificar si se requiere incluir planchas de continuidad

$$\text{if}\left(t_{cf} > \frac{b_{bf}}{6}, \text{"NO REQUIERE"}, \text{"SÍ REQUIERE"}\right) = \text{"SÍ REQUIERE"}$$

#### 2. Resistencia mínima de la columna ante cargas concentradas

##### Cedencia del ala

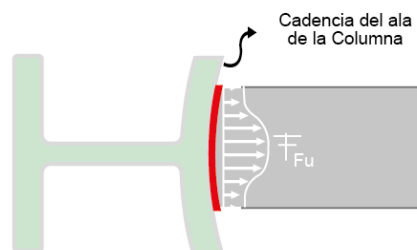


Figura 112. Cedencia del ala

$$\phi_1 = 0.90$$

$$R_{n1} = 6.25 \cdot t_{cf}^2 \cdot F_{cy} = 1056.25 \text{ kN}$$

$$\phi_1 \cdot R_{n1} = 950.625 \text{ kN}$$

### Cedencia del alma

$$N = t_{bf} = 13.5 \text{ mm}$$

Espesor del ala de la viga

$$\phi_2 = 1.00$$

$$R_{n2} = F_{cy} \cdot t_{cw} \cdot (5 \cdot k_c + N) = 974.75 \text{ kN}$$

$$\phi_2 \cdot R_{n2} := 974.75 \text{ kN}$$

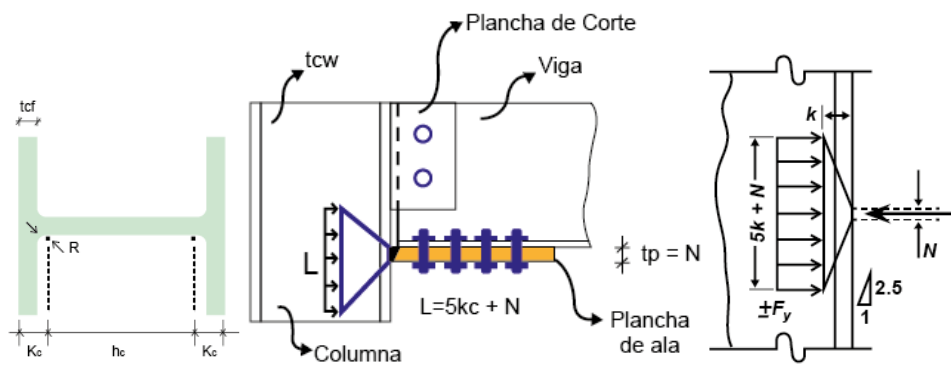


Figura 113. Cedencia del alma

### Pandeo del alma

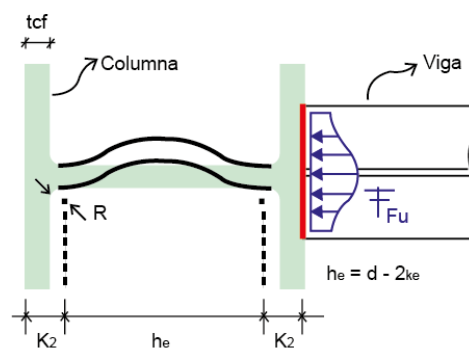


Figura 114. Pandeo del alma

$$\phi_3 = 0.90$$

$$R_{n3} = 24 \cdot t_{cw}^3 \cdot \frac{\sqrt{E \cdot F_{yc}}}{H_c} = 1353.698 \text{ kN}$$

$$\phi_3 \cdot R_{n3} = 1218.329 \text{ kN}$$

### Aplastamiento del alma

$$N = t_{bf} = 13.5 \text{ mm}$$

Espesor del ala de la viga

$$\phi_4 = 0.75$$

$$R_{n4} = 0.8 \cdot t_{cw}^2 \left( 1 + 3 \cdot \frac{N}{d_c} \cdot \left( \frac{t_{cw}}{t_{cf}} \right)^{1.5} \right) \cdot \sqrt{\frac{E \cdot F_{yc} \cdot t_{cf}}{t_{cw}}} = 1564.694 \text{ kN}$$

$$\phi_4 \cdot R_{n4} = 1173.521 \text{ kN}$$

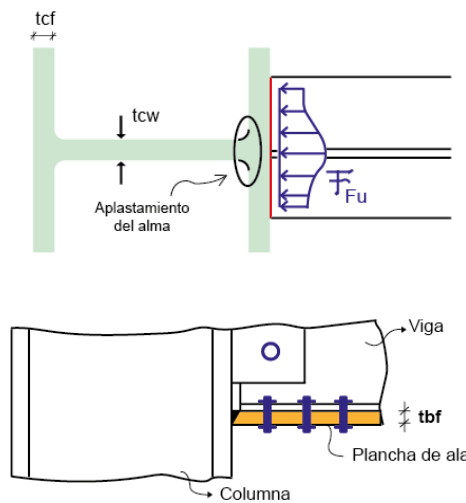


Figura 115. Aplastamiento del alma

Finalmente, se define la mínima resistencia de la columna ante las cargas concentradas.

$$\phi R_{n_{min}} = \min(\phi_1 \cdot R_{n1}, \phi_2 \cdot R_{n2}, \phi_3 \cdot R_{n3}, \phi_4 \cdot R_{n4}) = 950.625 \text{ kN}$$

### 3. Espesor de planchas de continuidad

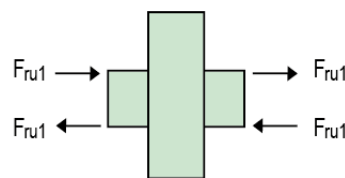


Figura 116. Planchas de continuidad

$$F_{fu} = \max(F_{fu_1}, F_{fu_2}) = 1930.517 \text{ kN}$$

$$\phi R_{n_{min}} = 950.625 \text{ kN}$$

Fuerza requerida en planchas de continuidad  $\rightarrow F_{Su} = F_{fu} - \phi R_{nm} = 979.892 \text{ kN}$

Ancho máximo disponible de planchas de continuidad contemplando el espesor del alma y planchas adosadas en la columna  $\rightarrow b_{cpmap} = b_{cf} - t_{cw} - 2 \cdot t_{pa} = 254 \text{ mm}$ .

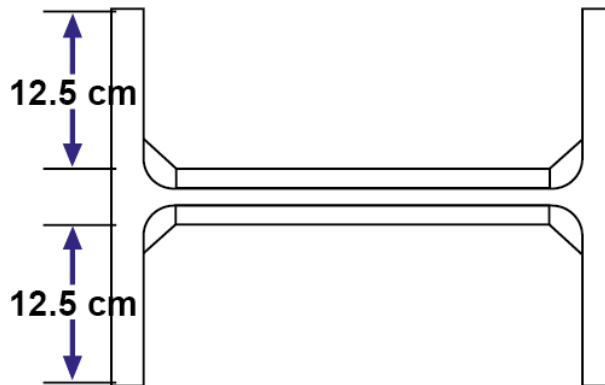


Figura 117. Espesor de continuidad

Ancho propuesto de planchas de continuidad  $\rightarrow b_{cp} = 250 \text{ mm}$

Espesor estimado de las planchas de continuidad  $\rightarrow T_{cp\text{est}} = 22 \text{ mm}$

Chaflán en plancha de continuidad  $\rightarrow \text{Clip} = 20 \text{ mm}$

Ancho de las planchas de continuidad en la sección crítica (Borde del ala)  $\rightarrow b_{cp\text{sc}} = b_{cp} - 2 \cdot \text{Clip} = 210 \text{ mm}$

Área de la sección efectiva a compresión, considerando las planchas de continuidad y una altura efectiva del alma igual a  $25 \cdot t_{cw} \rightarrow A_{se} = T_{cp\text{est}} \cdot b_{cp\text{sc}} + 25 \cdot t_{cw}^2 = 95.2 \text{ cm}^2$

Inercia de la sección efectiva a compresión (Sección cruciforme)  $\rightarrow I_{se} = \frac{b_{cp\text{sc}} \cdot T_{cp\text{est}}^3}{12} + \frac{t_{cw} \cdot (25 \cdot t_{cw})^3}{12} = 5020.717 \text{ cm}^4$

Radio de giro y longitud efectiva de pandeo  $\rightarrow r_{se} = \sqrt{\frac{I_{se}}{A_{se}}} = 7.262 \text{ cm} \quad L_e =$

$d_c - 2 \cdot t_{cf} = 398 \text{ mm}$

Luego, se determina la esbeltez de la sección efectiva.

$$K = 0.75 \quad E_{se} = \frac{K \cdot L_e}{r_{se}} = 4.11$$

$$\lambda_c = \frac{E_{se}}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{F_{yc}}{E}} = 0.046 \text{ cm} \quad \varphi_n = 0.9$$

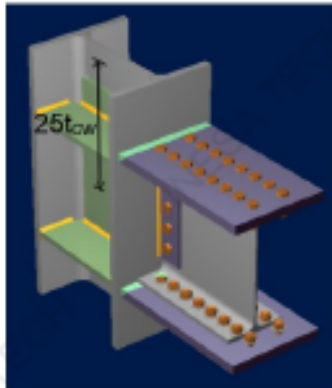


Figura 118. Esbeltez de la sección efectiva

Posteriormente, se calcula la tensión crítica de pandeo de la sección efectiva y el área requerida de las planchas de continuidad, de donde se obtiene el espesor final requerido. En estos casos, tomando en cuenta que la esbeltez es muy baja, siempre se produce un pandeo inelástico.

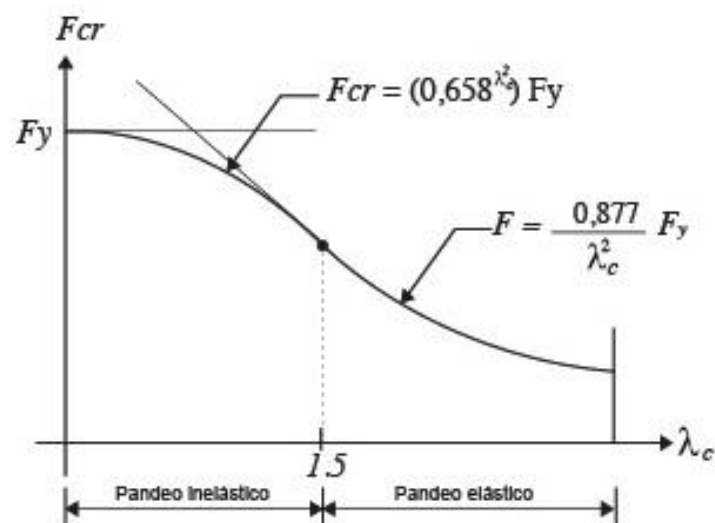


Figura 119. Tensión crítica de pandeo

Tensión crítica de pandeo  $\rightarrow F_{cr} = \text{if} \left( \lambda_c \leq 1.5, 0.658^{\lambda_c^2} \cdot F_{cy}, \frac{0.877}{\lambda_c^2} \cdot F_{yc} \right) = 249.776 \text{ MPa}$

Área requerida de planchas de continuidad (Criterio 1)  $\rightarrow A_{cp_1} = \max \left( \left( \frac{F_{su}}{\phi_n \cdot F_{cr}} \right), 0 \right) = 4358.979 \text{ mm}^2$

Área requerida de planchas de continuidad (Criterio 2)  $\rightarrow A_{cp_2} = \max \left( \left( \frac{F_{su}}{\phi_n \cdot F_{cr}} \right) - 25 \cdot t_{cw}^2, 0 \right) = 3687.765 \text{ mm}^2$

Área requerida de planchas de continuidad (Definitiva)  $\rightarrow A_{cp} = \max(A_{cp_1}, A_{cp_2}) = 4358.979 \text{ mm}^2$

Espesor requerido de planchas de continuidad, contemplando el valor mínimo normativo  $\rightarrow t_{cp_{req}} = \max \left( 0.75 \cdot t_{bf}, \frac{A_{cp}}{b_{cp_{sc}}} \right) = 20.76 \text{ mm}$

If  $(t_{cp_{req}} < t_{cp_{est}}, \text{"Ok"}, \text{"no cumple"}) = \text{"Ok"}$

Espesor final propuesto  $t_{cp} = 22 \text{ mm}$



## 5.2 DISEÑO DE PROPUESTA DE EDIFICACIÓN

### 5.2.1 VALIDACIÓN DEMANDA CAPACIDAD

Al validar los cálculos que se generó tanto analíticamente como por medio del programa de cálculo se procede a diseñar propuestas de edificación la cual conlleven la utilización de columnas tubulares con el objetivo de posteriormente validar una conexión válida para este tipo de estructuración para las edificaciones.

Para esto se generaron las siguientes geometrías y sus posteriores validaciones de demanda/capacidad.

#### Modelo 1 CI-VI (COLUMNA HEB 450-VIGA IPE 400)

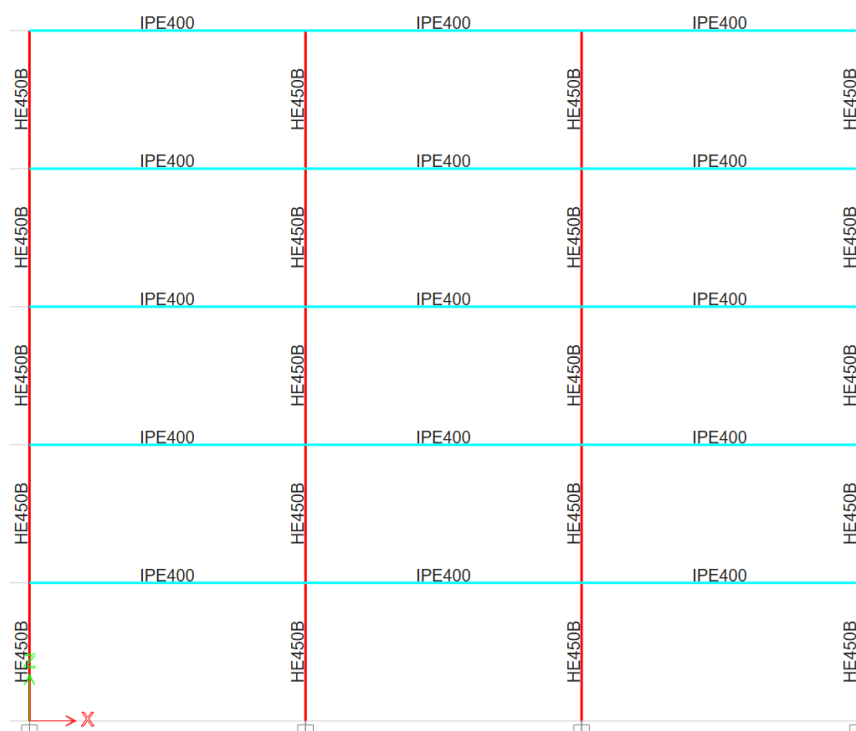


Figura 120 Modelo 1 Columna tipo I – Viga tipo I



Figura 121. Detalles geométricos de las secciones modelo 1

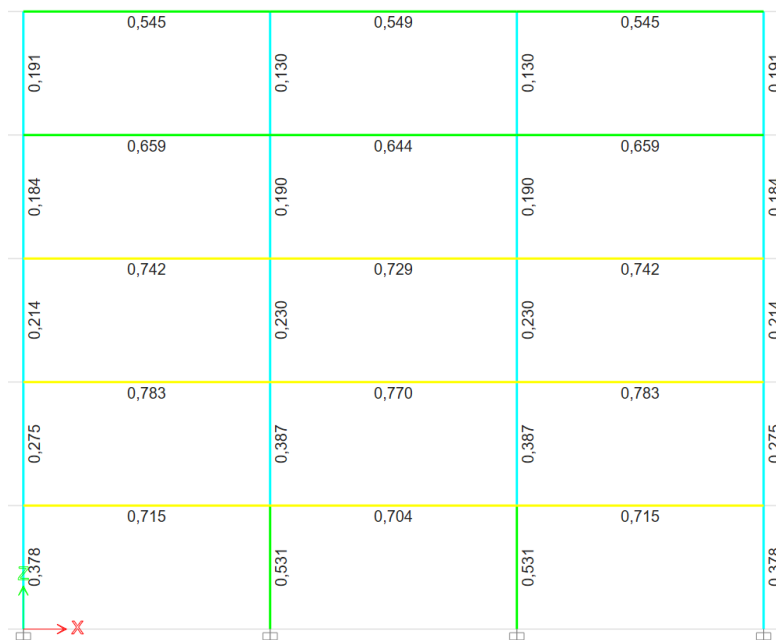


Figura 122 Relación demanda/capacidad modelo 1

En la figura se observan los perfiles utilizados para el análisis analítico que se efectuó en punto 5.1, el cual validó la información de salida que provee el programa

de cálculo, por lo que la demanda capacidad de la estructura en esta configuración se valida como un pórtico SMF.

### Modelo 2 CC-VI (COLUMA CUADRADA 350x350x22mm -VIGA I 380x160x15x8mm)

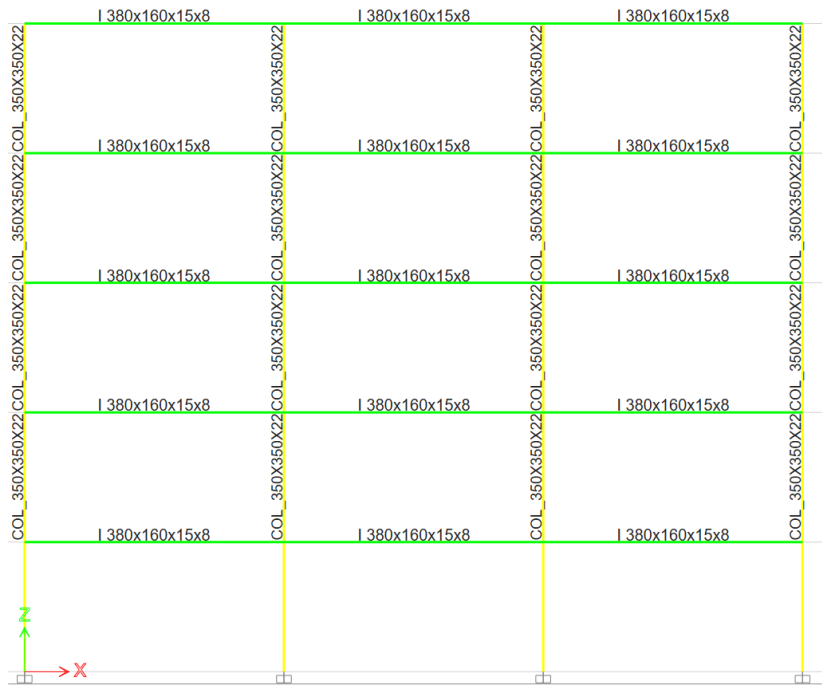


Figura 123 Modelo 2 Columna Tubular- Viga Tipo I

**General Data**

Property Name: COL\_350x350x22

Material: A36

Display Color:   Change...

Notes:

**Shape**

Section Shape: Steel Tube

**Section Property Source**

Source: User Defined

**Section Dimensions**

|                  |     |    |
|------------------|-----|----|
| Total Depth      | 350 | mm |
| Total Width      | 350 | mm |
| Flange Thickness | 22  | mm |
| Web Thickness    | 22  | mm |
| Corner Radius    | 0   | mm |

**Property Modifiers**

Currently Default

**General Data**

Property Name: I\_380x160x15x8

Material: A36

Display Color:   Change...

Notes:

**Shape**

Section Shape: Steel IWide Flange

**Section Property Source**

Source: User Defined

**Section Dimensions**

|                         |     |    |
|-------------------------|-----|----|
| Total Depth             | 380 | mm |
| Top Flange Width        | 160 | mm |
| Top Flange Thickness    | 15  | mm |
| Web Thickness           | 8   | mm |
| Bottom Flange Width     | 160 | mm |
| Bottom Flange Thickness | 15  | mm |
| Fillet Radius           | 0   | mm |

**Property Modifiers**

Currently Default

Figura 124 Detalle geométrico de las secciones modelo 2



Figura 125 Relación demanda/capacidad del modelo 2

En la figura se observan la relación demanda capacidad son validados como óptimos para una edificación SMF utilizando columna tubular y viga perfil I.

**Modelo 3 CC\_RH-VI (COLUMNA CUADRADA RELLENO DE HORMIGÓN 350X350X15mm- VIGA I 380x160x15x8mm)**



Figura 126 Modelo 3

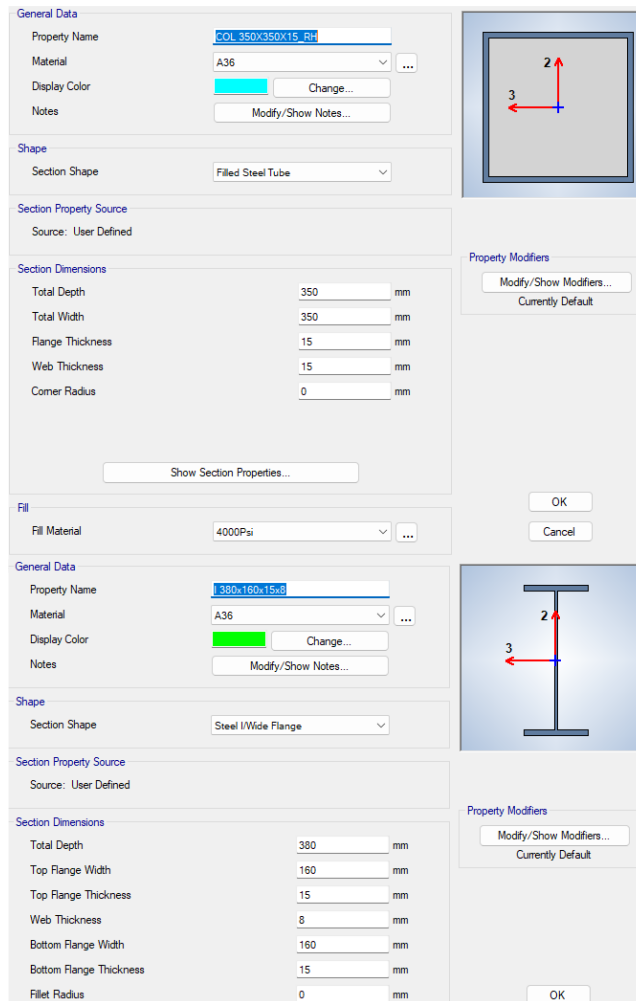


Figura 127 Detalle geométrico de las secciones modelo 3

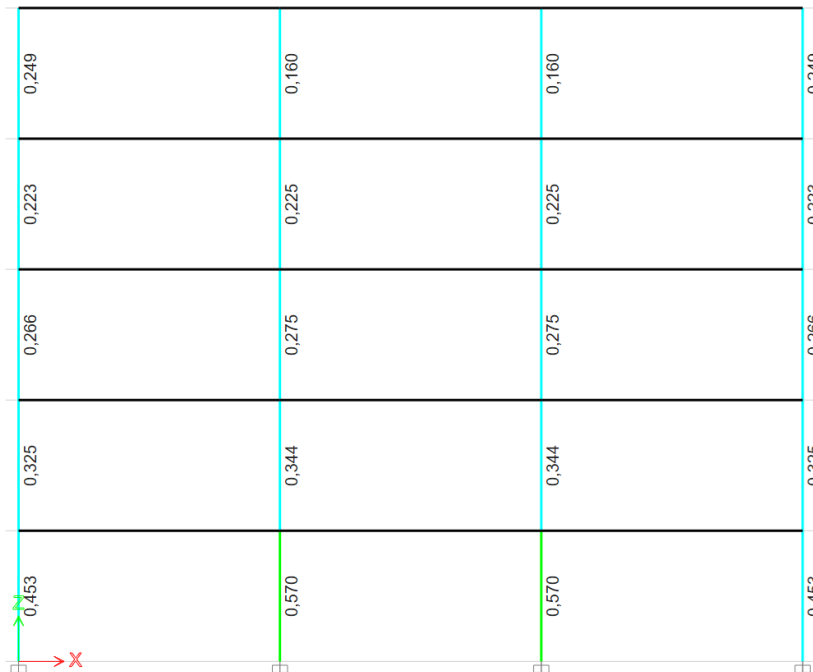


Figura 128. Relación demanda/capacidad en vigas del modelo 3



Figura 129 Relación demanda/capacidad del modelo 3

En las figuras se observan la relación demanda capacidad son validados como óptimos para una edificación SMF utilizando columna tubular rellena de hormigón y viga perfil I.

## 5.2.2 VALIDACIÓN DERIVAS DE PISO

En la figura se puede determinar las derivas elásticas que se generan por el efecto de carga de sismo horizontal. La máxima deriva para el modelo (1) es de 0.002932, para el modelo (2) es de 0.003830, finalmente para el modelo (3) es de 0.004015.

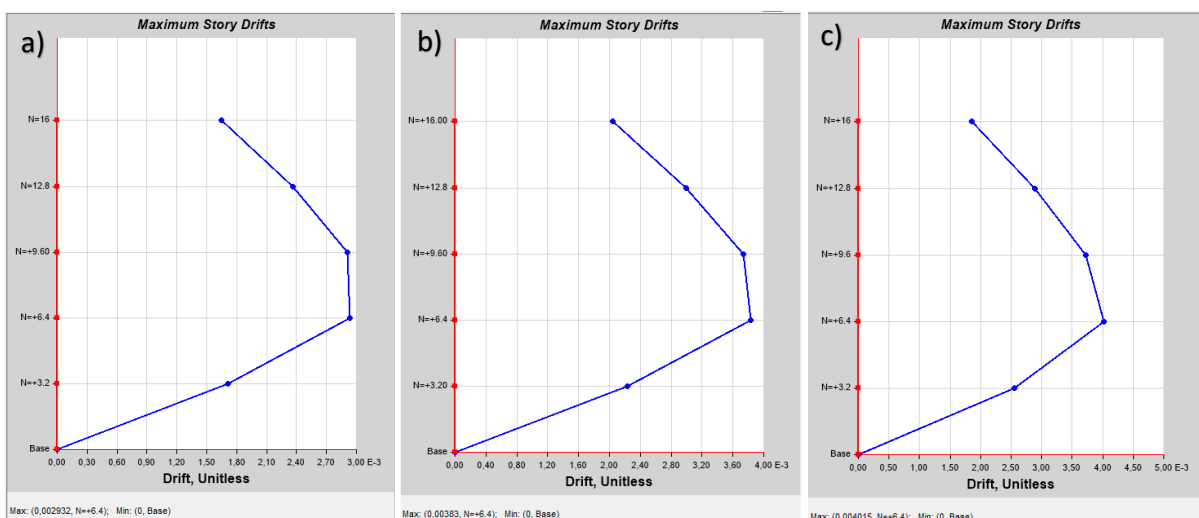


Figura 130 Derivas elásticas a) Modelo 1, b) Modelo 2, c) Modelo 3

A partir de estos datos se puede definir la deriva inelástica de cada modelo lo que se determina como la validación de cada modelo ya que la deriva inelástica es menor a 0.02 como lo determina la NEC-SE-DS.

Tabla 19 Validación de derivas de piso

|                 | <b>DERIVA ELASTICA</b> | <b>Cd FACTOR DE AMPLIFICACION</b> | <b>DERIVA INELASTICA</b> | <b>VALIDACION</b> |
|-----------------|------------------------|-----------------------------------|--------------------------|-------------------|
| <b>MODELO 1</b> | 0,002932               | 4,80                              | 0,01407                  | OK                |
| <b>MODELO 2</b> | 0,003830               | 4,80                              | 0,01838                  | OK                |
| <b>MODELO 3</b> | 0,0036                 | 4,80                              | 0,01728                  | OK                |

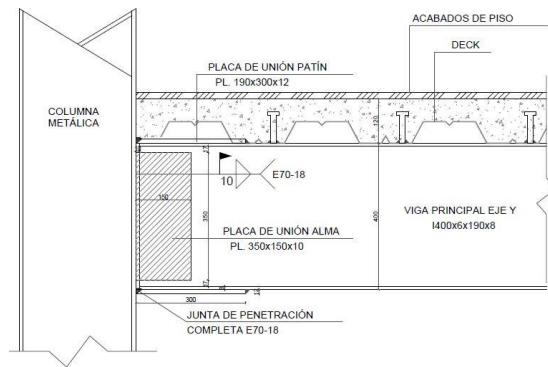
### 5.2.3 VALIDACIÓN COLUMNA FUERTE VIGA DÉBIL

Tabla 20 Validación columna fuerte viga débil

|                 | <b>Mpc Momento probable columnas (kN.m)</b> | <b>Mpb Momento probable vigas (kN.m)</b> | <b>Mpc/Mpb Relación de momentos</b> | <b>VALIDACIÓN</b> |
|-----------------|---|--|-------------------------------------|-------------------|
| <b>MODELO 1</b> | 1573,37                                     | 1461,81                                  | 1,08                                | OK                |
| <b>MODELO 2</b> | 1492,86                                     | 1229,87                                  | 1,21                                | OK                |
| <b>MODELO 3</b> | 1516,912                                    | 1229,87                                  | 1,23                                | OK                |

## 5.3 DISEÑO DE CONEXIÓN VIGA-COLUMNA

En diversas edificaciones se ha podido visualizar el uso de una conexión viga columna en la cual se utilizan placas soldadas tanto en el patín como en el alma; este tipo de conexión hace que las “placas externas rigidiza en gran medida las paredes de la columna, evitando la distorsión de la sección transversal, y las concentraciones de esfuerzos en la conexión disminuyen mucho, lo que se traduce en un adecuado comportamiento estructural de la conexión frente a fallas locales y fallas frágiles” (Lugo y Botello, 2016, p.989) pero no existe un estudio a detalle de la conexión que se muestra en la Figura puntualmente y que valide si efectivamente cumple como una conexión rígida o parcialmente rígida.



DETALLE ELEVACIÓN UNIÓN TÍPICA VIGA-COLUMNA  
Escala s/e SE APLICA A TODOS LOS NIVELES DIRECCIÓN Y-Y

Figura 131 Detalles constructivos de constructivos de la conexión

### 5.3.1 DESCRIPCIÓN GEOMÉTRICA DE LAS CONEXIONES

De acuerdo a nuestra configuración de modelos estructurales de edificaciones se ha considerado 4 tipos de conexiones para el análisis por elementos finitos; se debe aclarar que la unión de las placas que conforman la conexión se consideran soldadura de penetración completa CJP, pero, se omite el análisis de los cordones de soldadura en el proyecto para dar más enfoque a las piezas que conforman la conexión.

A continuación, se describen las particularidades de cada conexión:



- Para el modelo 1 se considera la conexión tipo 1-A

Tabla 21. Conjunto de elementos de conexión 1-A

| Elementos de conexión 1-A |                                      |                    |          |
|---------------------------|--------------------------------------|--------------------|----------|
| Cantidad                  | Elemento                             | Dimensión          | Material |
| 1                         | Columna I                            | HEB-350            | A-36     |
| 1                         | Viga I                               | IPE-400            | A-36     |
| 2                         | PM-S<br>PM-I                         | Placa 400x270x28mm | A-36     |
| 1                         | PC                                   | 300x100x10mm       | A-36     |
| 4                         | PCT-SF<br>PCT-IF<br>PCT-SP<br>PCT-IP | 395x125x22mm       | A-36     |
| 2                         | PP-F<br>PP-P                         | 500x344x16mm       | A-36     |

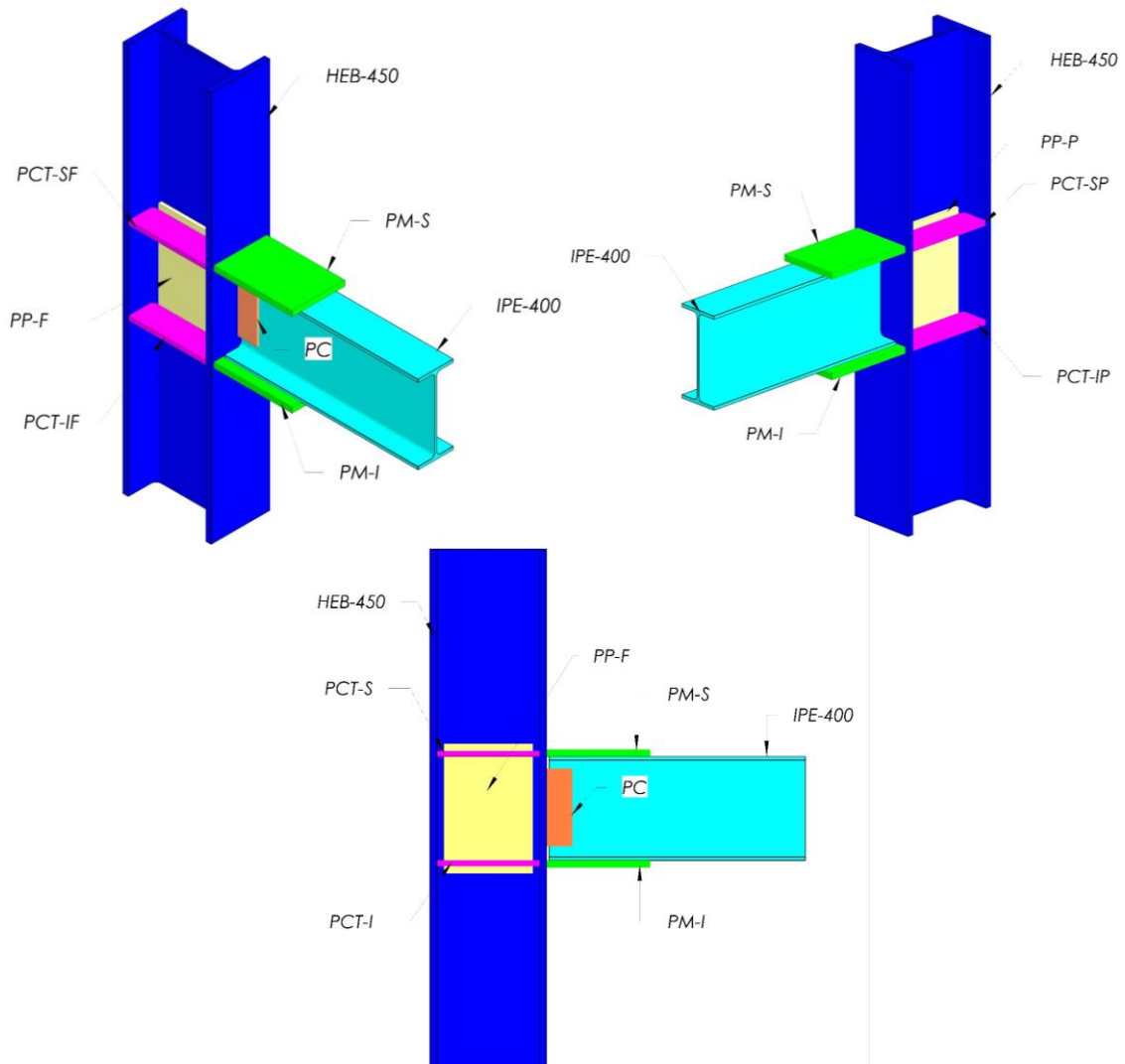


Figura 132 Elementos Conexión 1-A

- Para el modelo 2 se considera la conexión tipo 2-A

Tabla 22 Conjunto de elementos de conexión 2-A

| Elementos de conexión 2-A |                 |                    |          |
|---------------------------|-----------------|--------------------|----------|
| Cantidad                  | Elemento        | Dimensión          | Material |
| 1                         | Columna Tubular | 350x350x22mm       | A-36     |
| 1                         | Viga I          | I 380x160x15x8mm   | A-36     |
| 2                         | PM-S<br>PM-I    | Placa 400x270x25mm | A-36     |
| 1                         | PC              | 285x100x10mm       | A-36     |
| 2                         | PCT-S<br>PCT-I  | 306x306x20mm       | A-36     |

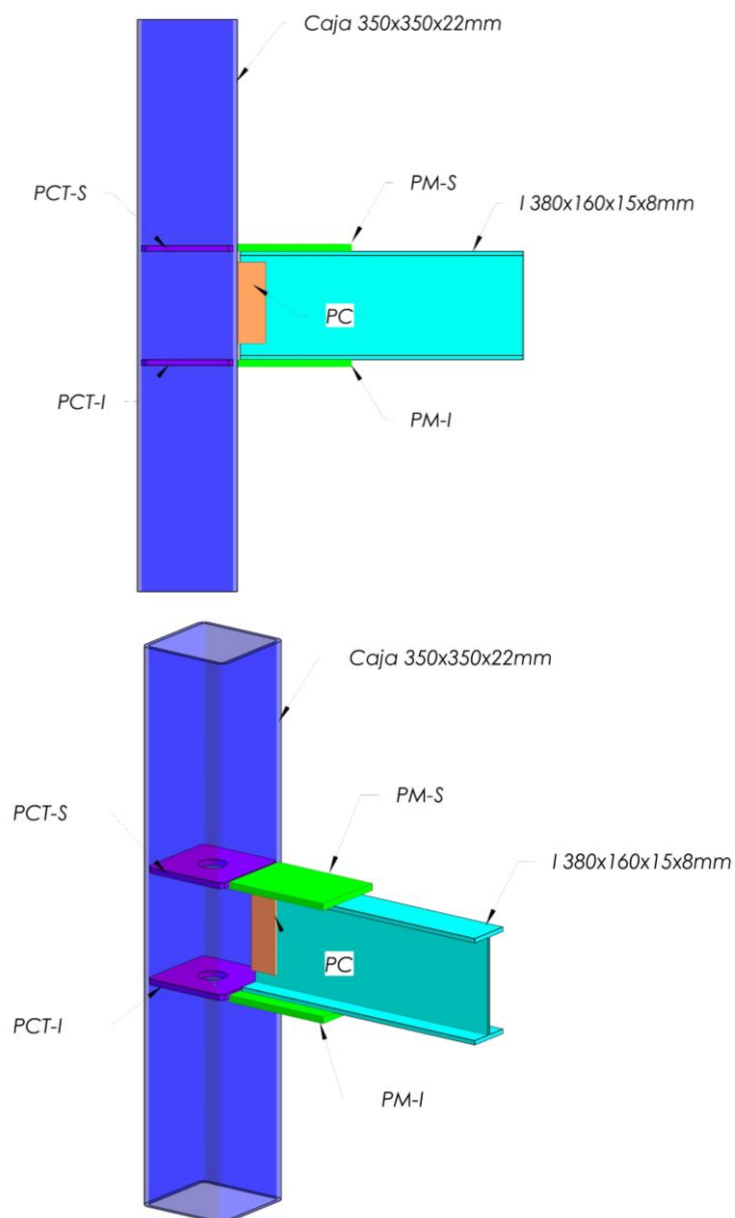


Figura 133 Elementos Conexión 2-A

- Para el modelo 3 se considera la conexión tipo 2-B

Tabla 23. Conjunto de elementos de conexión 2B

| Elementos de conexión 2-B |                 |                    |          |
|---------------------------|-----------------|--------------------|----------|
| Cantidad                  | Elemento        | Dimensión          | Material |
| 1                         | Columna Tubular | 350x350x22mm       | A-36     |
| 1                         | Viga I          | I 380x160x15x8mm   | A-36     |
| 2                         | PM-S<br>PM-I    | Placa 400x270x25mm | A-36     |
| 1                         | PC              | 285x100x10mm       | A-36     |
| 2                         | PCT-S           | 306x306x20mm       | A-36     |

|  |                  |  |                          |
|--|------------------|--|--------------------------|
|  | PCT-I            |  |                          |
|  | Relleno Hormigón |  | $f'_c=240\text{kg/cm}^2$ |

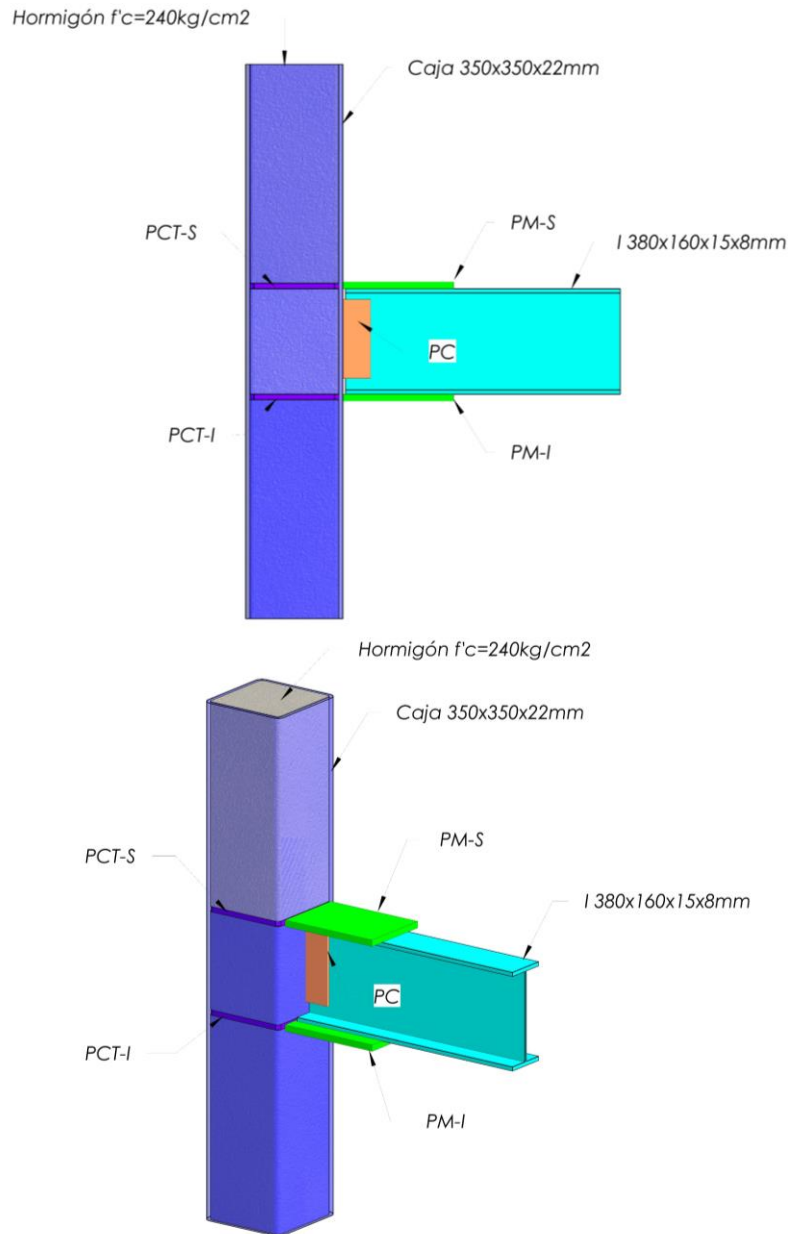


Figura 134. Elementos Conexión 2B

- Para el modelo 4 se considera el nudo tipo 3-A

Tabla 24 Conjunto de elementos de conexión 3-A

| Elementos de conexión 3-A |                 |                    |          |
|---------------------------|-----------------|--------------------|----------|
| Cantidad                  | Elemento        | Dimensión          | Material |
| 1                         | Columna Tubular | 350x350x15mm       | A-36     |
| 1                         | Viga I          | I 380x160x15x8mm   | A-36     |
| 2                         | PM-S<br>PM-I    | Placa 400x270x25mm | A-36     |

|   |                  |              |                         |
|---|------------------|--------------|-------------------------|
| 1 | PC               | 285x100x10mm | A-36                    |
| 2 | PCT-S<br>PCT-I   | 320x320x20mm | A-36                    |
|   | Relleno Hormigón |              | $f'c=240\text{kg/cm}^2$ |

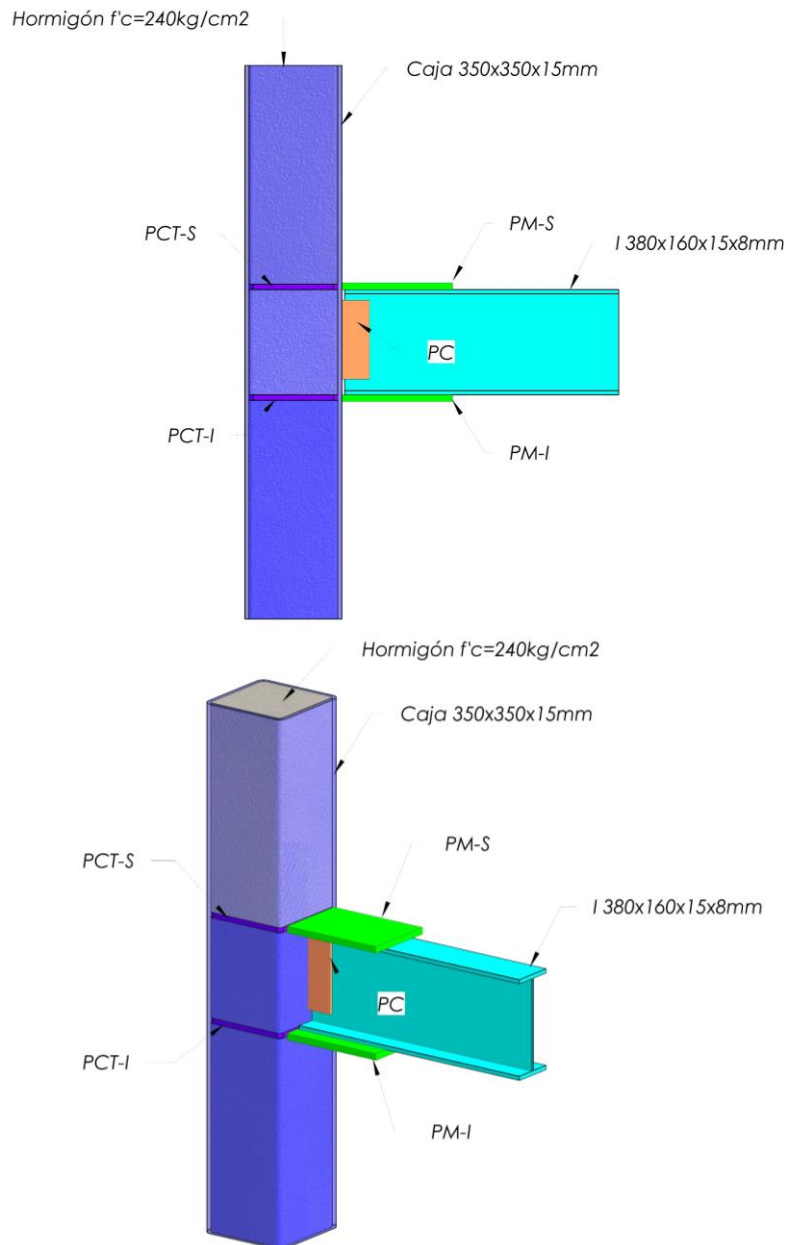


Figura 135 Conexión 3-A

### 5.3.2 PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES

Los datos que se ingresan en el software para la modelación son de alta relevancia para determinar que los resultados generados sean los óptimos; para ello se ha configurado en el ANSYS 2022 las características de los materiales tanto para el acero A-36 como para el hormigón de  $f'c=240\text{Kg/cm}^2$ .

La información de los comportamientos inelásticos tanto del acero como del hormigón se asignan al ANSYS Workbench en los datos de ingeniería en la propiedad de endurecimiento multilineal cinemático que, de acuerdo a las recomendaciones de ANSYS, esta propiedad simula el comportamiento de plasticidad bajo una carga cíclica.

La información del acero A-36 se basa tomando como referencia la investigación citada por (Martínez, 2023) de donde se extraen los valores de resistencia del acero.

Tabla 25 Deformación unitaria vs esfuerzo del acero A36

| Deformación unitaria | Esfuerzo   |
|----------------------|------------|
| <i>mm/mm</i>         | <i>Mpa</i> |
| 0                    | 294,31     |
| 0,243365             | 568,54     |

Gráficamente la curva se representa de la siguiente manera:

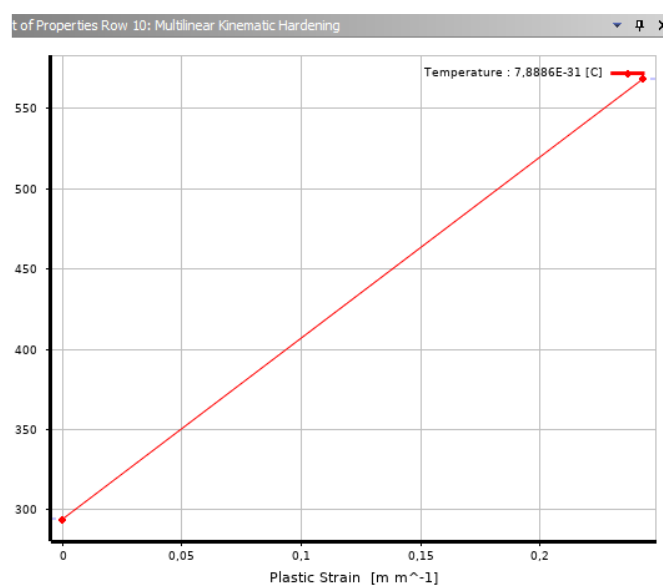


Figura 136 Curva multilineal esfuerzo vs deformación unitaria del acero A-36

Además, se configuraron las demás propiedades mecánicas del acero A-36 de acuerdo a la figura:

| Properties of Outline Row 3: Structural Steel NL |                                 |                      |                    |
|--|---------------------------------|----------------------|--------------------|
|  | A                               | B                    | C                  |
| 1  | Property                        | Value                | Unit               |
| 2  | Material Field Variables        | Table                |                    |
| 3  | Density                         | 7850                 | kg m <sup>-3</sup> |
| 4  | Isotropic Elasticity            |                      |                    |
| 5  | Derive from                     | Young's Modulus a... |                    |
| 6  | Young's Modulus                 | 2E+05                | MPa                |
| 7  | Poisson's Ratio                 | 0,3                  |                    |
| 8  | Bulk Modulus                    | 1,6667E+11           | Pa                 |
| 9  | Shear Modulus                   | 7,6923E+10           | Pa                 |
| 10   | Multilinear Kinematic Hardening | Tabular              |                    |
| 11   | Scale                           | 1                    |                    |
| 12   | Offset                          | 0                    | MPa                |

Figura 137 Propiedades mecánicas del acero A-36

Para las características mecánicas del hormigón se ha tomado la decisión de basarnos en los datos encontrados en la base de datos del programa ETABS, esta ha sido la mejor manera para calibrar los datos de entrada para nuestra simulación virtual.

Tabla 26 Deformación unitaria vs esfuerzo del hormigón  $f'c=240\text{kg/cm}^2$

| Deformación unitaria | esfuerzo   |
|----------------------|------------|
| <i>mm/mm</i>         | <i>Mpa</i> |
| 0                    | 5,52       |
| 0,000888             | 17,65      |
| 0,001553             | 25,1       |
| 0,002219             | 27,58      |

Gráficamente la curva se representa de la siguiente manera:

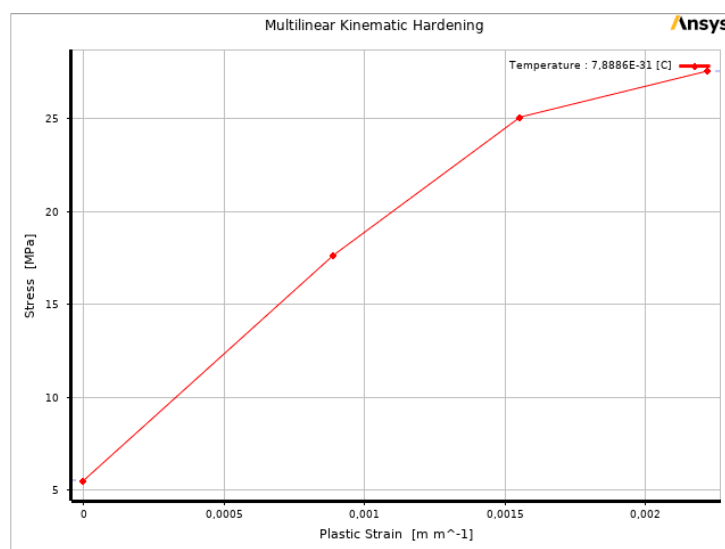


Figura 138 Curva multilínea esfuerzo vs deformación unitaria del hormigón  $f'c=240\text{kg/cm}^2$

Además, se configuraron las demás propiedades mecánicas del hormigón de acuerdo a la figura:

| Properties of Outline Row 4: Concrete NL |                                   |                           |                    |
|--|-----------------------------------|---------------------------|--------------------|
|  | A                                 | B                         | C                  |
| 1  | Property                          | Value                     | Unit               |
| 2  | Material Field Variables          | Table                     |                    |
| 3  | Density                           | 2300                      | kg m <sup>-3</sup> |
| 4  | Isotropic Elasticity              |                           |                    |
| 5  | Derive from                       | Young's Modulus and Po... |                    |
| 6  | Young's Modulus                   | 29420                     | MPa                |
| 7  | Poisson's Ratio                   | 0,18                      |                    |
| 8  | Bulk Modulus                      | 1,5323E+10                | Pa                 |
| 9  | Shear Modulus                     | 1,2466E+10                | Pa                 |
| 10                                       | Multilinear Kinematic Hardening   | Tabular                   |                    |
| 11                                       | Scale                             | 1                         |                    |
| 12                                       | Offset                            | 0                         | MPa                |
| 13                                       | Drucker-Prager Strength Piecewise | Tabular                   |                    |
| 16                                       | Tensile Pressure Failure          |                           |                    |
| 18                                       | Crack Softening Failure           |                           |                    |

Figura 139 Propiedades mecánicas del hormigón  $f'_c=240\text{kg/cm}^2$

### 5.3.3 CONDICIONES DE BORDE

Para determinar el comportamiento de la conexión se ha procedido a asignar restricciones a los grados de libertad en vigas y columnas de acuerdo a los esquemas experimentales en los cuales se desarrollan los ensayos en los bancos de pruebas.



Figura 140 Banco de pruebas a escala real de la conexión WUF-W con columna de sección cuadrada.

En la gráfica se pueden observar el banco de pruebas en la cual el elemento columna se considera como empotrado y en el extremo superior de la viga se ejecuta los desplazamientos con unos pistones hidráulicos que generan los desplazamientos cíclicos que se requieren.

Se puede observar que en la parte central de la viga existen dos barras laterales esto hace que se evite el pandeo lateral torsional de la viga.



A continuación, en las siguientes imágenes se visualizan las restricciones que se ejecutaron para las diferentes conexiones en estudio basados en las condiciones de borde que tienen los bancos de ensayo de pruebas experimentales.

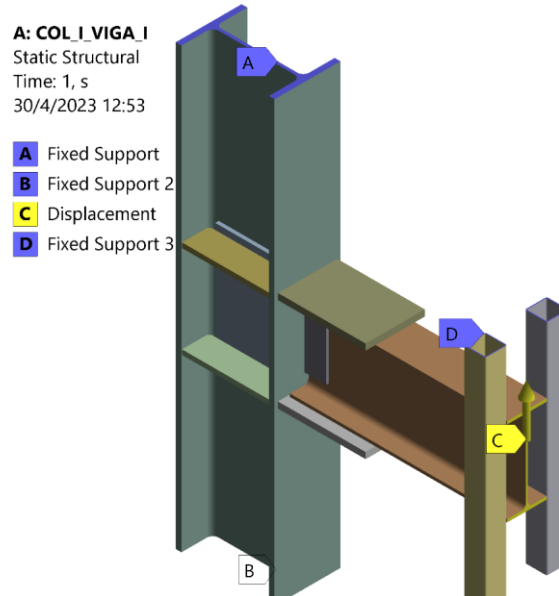


Figura 141. Condiciones de borde. Conexión 1-A

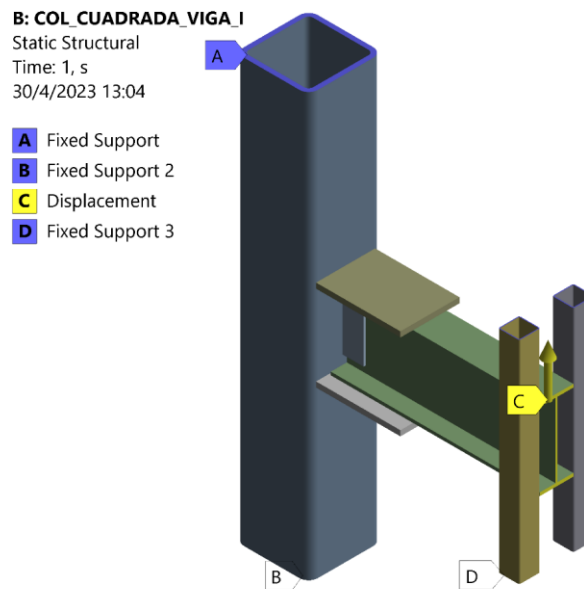


Figura 142. Condiciones de borde. Conexión 2-A

**C: COL CUADRADA e=22mm\_RH\_A\_I**

Static Structural  
Time: 1, s  
30/4/2023 13:05

- A** Fixed Support
- B** Fixed Support 2
- C** Displacement
- D** Fixed Support 3

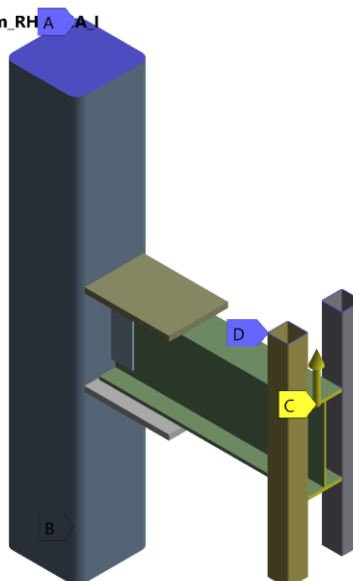


Figura 143. Condiciones de borde. Conexión 2-B

**D: COL CUADRADA e=15mm\_RH\_VIGA\_I**

Static Structural  
Time: 1, s  
30/4/2023 13:05

- A** Displacement
- B** Fixed Support
- C** Fixed Support 2
- D** Fixed Support 3

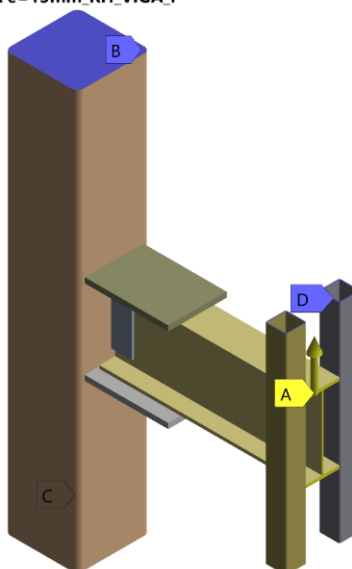


Figura 144 Condiciones de borde. Conexión 3-A

### 5.3.4 PROTOCOLO DE CARGA

El protocolo de carga de acuerdo al AISC 341-16, capítulo K2 y en la FEMA 350 Capítulo 3.9.1 en la cual se describe una lista de ángulos en la cual se debe aplicar unos ciclos de carga que nos permita determinar si la conexión puede considerarse para un sistema de resistente a momentos SMF (Special Moment Frame).

Tabla 27. Protocolo de carga AISC 341-16. Capítulo K2

| Pasos de carga | Ciclos | Rotación (rad) |
|----------------|--------|----------------|
| 2              | 6      | 0,00375        |
| 2              | 6      | 0,005          |
| 3              | 6      | 0,0075         |
| 4              | 4      | 0,01           |
| 5              | 2      | 0,015          |
| 6              | 2      | 0,02           |
| 7              | 2      | 0,03           |
| 8              | 2      | 0,04           |

Para ingresar los valores de las rotaciones en el ANSYS se debe transformar a valores los desplazamientos. Para ello se consideró como 1 m de longitud de viga como se observa en la figura.

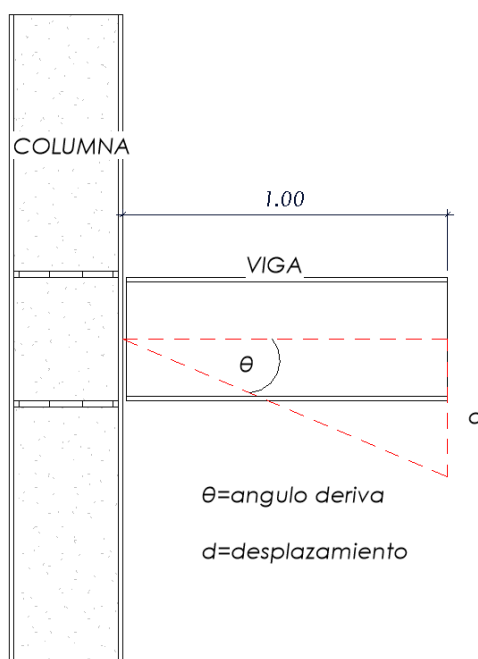


Figura 145 Desplazamiento de la viga

Haciendo la relación de los ángulos de la deriva con la longitud medida desde la cara de la columna al extremo de la viga se tiene del protocolo de carga que se describe en la siguiente tabla.

Tabla 28 Protocolo de carga equivalente

| Ciclos | Angulo de deriva | Desplazamiento (mm) |
|--------|------------------|---------------------|
| 6      | 0,00375          | 3,75                |
| 6      | 0,005            | 5                   |
| 6      | 0,0075           | 7,5                 |
| 4      | 0,01             | 10                  |
| 2      | 0,015            | 15                  |
| 2      | 0,02             | 20                  |
| 2      | 0,03             | 30                  |
| 2      | 0,04             | 40                  |

Por lo tanto, la curva de desplazamientos se ingresa al programa de acuerdo como se muestra en la figura:

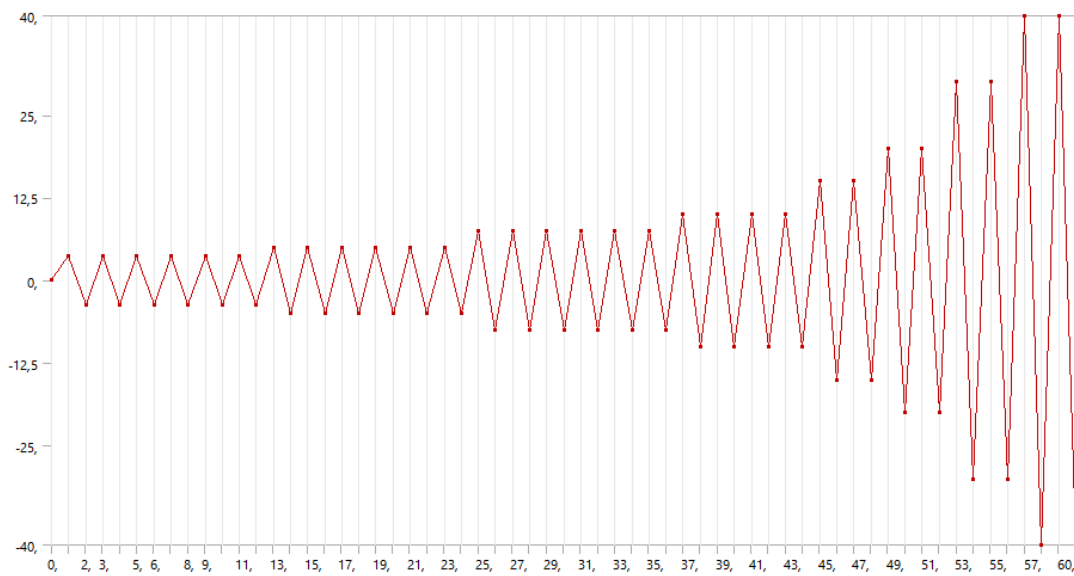


Figura 146 Protocolo de desplazamiento según los ángulos de deriva inelástica del AISC-341

### 5.3.5 MALLADO DE LOS ELEMENTOS

Para una correcta idealización de los resultados se ha procedido a realizar un mallado de los elementos de tal manera que la calidad de los elementos se base en la evaluación de tipo Skewness “sesgo”, el cual evalúa la calidad de malla a razón de los polígonos que se conforman.

Los valores para evaluar la malla se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 29 Calificación de la malla

| Valor de Skewness | Calidad de Malla |
|-------------------|------------------|
| 1                 | Degradada        |
| 0,9 a 1           | Mala             |
| 0,75 a 0,9        | Pobre            |
| 0,5 a 0,75        | Justa            |
| 0,25 a 0,5        | Buena            |
| 0 a 0,25          | Excelente        |
| 0                 | Equilátero       |

En la tabla, se observan las características del mallado para cada conexión y el número de elementos y nudos de las cuales se conforman.

Tabla 30 Características de mallado para cada conexión

| Conexión Tipo | Nodos | Número de Elementos | Dimensionamiento de cuerpo (mm) | Calidad de malla (Skewness) |
|---------------|-------|---------------------|---------------------------------|-----------------------------|
| 1-A           | 39823 | 5564                | 26-48                           | 0-0,75                      |
| 2-A           | 22251 | 3024                | 28-72                           | 0-0,64                      |
| 2-B           | 49507 | 8695                | 28-72                           | 0-0,63                      |
| 3-A           | 38049 | 6143                | 28-72                           | 0-0,69                      |

En la figura se puede observar la calidad de cada tipo de conexión.

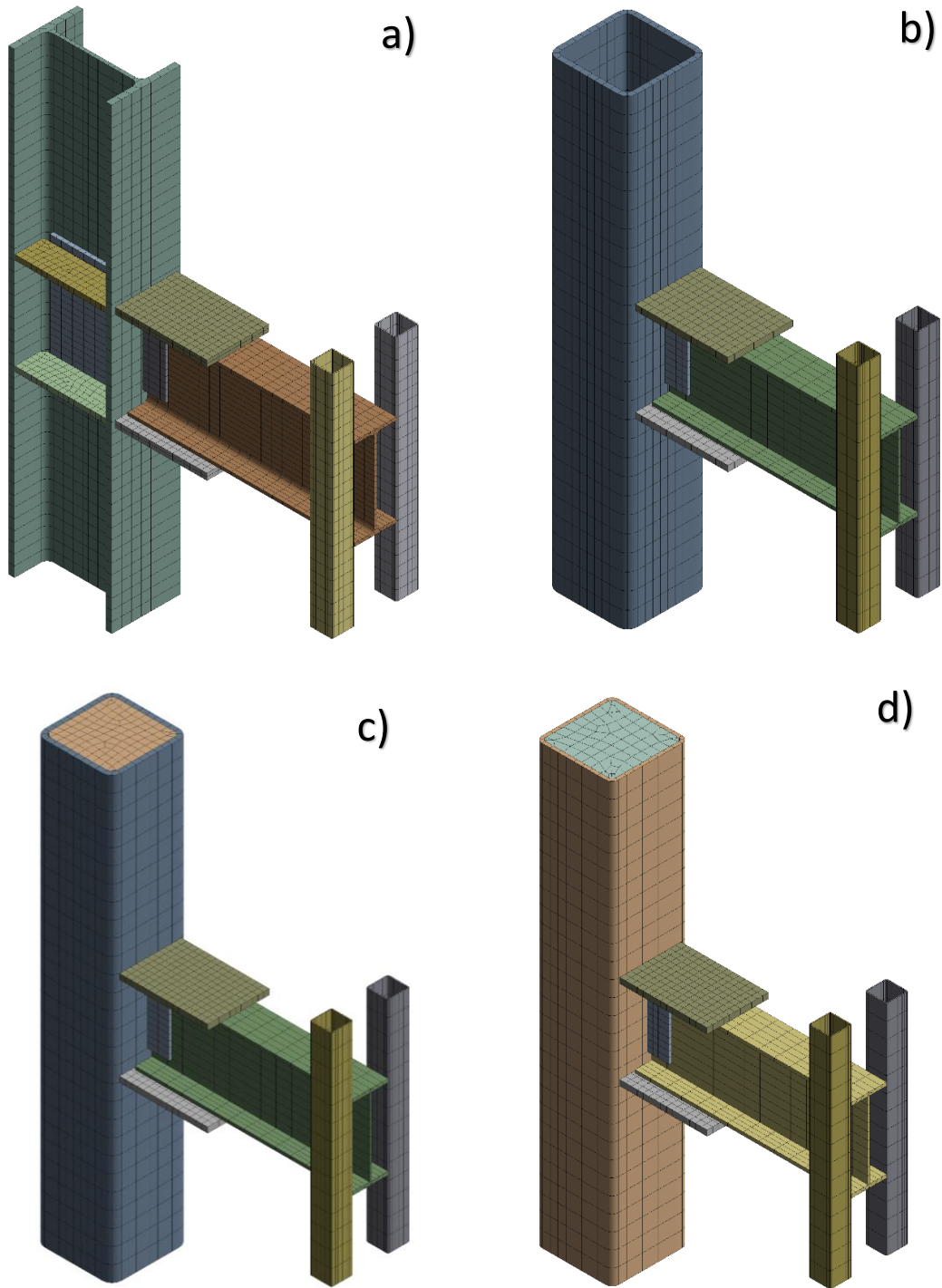


Figura 147 Calidad de malla a) Conexión 1-A, b) Conexión 2-A, c) Conexión 2B, d) Conexión 3-A

### 5.3.6 CONTACTO ENTRE LAS PIEZAS

El contacto utilizado en todos los modelos es de tipo bonded (pegado) el cual simula la unión soldada entre las piezas que conforman la conexión. Para nuestro análisis asumimos que la soldadura traslada los esfuerzos a través de los patines y el alma hacia la columna, por lo que en este estudio no se analiza el comportamiento de la falla en las soldaduras si no que se enfoca más en el desarrollo de la resistencia de los elementos estructurales que conforman la conexión.

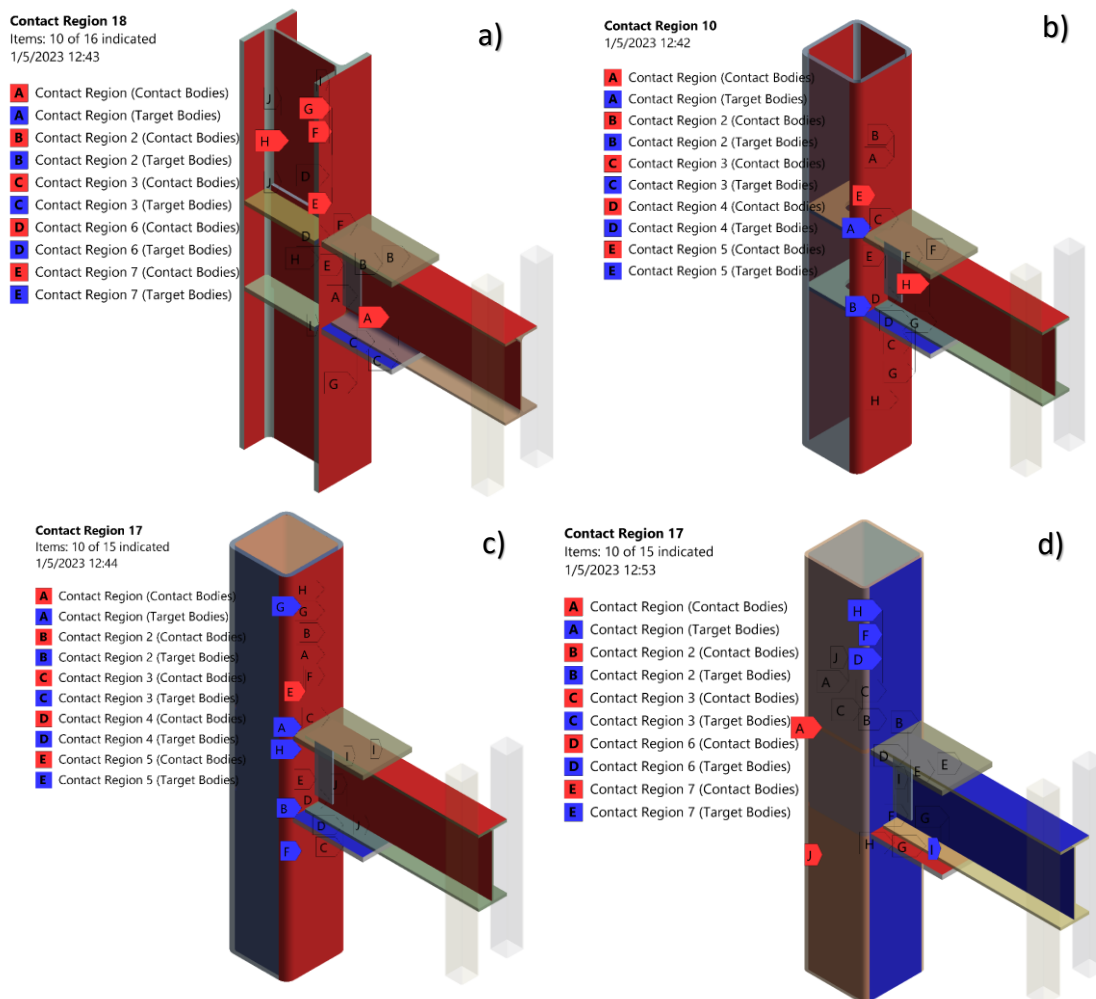


Figura 148 Ejemplo de contacto tipo bonded para los 4 tipos de conexiones

Otro aspecto que se considero fue el añadir las barras laterales el contacto tipo frictionless (sin fricción) los cuales evitan que no existiera fricción entre las caras de contacto de la viga y las barras evitando que se genera el pandeo lateral torsional.

**Frictionless - Part 1 To Part 12**

1/5/2023 12:55

- A** Frictionless - Part 1 To Part 11 (Contact Bodies)
- A** Frictionless - Part 1 To Part 11 (Target Bodies)
- B** Frictionless - Part 1 To Part 12 (Contact Bodies)
- B** Frictionless - Part 1 To Part 12 (Target Bodies)

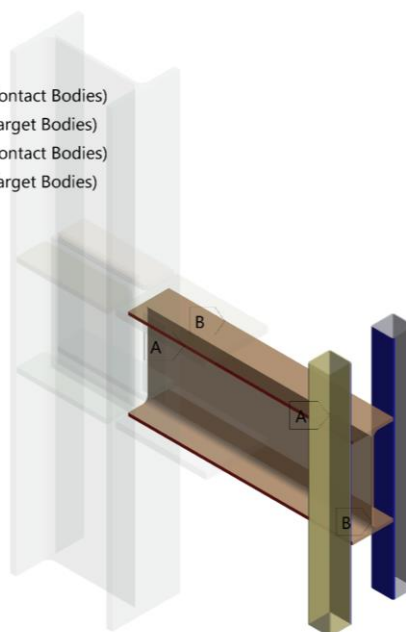


Figura 149 Ejemplo de contacto tipo frictionless entre viga y barra

## 5.4 ANÁLISIS DE LA CONEXIÓN

En este punto se presentan los resultados de las simulaciones numéricas producidas por las cargas cíclicas y se determina el comportamiento estructural en función de las fuerzas y desplazamientos que se evalúan mediante las curvas de histéresis Momento vs Rotación.

Otro punto de análisis es la distribución de esfuerzos de Von Mises que permite las evaluaciones de las tensiones máximas que se generan producto del análisis no lineal de las conexiones.

### 5.4.1 EVALUACIÓN DE HISTÉRESIS

Para la evaluación de los diagramas de histéresis es necesario determinar el momento máximo esperado en la rótula plástica.

Se calculó el momento máximo para los cuatro tipos de conexiones y se obtuvo la siguiente información.

Según el AISC 341-16, los requerimientos para una conexión viga - columna de un SMF son:



1. La conexión debe ser capaz de soportar una rotación debido al desplazamiento entre niveles, de al menos  $0.04 \text{ rad}$ .
2. La resistencia a la flexión medida de la conexión determinada en la cara de la columna debe ser al menos  $0.8M_p$  de la viga conectada para una rotación de  $0.04$  radianes.

Mientras tanto para una conexión viga-columna de IMF los requerimientos son los siguientes:

1. La conexión debe ser capaz de soportar una rotación debido al desplazamiento entre niveles, de al menos  $0.02 \text{ rad}$ .
2. La resistencia a la flexión medida de la conexión determinada en la cara de la columna debe ser al menos  $0.8M_p$  de la viga conectada para una rotación de  $0.02$  radianes.

El valor de  $M_p$  corresponde al momento plástico nominal de la sección de la viga.

Tabla 31 Momento plástico para tipo de conexión

| Conexión Tipo | Momento Plástico (kN·m) | $0,8M_p$ (kN·m) |
|---------------|-------------------------|-----------------|
| 1-A           | 588,15                  | 470,52          |
| 2-A           | 504,45                  | 403,56          |
| 2-B           | 504,45                  | 403,56          |
| 3-A           | 504,45                  | 403,56          |

El momento máximo que se genera en la conexión (1-A) a  $0.02 \text{ rad}$  es de 98.39% del  $0.8 M_p$ , mientras tanto que para  $0.04 \text{ rad}$  el momento máximo es de 85.98% del  $0.8M_p$

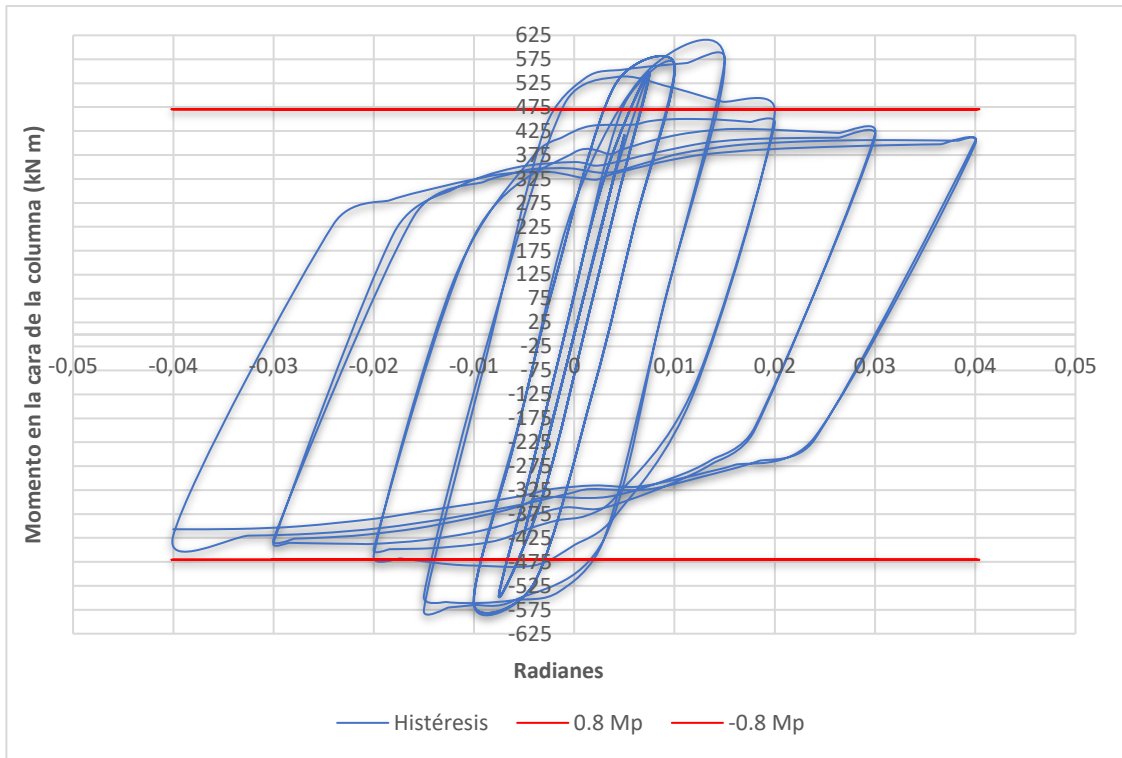


Figura 150 Diagrama de histéresis conexión 1-A

El momento máximo que se genera en la conexión (2-A) a 0.02 rad es de 95.94% del 0.8 Mp, mientras tanto que para 0.04 rad el momento máximo es de 86.39% del 0.8Mp.

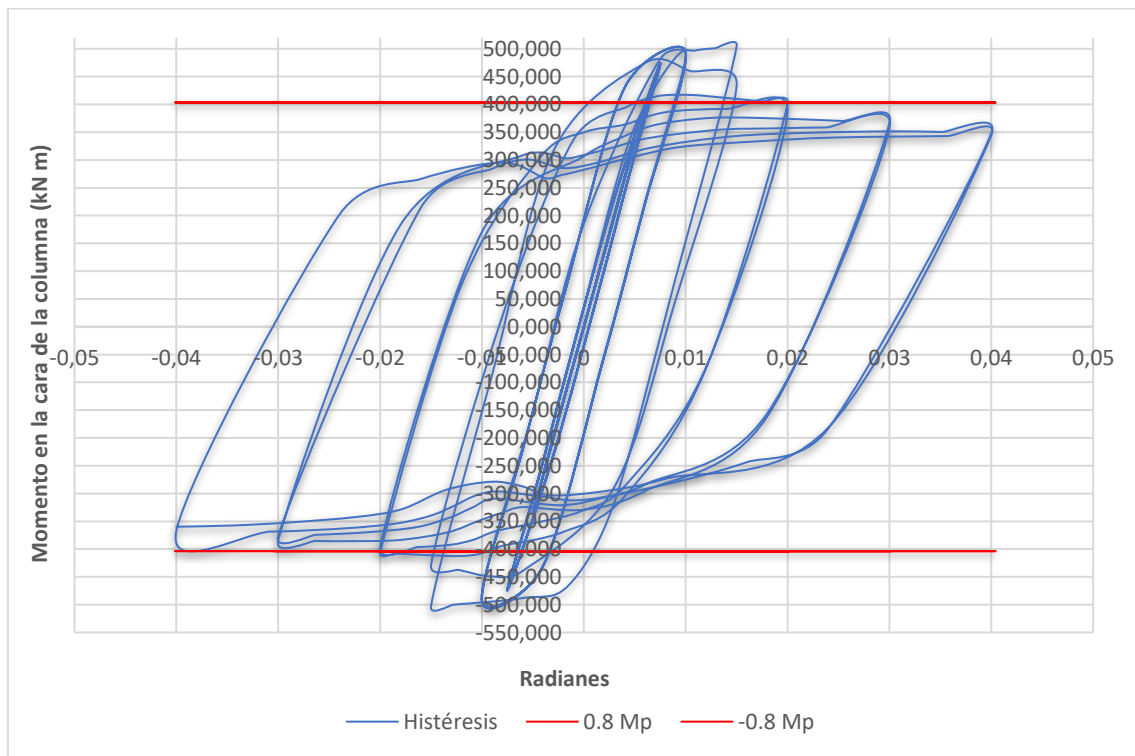


Figura 151 Diagrama de histéresis conexión 2-A

El momento máximo que se genera en la conexión (2-B) a 0.02 rad es de 100.01% del 0.8 Mp, mientras tanto que para 0.04 rad el momento máximo es de 90.91% del 0.8Mp.

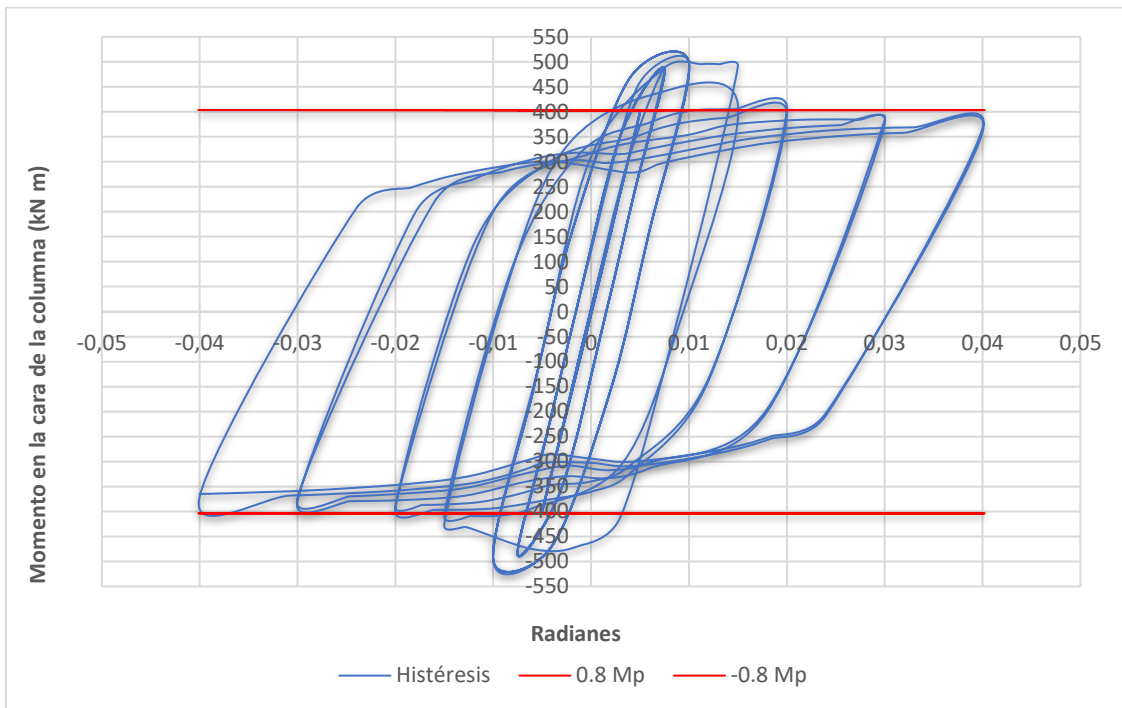


Figura 152 Diagrama de histéresis conexión 2-B

El momento máximo que se genera en la conexión (3-A) a 0.02 rad es de 100.86% del 0.8 Mp, mientras tanto que para 0.04 rad el momento máximo es de 90.15% del 0.8Mp.

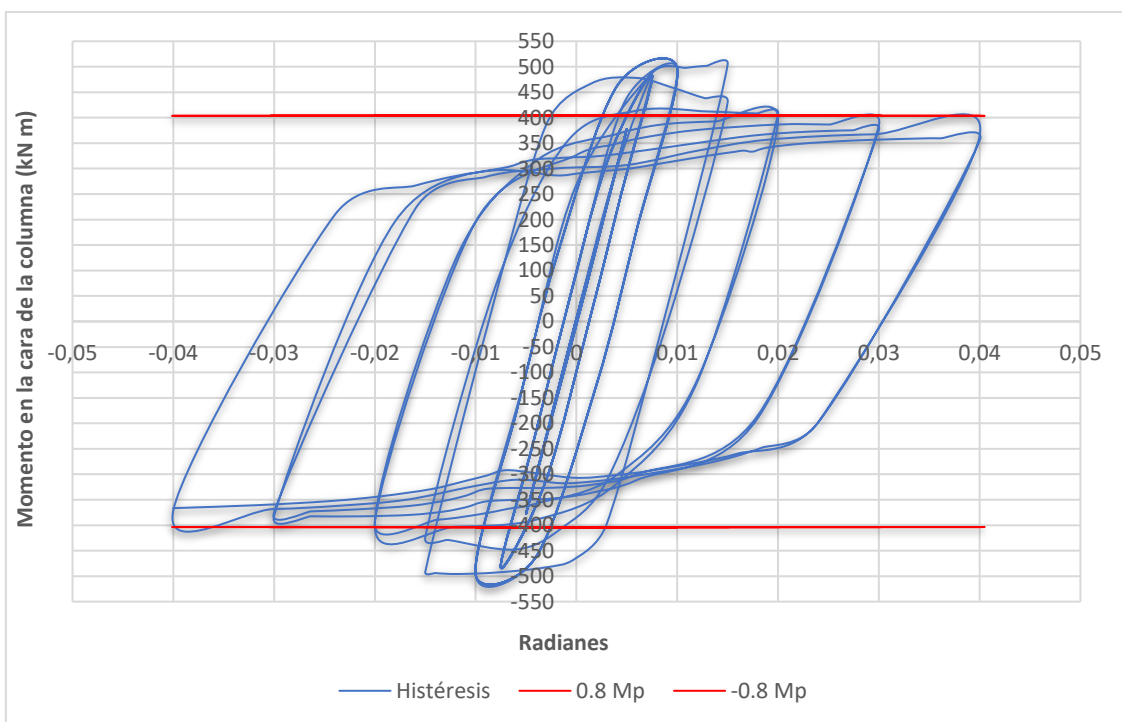


Figura 153 Diagrama de histéresis conexión 3-A

## 5.4.2 EVALUACIÓN DE LOS ESFUERZOS

En este punto se evalúa donde se produce el tipo de falla que presentan los elementos que conforman la conexión y que alcanzan el rango inelástico sobrepasando el límite de fluencia de los materiales que están considerados en el estudio. En las conexiones analizadas se observa un comportamiento similar en todas las simulaciones, es decir la rótula plástica se forma a un distanciamiento posterior a la zona donde se encuentra las placas de momento, se evidencia también la generación de pandeo local tanto en los patines como en el alma de la viga.

- Esfuerzo Conexión 1A

En la figura 154a se observa un esfuerzo máximo a los 0.02 *rad* de 520,35 *Mpa*, mientras tanto en la figura 154b a 0.04 *rad* el esfuerzo máximo es de 516,12 *Mpa*, denotando la generación de pandeo local en el alma de la viga.

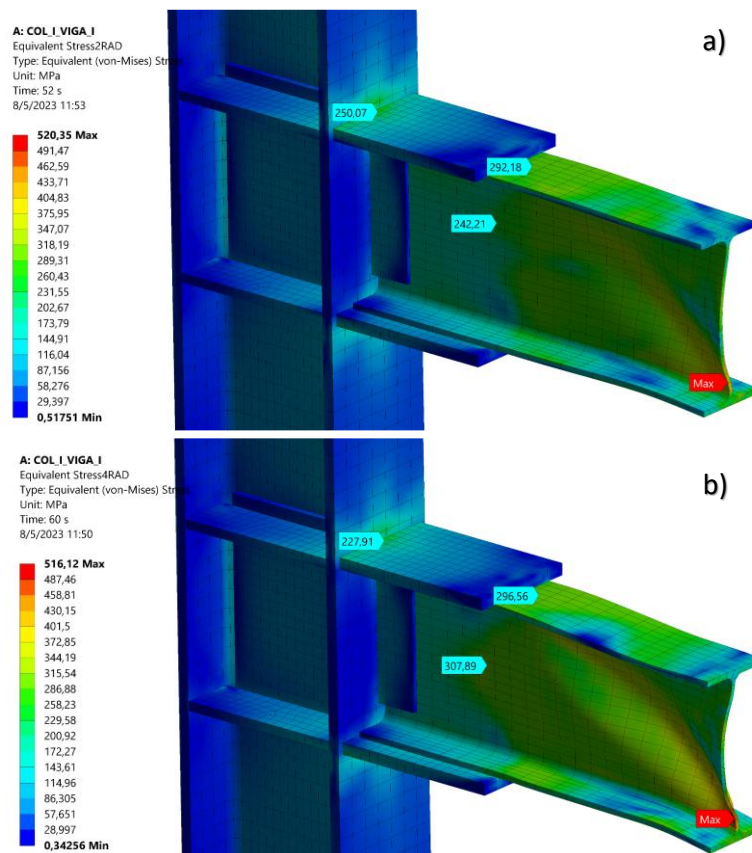


Figura 154 Esfuerzo de Von Mises para conexión 1-A: a) 2rad, b) 4rad

En las siguientes figuras se indican los esfuerzos de Von Mises en cada elemento de la conexión 1A.

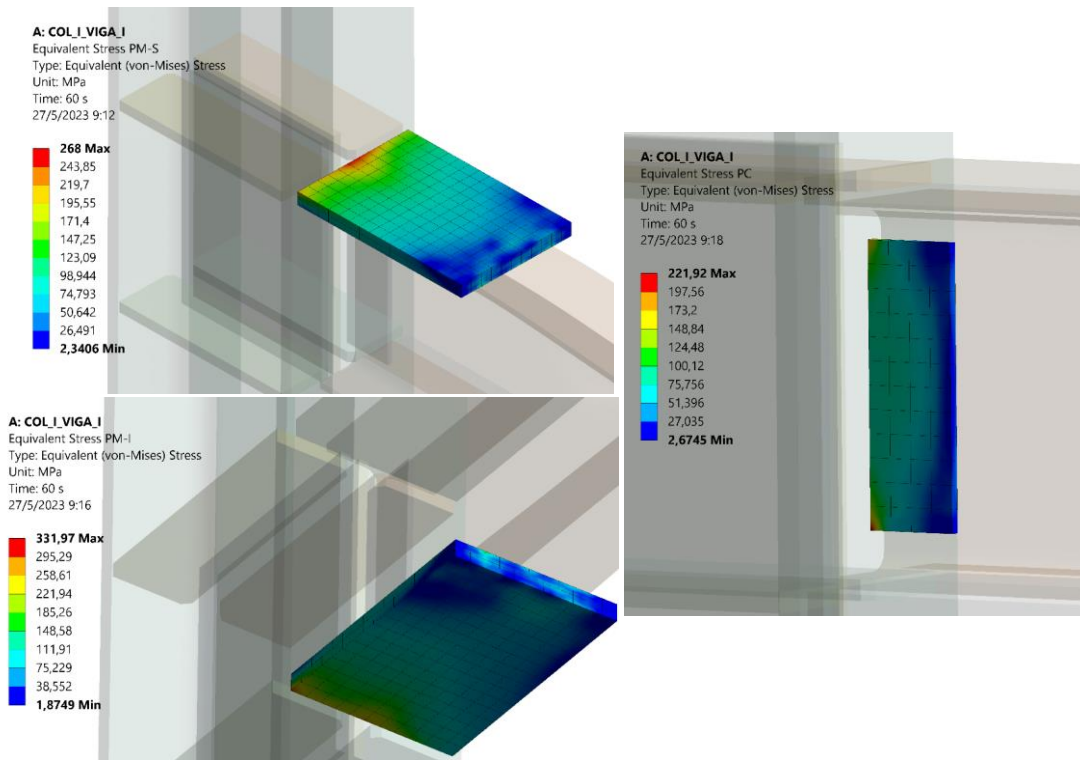


Figura 155. Esfuerzo de Von Mises en PM-S, PM-I, PC

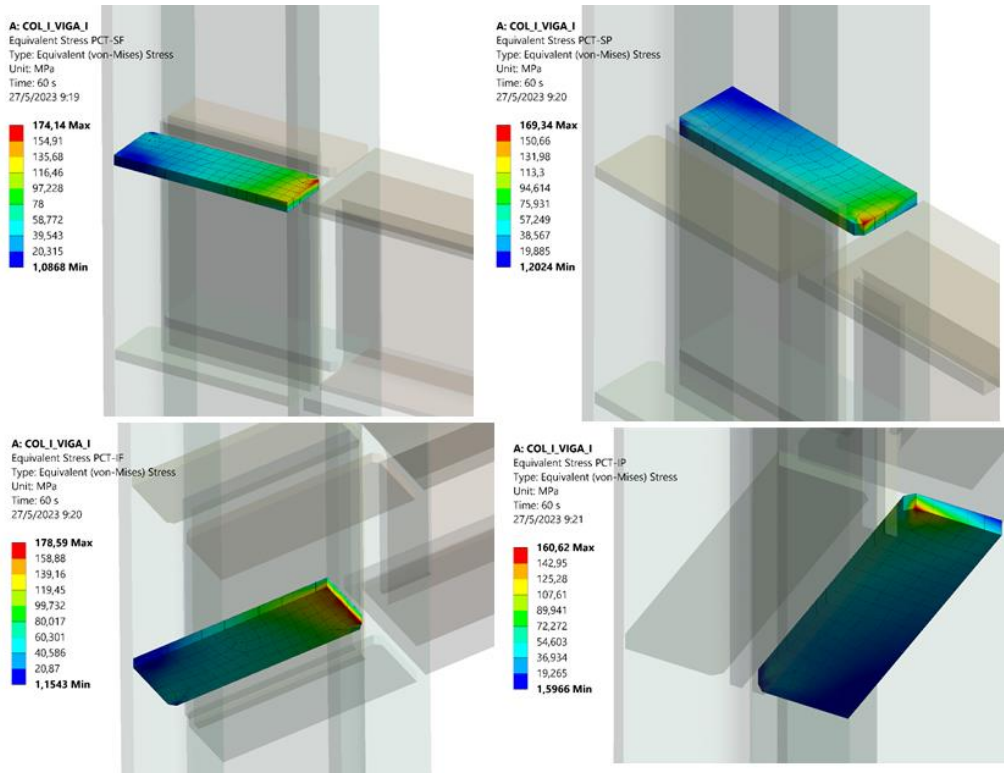


Figura 156 Esfuerzo de Von Mises en PCT-SF, PCT-IF, PCT-SP, PCT-IP

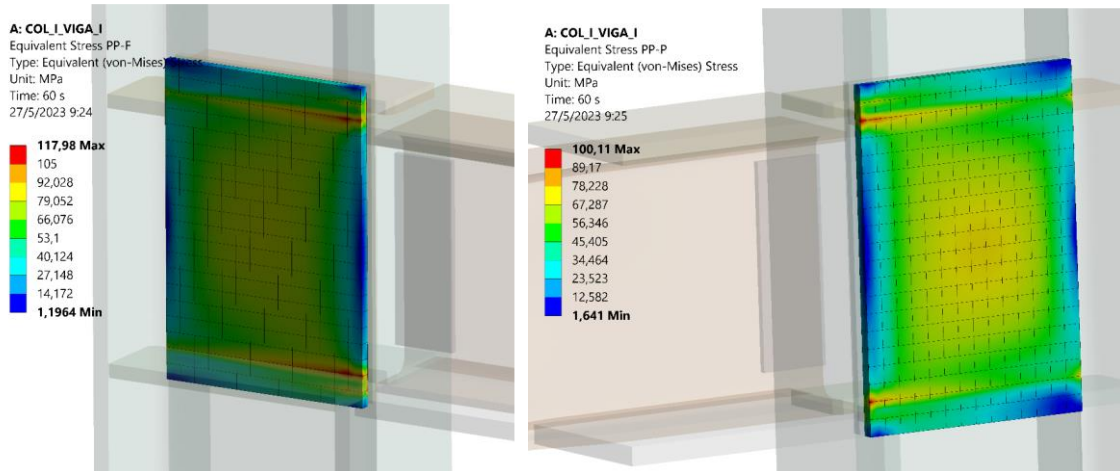


Figura 157 Esfuerzo de Von Mises en PP-F, PPP

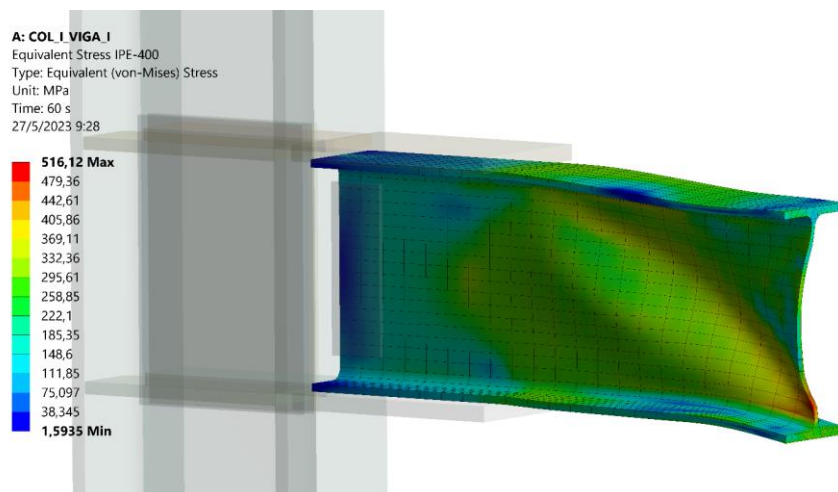
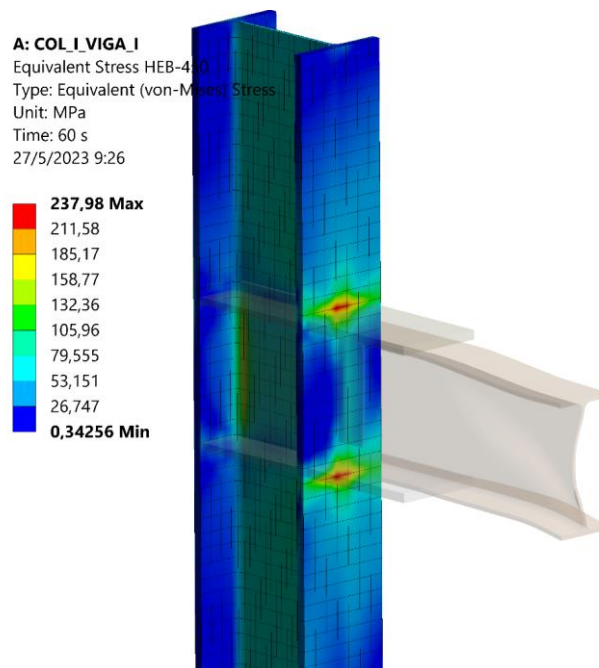


Figura 158. Esfuerzo de Von Mises en HEB-450, IPE-400

Se puede determinar al finalizar el análisis en cada elemento de la conexión que el elemento más crítico que alcanzan la fluencia es la viga IPE-400.

- Esfuerzo Conexión 2A

En la figura 159a se observa un esfuerzo máximo a los 0.02 rad de 377,39 Mpa, mientras tanto en la figura 159b a 0.04 rad el esfuerzo máximo es de 432,57 Mpa, denotando la generación de pandeo local en el alma de la viga.

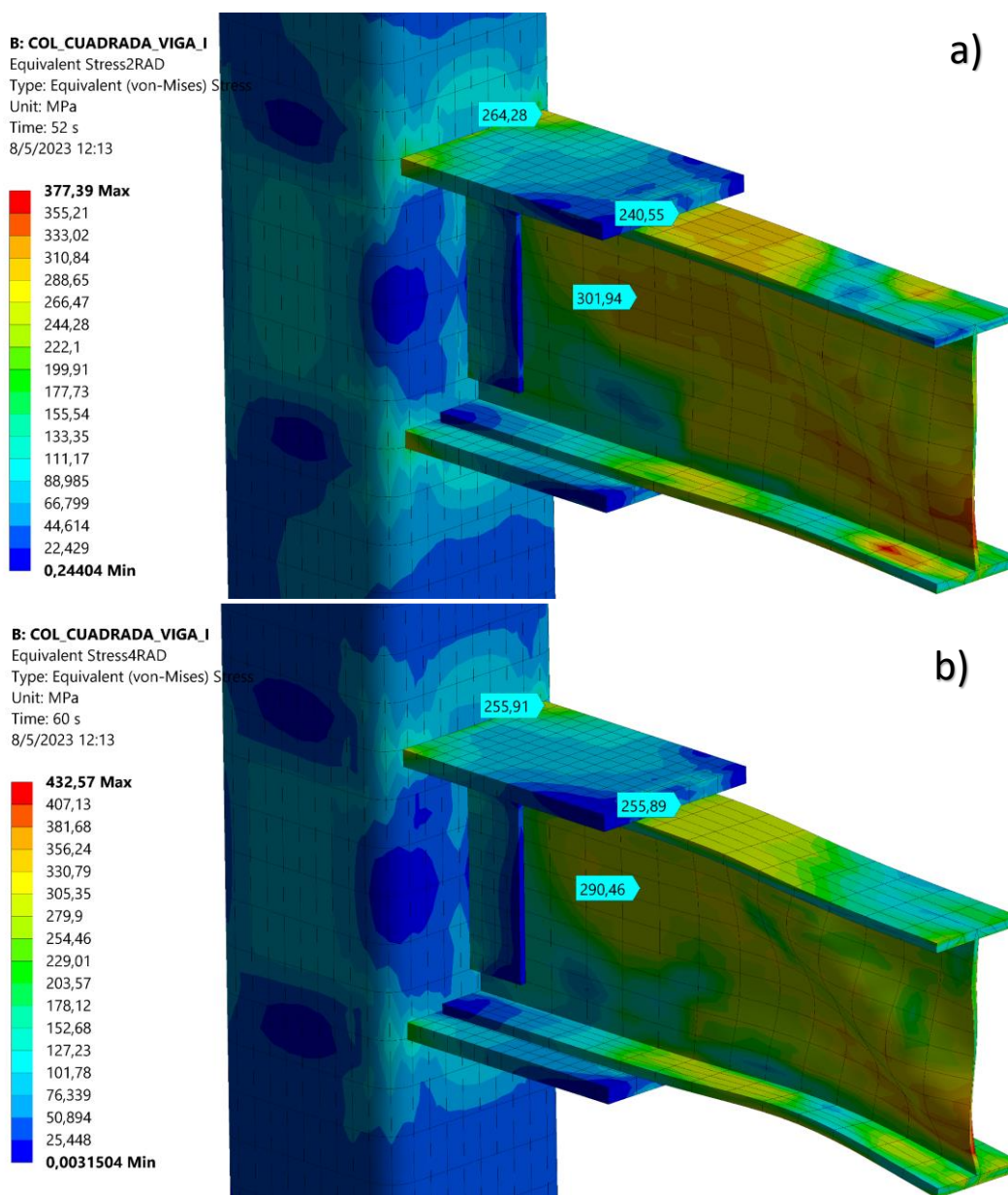


Figura 159 Esfuerzo de Von Mises para conexión 2-A: a) 2rad, b) 4rad

En las siguientes figuras se indican los esfuerzos de Von Mises en cada elemento de la conexión 2A.

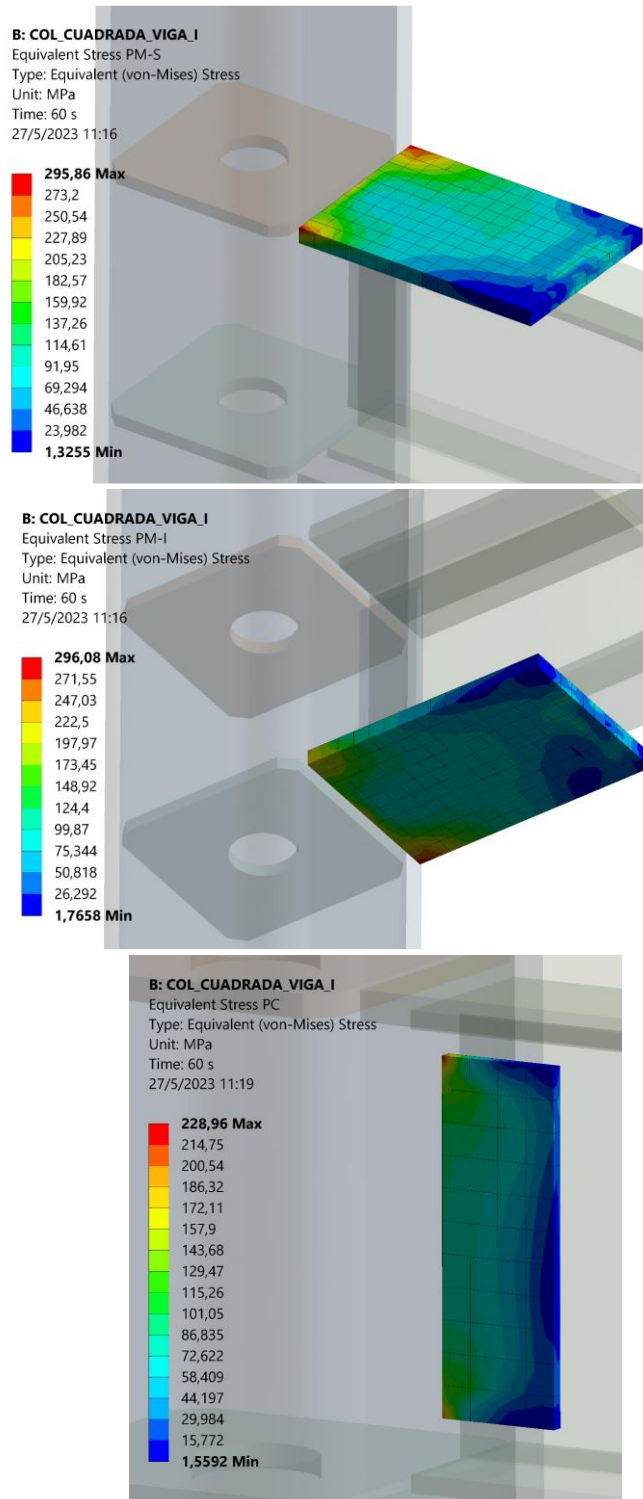


Figura 160. Esfuerzo de Von Mises en PM-S, PM-I, PC



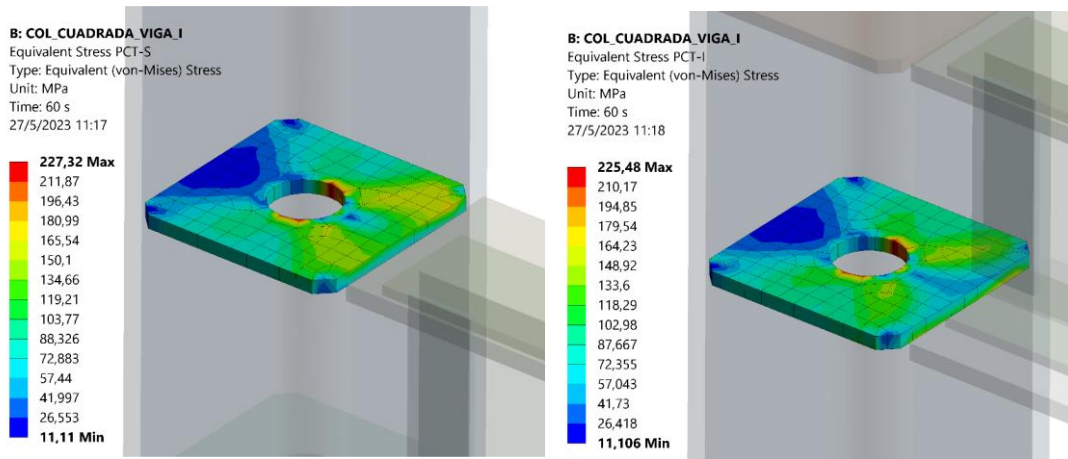


Figura 161. Esfuerzo de Von Mises en PCT-S, PCT-I

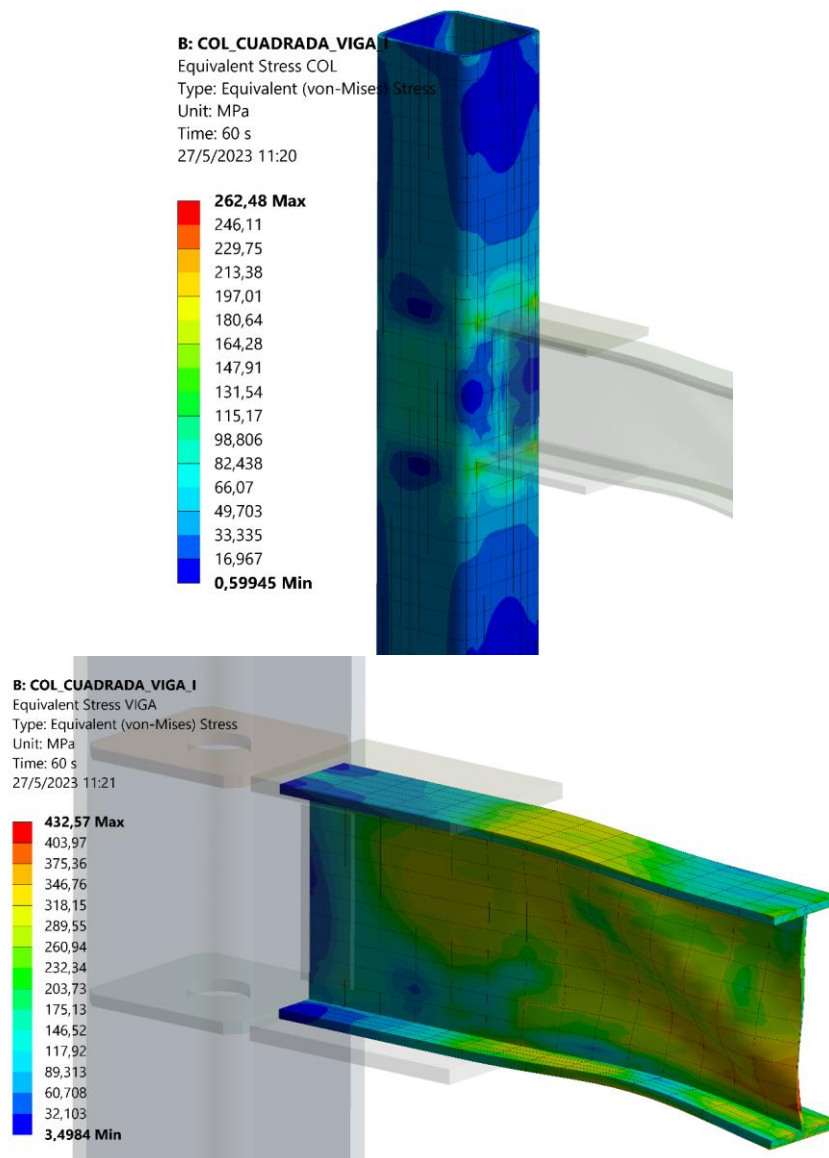


Figura 162. Esfuerzo de Von Mises en Columna y Viga

Se puede determinar al finalizar el análisis en cada elemento de la conexión que el elemento más crítico que alcanzan la fluencia es la viga I 380 x160x15x8mm.

- Esfuerzo Conexión 2B

En la figura 163a se observa un esfuerzo máximo a los 0.02 rad de 417,13 Mpa, mientras tanto en la figura 163b a 0.04 rad el esfuerzo máximo es de 455,90 Mpa, denotando la generación de pandeo local en el alma de la viga.

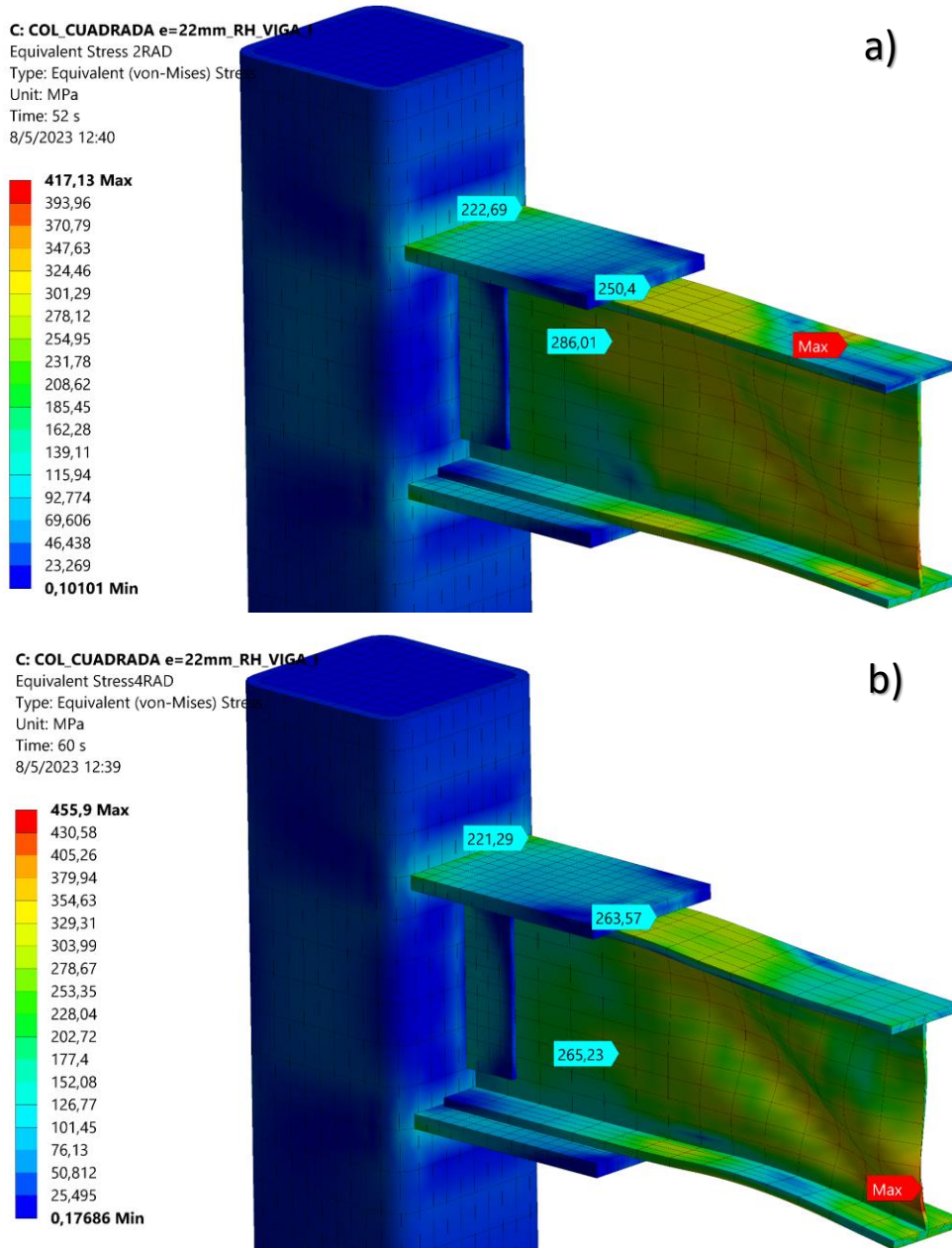


Figura 163 Esfuerzo de Von Mises para conexión 2-B: a) 2rad, b) 4rad

En las siguientes figuras se indican los esfuerzos de Von Mises en cada elemento de la conexión 2B.

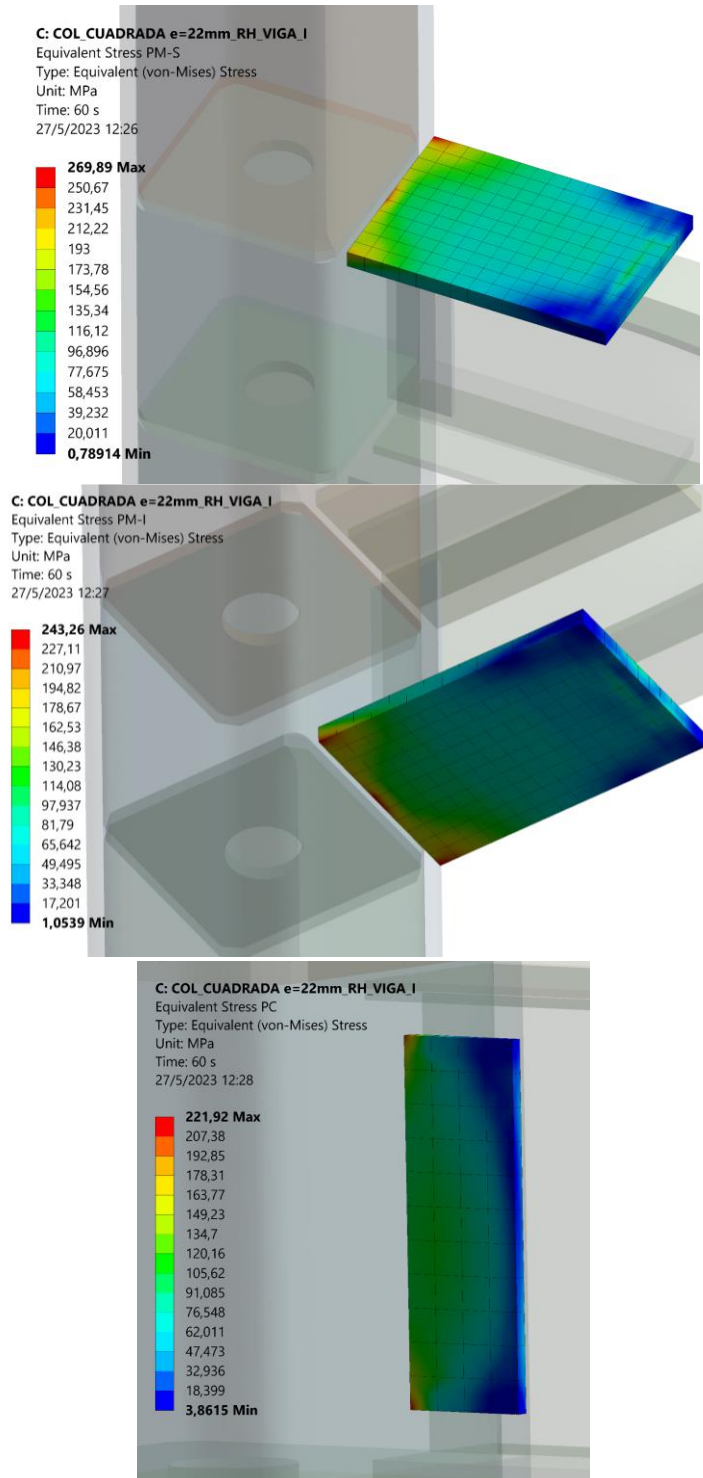


Figura 164 Esfuerzo de Von Mises en PM-S, PM-I, PC

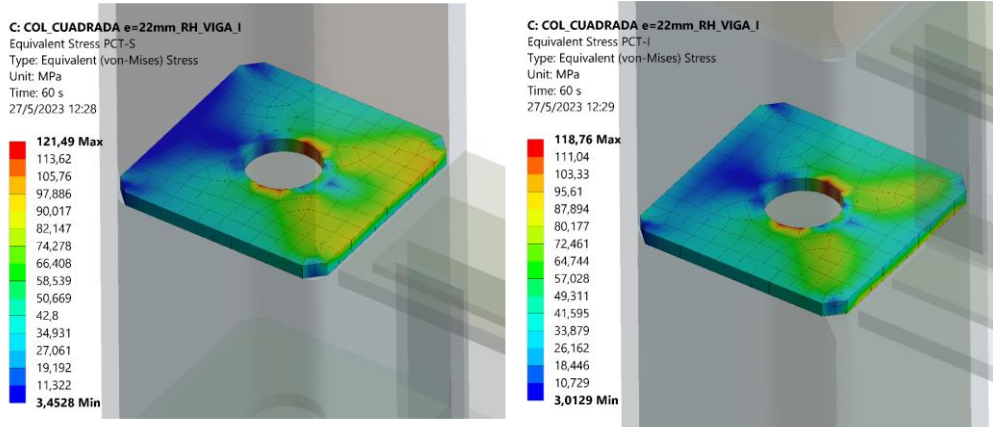


Figura 165 Esfuerzo de Von Mises en PCT-S, PCT-I

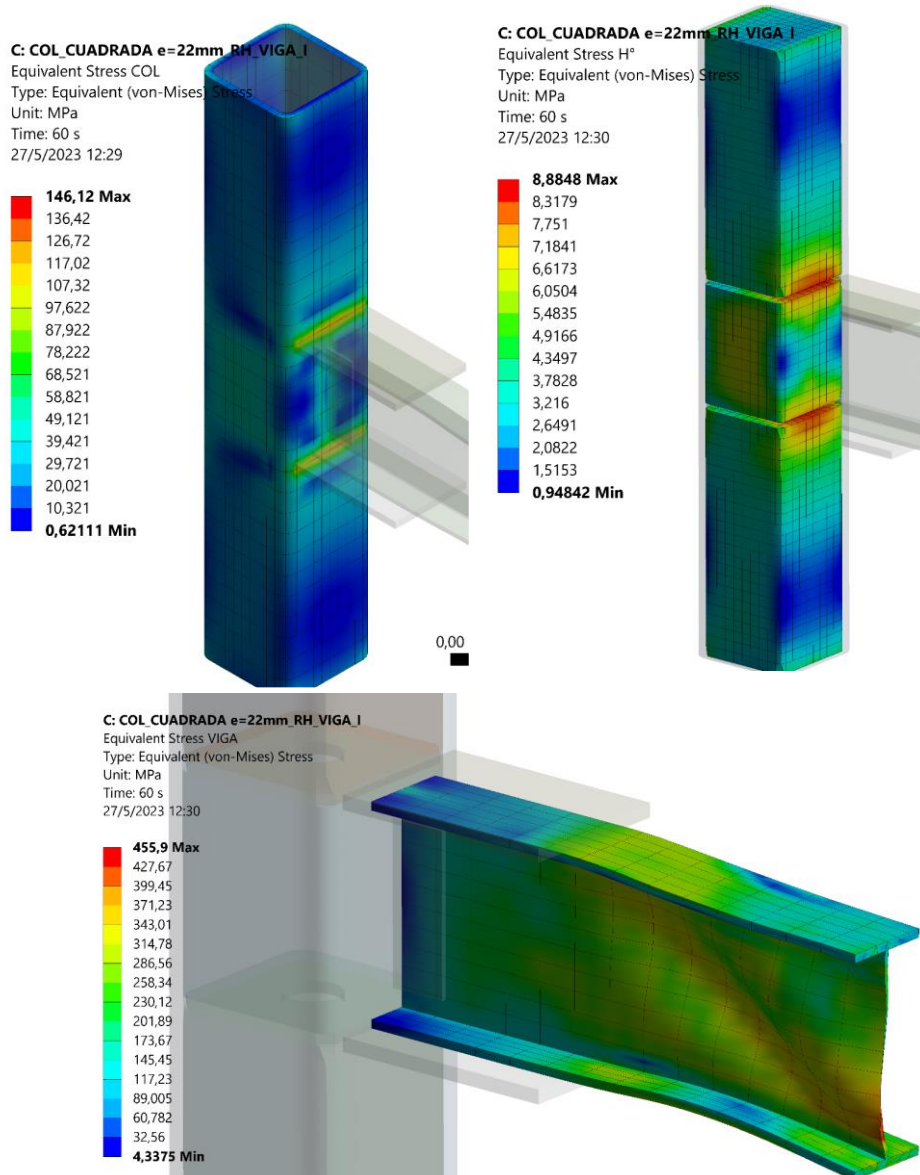


Figura 166 Esfuerzo de Von Mises en Columna, Hormigón, Viga

Se puede determinar al finalizar el análisis en cada elemento de la conexión que el elemento más crítico que alcanzan la fluencia es la viga I 380 x160x15x8mm.

- Esfuerzo Conexión 3A

En la figura 167a se observa un esfuerzo máximo a los 0.02 rad de 369,69 Mpa, mientras tanto en la figura 167b a 0.04 rad el esfuerzo máximo es de 463,28 Mpa, denotando la generación de pandeo local en el alma de la viga.

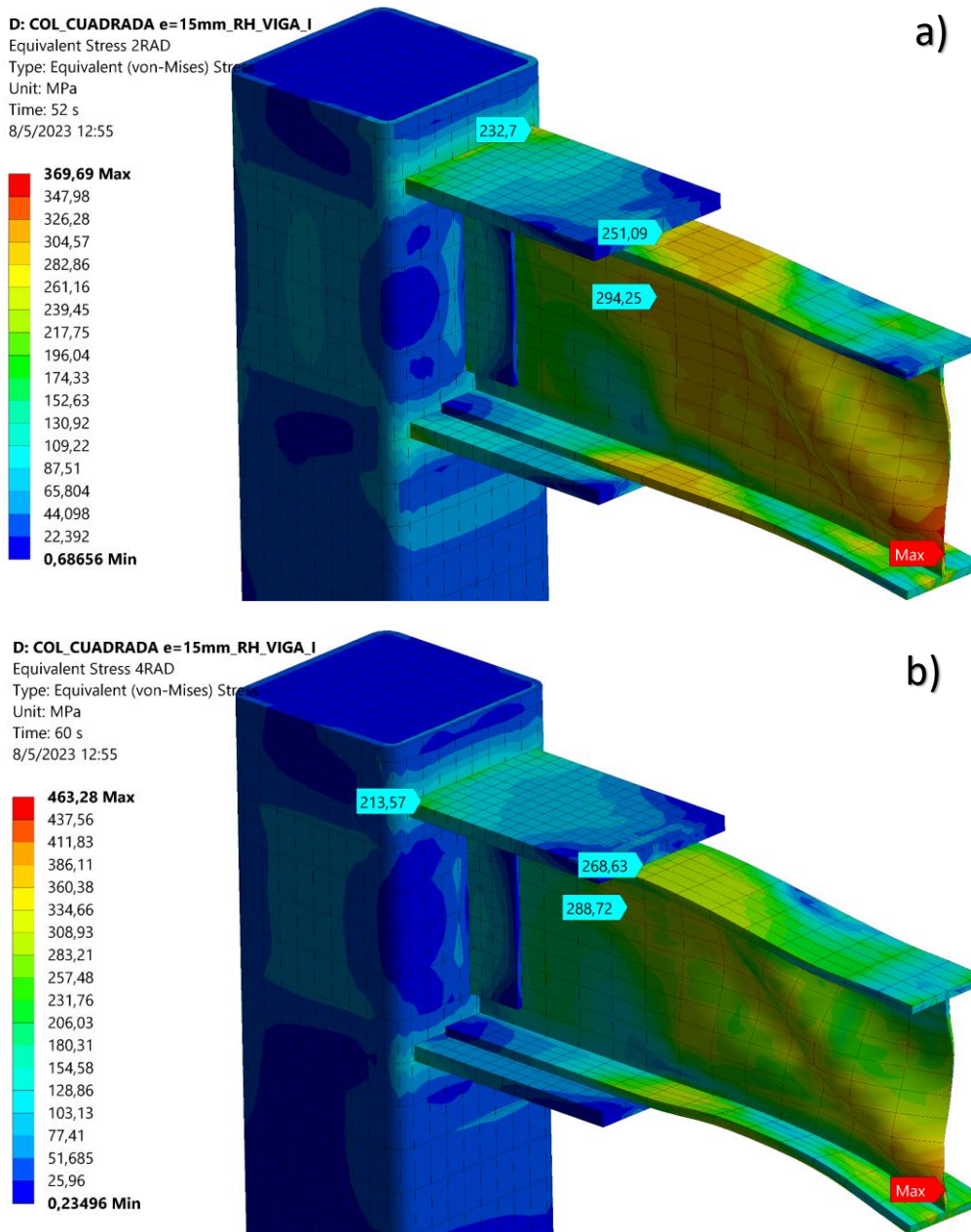


Figura 167 Esfuerzo de Von Mises para conexión 3-A: a) 2rad, b) 4rad

En las siguientes figuras se indican los esfuerzos de Von Mises en cada elemento de la conexión 3A.

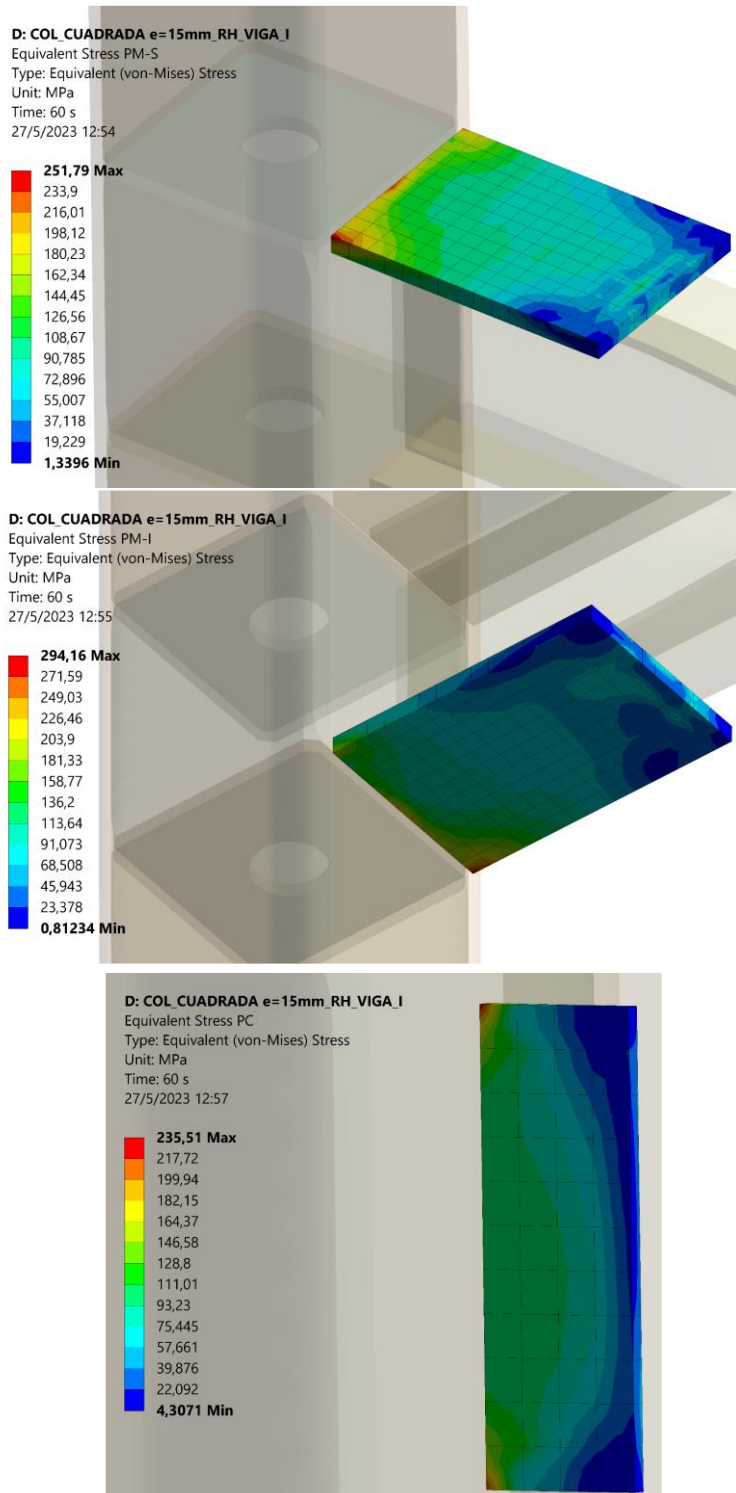


Figura 168. Esfuerzo de Von Mises en PM-S, PM-I, PC

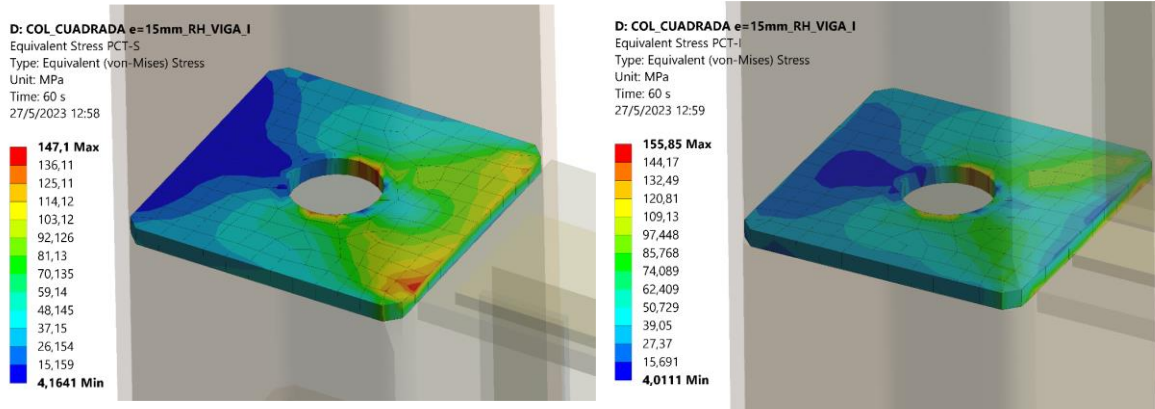


Figura 169 Esfuerzo de Von Mises en PCT-S, PCT-I

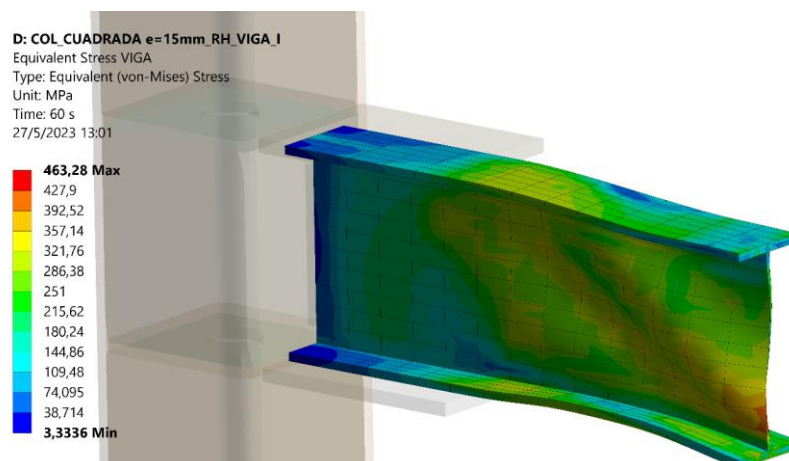
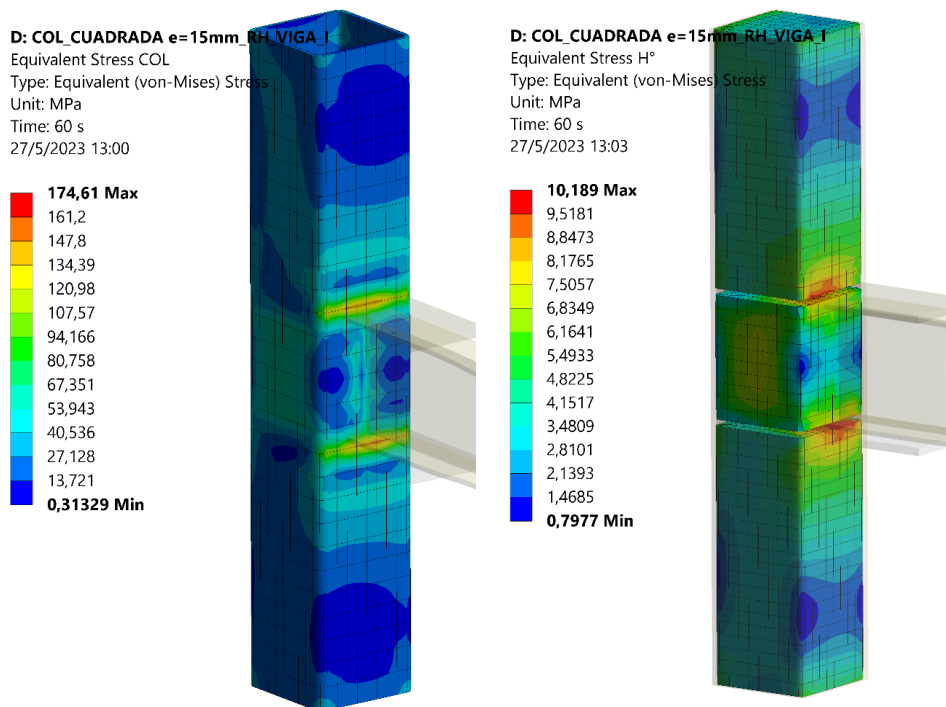


Figura 170 Esfuerzo de Von Mises en Columna, Hormigón, Viga

Se puede determinar al finalizar el análisis en cada elemento de la conexión que el elemento más crítico que alcanzan la fluencia es la viga I 380 x160x15x8mm.

### 5.4.3 DEFORMACIÓN PLÁSTICA DE LAS CONEXIONES

Las deformaciones plásticas en cada conexión se visualizan prácticamente que la zona posterior a la ubicación de las placas de momento son la que están trabajando en el rango inelástico y que prácticamente la zona de protección que se generó con la conexión está protegida y que la rótula se genera sobrepasando el valor de  $rh=40cm$  que nos planteamos en los cálculos analíticos.

Para figura 171a se tiene una deformación unitaria del 20%, para la figura 171b se tiene una deformación de 12%.

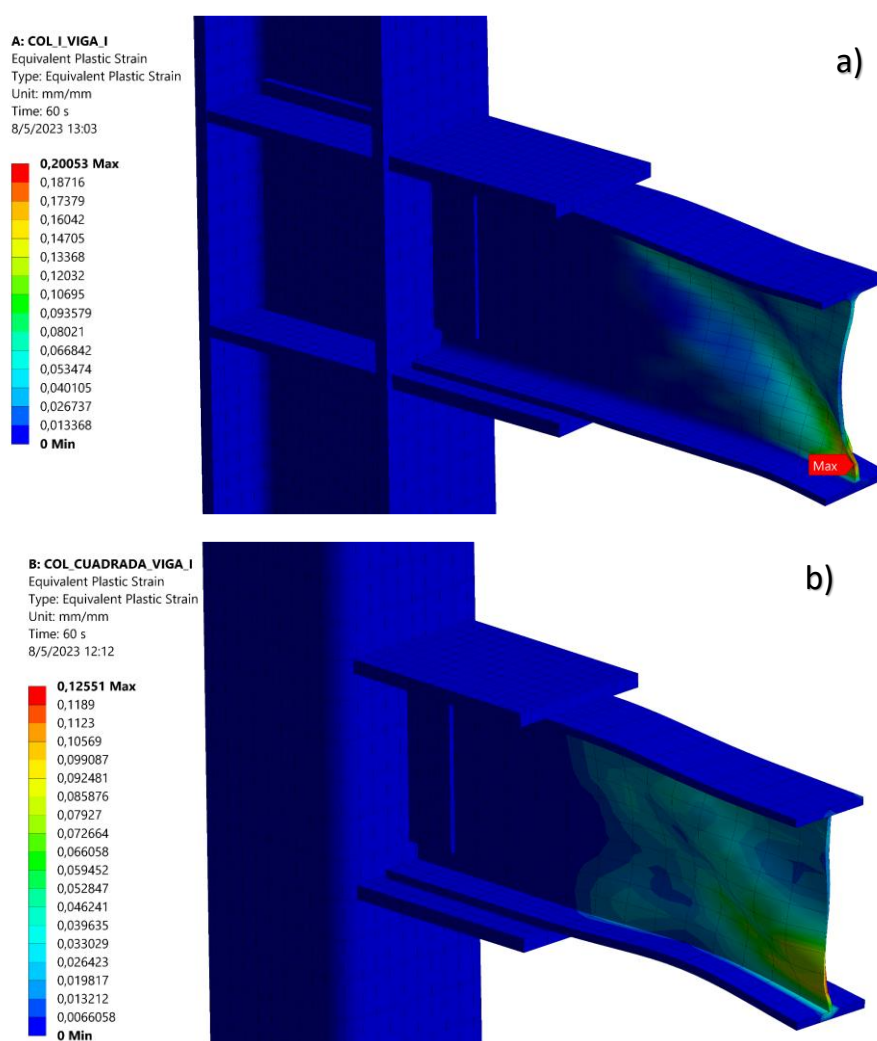


Figura 171. Deformación plástica de conexión a) Conexión 1-A , b) Conexión 2-A



Para la figura 172a una deformación equivalente al 14% y finalmente para la figura 172b una deformación unitaria del 15%.

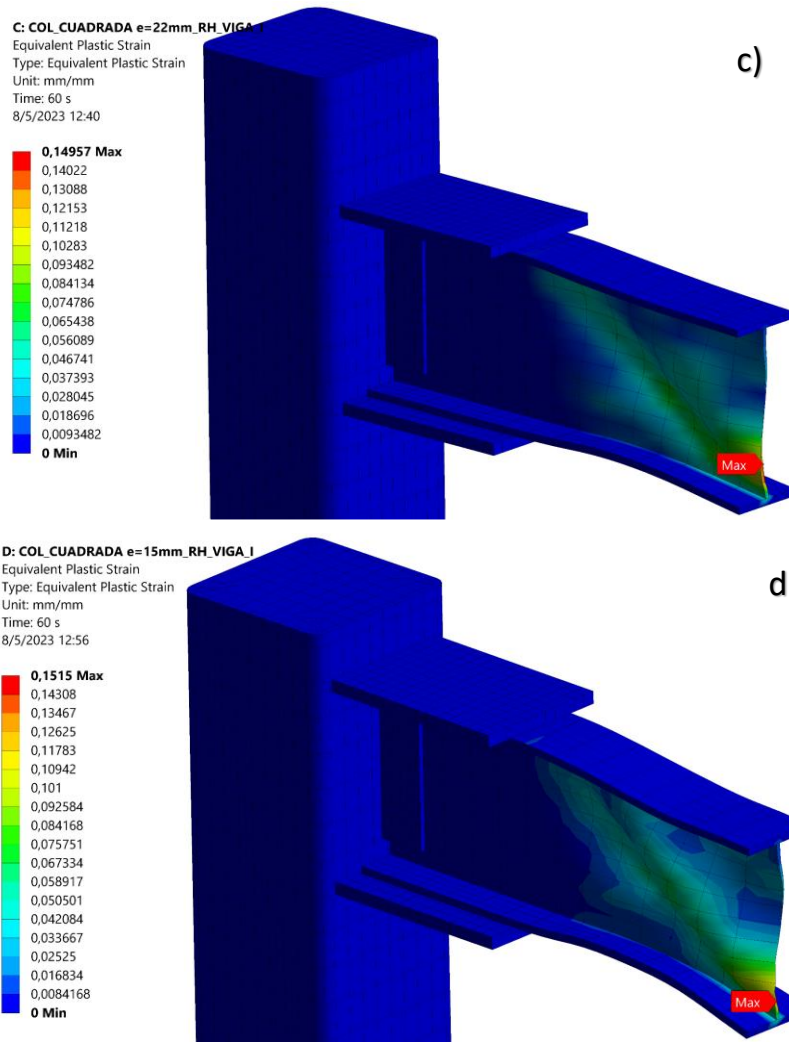


Figura 172 Equivalente plástico de conexiones c) Conexión 2-B, d) Conexión 3-A

## 6. CONCLUSIONES

- Se realizó el diseño de un pórtico para estructura sismorresistente de una edificación, la cual se encuentra conformada por cinco pisos en base a un análisis de pórticos resistente a momentos SMF utilizando para los elementos estructurales vigas y columnas de perfiles laminados tipo I, posteriormente se comprobó la demanda capacidad tanto en el cálculo analítico como en programa de diseño, dándonos resultados iguales por lo que se avala la utilización del programa.
- El proceso de diseño de las alternativas de edificación con perfiles tubulares con relleno y sin rellenos de hormigón se comprobó que la demanda capacidad de las estructuras y las derivas de piso cumplan con la norma NEC-SE-DS y las especificaciones en la que se rige las AISC 360.
- Se pudo determinar que las columnas rellenas de hormigón generan menores derivas inelásticas en comparación con las columnas sin relleno de hormigón esto se debe a la rigidez que genera el concreto dentro de la columna.
- Se priorizó la optimización de los elementos estructurales tanto de columnas y vigas que nos permitan trabajar con dimensiones de menor sección con las que se diseñó el pórtico con perfiles laminados tipo I con ello determinamos una estructura eficiente con menos peso de los elementos estructurales.
- El criterio de columna fuerte viga débil permitió determinar que las columnas no entren en el rango inelástico y que las rótulas plásticas se desarrollen en las vigas y estas a su vez disipen la energía, por lo que las columnas rellenas de hormigón son las más eficaces, ya que en su relación de momentos tenían los valores más altos en comparación con los otros modelos, tanto en perfiles laminados y columna sin relleno de hormigón.
- Para la realización de la conexión se tuvo como base la normativa AISC 358-16, tomando como referencia la conexión precalificada de plancha de ala emperradas (BFP). Al ser nuestra propuesta una conexión soldada, se

extrajeron los análisis de cálculo y dimensionamiento tanto de las placas superior e inferior de los patines y su respectiva placa de cortante de las especificaciones que brinda esta conexión.

- La simulación de las conexiones se realizó en el programa de elementos finitos Ansys en la cual la calidad de la malla se considera para todos los modelos como justa de acuerdo a la evaluación tipo base en la evaluación de tipo Skewness, cabe mencionar que al afinar la malla a mayor número de elementos y nudos la simulación no convergía por lo que se consideró el mallado con estos ajustes.
- El análisis de los esfuerzos de Von Mises determinó que los elementos incursionan en el rango plástico específicamente el ala y los patines de la viga posterior a la zona de donde se encuentran las placas soldadas al patín. Esto se puede evidenciar también en el análisis de deformación plástica el cual nos determina la zona de donde el alma está plastificando a los 0.04 rad.
- Se recomienda a los constructores y al sector del acero con nuestro estudio que las columnas rellenas de hormigón generan una optimización de los elementos estructurales específicamente en el dimensionamiento de los espesores de las columnas tubulares, pero no generan un mayor aporte al tipo de conexión con placas soldadas que evaluamos ya que el desarrollo de las rotulas plásticas por la forma misma de la conexión se desarrollan posterior a las placas soldadas.
- La evaluación de las conexiones determinó que mediante el análisis del diagrama de histéresis en los diferentes tipos de conexión todas las conexiones a los 0.04 radianes no cumple con el criterio de resistencia a la flexión y es menor al 80 % del momento plástico  $M_p$ . Por otro lado, se visualiza que a los 0.02 radianes supera el valor del 80 % del momento probable, por lo que se concluye que este tipo de conexiones con placa soldada tanto en el patín como en el alma se puede validar para una edificación tipo de pórticos intermedios (IMF) la cual sería óptima para zonas de moderada sismicidad.

## 7. RECOMENDACIONES

- Es importante generar ensayos de probetas tipo para generar una información la cual avale que el diagrama de esfuerzo deformación tanto del acero A-36 y el hormigón  $f'c=240\text{kg/cm}^2$  sean óptimos, ya que para la recolección de información para el presente estudio se evaluó algunas alternativas que consideramos optimas; pero que llevan a una incertidumbre en el resultado final de los análisis.
- Se recomienda que en una futura investigación se contrasten los resultados aquí obtenidos con la simulación de elementos finitos en la evaluación de las conexiones, construyendo el prototipo a escala real de la columna rellena de hormigón y realizando los ensayos correspondientes, ya que esta tiene altas prestaciones para que se garantice la utilización en el mercado local satisfaciendo las necesidades constructivas en las edificaciones.

## REFERENCIAS

- [1] M. Arnal, «Tensiones y deformaciones en conexiones viga-columna con perfiles tubulares rectangulares sin relleno de concreto mediante soldadura directa, empleando el programa de análisis por elementos finitos Ansys R.17,» [TFG] UCAB. En <http://biblioteca2.ucab.edu.ve/anexos/biblioteca/marc/texto/AAT6499.pdf>, 2017.
- [2] A. Lugo y B. Botello, «Simulación numérica de conexiones metálicas trabe-columna por el método de los elementos finitos,» *Jóvenes en la Ciencia*, vol. 2, nº 1, pp. 985-989, 2016.
- [3] S. Vinnakota, Estructuras de acero, comportamiento y LRFD, Boston: McGraw-Hill, 2006.
- [4] G. Valencia, Estructuras de acero. Introducción al diseño, Bogotá: Universidad Nacional de Colombia, 2006.
- [5] S. Bowen, «Estudio del comportamiento de la conexión viga columna precalificada de ala soldada sin refuerzo y alma soldada (WUF-W) en un edificio de estructura metálica,» [TFG] UG. En <http://repositorio.ug.edu.ec/handle/redug/49508>, 2020.
- [6] S. De Naridin y A. El Debs, «An experimental study of connections between I-beams and concrete filled steel tubular columns,» *Steel and Composite Structures*, pp. 1-14, 2004.
- [7] J. McCormac y S. Csernak, Diseño de estructuras de acero, México: Alfaomega, 2013.
- [8] G. Valencia, Diseño básico de estructuras de acero de acuerdo con NSR-10, Bogotá: Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería, 2010.
- [9] F. Clavijo, «Desarrollo de software para diseño de conexiones en estructuras de acero bajo las especificaciones del AISC,» [TFM] Universidad Nacional de Colombia. En <https://repositorio.unal.edu.co/bitstream/handle/unal/57191/1020746215.2016.pdf?sequence=1&isAllowed=y>, 2016.
- [10] Alacero, «Especificación para construcciones de acero,» Asociación Latinoamericana del Acero, 2016.
- [11] AISC, «Specification for Structural Steel Buildings,» American Institute of Steel Construction, Chicago, 2016.
- [12] H. Jaramillo y W. Meneses, «Análisis mediante el método de elementos finitos de conexión a momento tipo platabanda extendida,» *Revista RETAKVN*, vol. 1, nº 1, pp. 123-133, 2008.
- [13] R. Torres, E. Núñez y R. Herrera, «Desempeño sísmico de conexiones a momento tipo end-plate en sistemas estructurales a momento con columnas tubulares HSS y vigas de alma abierta,» de *JIFI. Jornadas de investigación. Encuentro Académico Industrial*, 2018.

- [14] E. Tapia, A. Flores, H. Guerrero y M. Chávez, «Comportamiento experimental de conexiones de marcos de acero ante demandas sísmicas,» *REvista de Ingeniería Sísmica*, nº 103, pp. 37-55, 2020.
- [15] S. Loges, «Importancia de las conexiones en el comportamiento sismorresistente de edificaciones aporticadas de acero estructural,» de *XI Congreso Venezolano de Sismología e Ingeniería Sísmica*, Caracas, 2017.
- [16] F. Crisafulli, *Diseño sismorresistente de construcciones de acero*, Mendoza: Alacero, 2018.
- [17] M. Gallegos, E. Núñez y R. Herrera, «Desempeño sísmico de nudos en pórticos de acero a momento con columnas tubulares considerando efectos bidireccionales,» de *XII Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Sísmica ACHISINA 2019*, Valdivia, 2019.
- [18] A. Elghazouli y J. Packer, «Seismic design solutions for connections to tubular members,» *Steel Construction*, vol. 7, nº 2, pp. 73-83, 2014.
- [19] I. Garavito y N. León, «Simulación de conexión viga columna con secciones tubulares de acero en lámina delgada con nudo relleno de mortero,» Universidad La Salle. En [https://ciencia.lasalle.edu.co/cgi/viewcontent.cgi?article=1892&context=ing\\_civil](https://ciencia.lasalle.edu.co/cgi/viewcontent.cgi?article=1892&context=ing_civil), 2020.
- [20] AISC, «ANSI/AISC 341-16. Seismic Provisions for Structural Steel Buildings,» American Institute of Steel Construction, Chicago, 2016.
- [21] M. Fadden y J. McCormick, «HSS-to-HSS seismic moment connection performance and design,» *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 101, pp. 373-384, 2014.
- [22] L. Otero, «Aprendiendo sobre el método de los elementos finitos,» *Ingeniería Mecánica*, nº 3, pp. 7-17, 2006.
- [23] J. Celugüeta, *Método de los elementos finitos para análisis estructural*, España: Tecnum, 2011.
- [24] J. Argyris y S. Kelsey, «Energy Theorems and Structural Analysis,» *Aircraft Engineering*, 1954.
- [25] T. M., R. Clough, H. Martin y L. Topp, «Stiffness and Deflection Analysis of Complex Structures,» *Aeronautical Sciences*, vol. 23, nº 9, pp. 805-823, 1956.
- [26] O. Zienkiewicz, *El método de los elementos finitos*, Barcelona: Editorial Reverté, 2010.
- [27] C. García, «Calificación de conexiones de perfiles I de acero - viga conectada al eje débil de la columna,» [TFM] Universidad Nacional de Colombia. En <http://www.bdigital.unal.edu.co/49151/>, 2015.
- [28] Martínez, C (2023). Comportamiento de la conexión precalificada placas apernadas al alma y al ala (BFP) con columna tipo tubular aplicada en pórticos resistentes a momento. Tesis de Cuarto Nivel de Magister en Ingeniería Civil con Mención en Estructuras Metálicas. Universidad Técnica de Ambato.