

**UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA**  
**ESCUELA DE POSTGRADO**  
**MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN EN**  
**ESTRUCTURAS**



**DISEÑO POR DESEMPEÑO SÍSMICO EN PÓRTICOS ESPECIALES  
RESISTENTE A MOMENTO CON CONEXIONES VIGA-COLUMNA  
METÁLICAS EMPLEANDO DIAFRAGMAS EXTERNOS PARA ZONAS  
DE ALTA SISMICIDAD, LIMA, 2021.**

**TESIS**

**Presentada por:**

**Bach. Jonathan HERNÁNDEZ MARQUINA**

**ORCID: 0009-0004-4198-2132**

**Asesor:**

**Mag. José Martín VELÁSQUEZ VARGAS**

**ORCID: 0000-0002-6338-7455**

**Para Obtener el Grado Académico de:**

**MAESTRO EN INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN EN  
ESTRUCTURAS**

**TACNA – PERÚ**

**2023**



**UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA**  
**ESCUELA DE POSTGRADO**  
**MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN EN**  
**ESTRUCTURAS**



**DISEÑO POR DESEMPEÑO SÍSMICO EN PÓRTICOS ESPECIALES  
RESISTENTE A MOMENTO CON CONEXIONES VIGA-COLUMNA  
METÁLICAS EMPLEANDO DIAFRAGMAS EXTERNOS PARA ZONAS  
DE ALTA SISMICIDAD, LIMA, 2021.**

**TESIS**

**Presentada por:**

**Bach. Jonathan HERNÁNDEZ MARQUINA**

**ORCID: 0009-0004-4198-2132**

**Asesor:**

**Mag. José Martín VELÁSQUEZ VARGAS**

**ORCID: 0000-0002-6338-7455**

**Para Obtener el Grado Académico de:**

**MAESTRO EN INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN EN  
ESTRUCTURAS**

**TACNA – PERÚ**

**2023**

**UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA**  
**ESCUELA DE POSTGRADO**  
**MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN EN**  
**ESTRUCTURAS**

**Tesis**

**“DISEÑO POR DESEMPEÑO SÍSMICO EN PÓRTICOS ESPECIALES  
RESISTENTE A MOMENTO CON CONEXIONES VIGA-COLUMNA  
METÁLICAS EMPLEANDO DIAFRAGMAS EXTERNOS PARA ZONAS  
DE ALTA SISMICIDAD, LIMA, 2021.”**

**Presentada por:**

**Bach. Jonathan HERNÁNDEZ MARQUINA**

**Tesis sustentada y aprobada el 14 de Julio del año dos mil veintitrés; ante el  
siguiente jurado examinador:**

**PRESIDENTE: Dr. Pedro Valerio MAQUERA CRUZ**

**SECRETARIO: Mtra. Dina Marlene COTRADO FLORES**

**VOCAL: Mtro. Edgar Hipólito CHAPARRO QUISPE**

**ASESOR: Mag. José Martin VELÁSQUEZ VARGAS**

## **DECLARACIÓN JURADA DE ORIGINALIDAD**

Yo, **Jonathan HERNÁNDEZ MARQUINA**, en calidad de: Maestrando, de la **MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN EN ESTRUCTURAS**, de la Escuela de Postgrado de la Universidad Privada de Tacna, identificado con Carnet de extranjería N° 002106355.

Soy autor de la tesis titulada:

**“DISEÑO POR DESEMPEÑO SÍSMICO EN PÓRTICOS ESPECIALES RESISTENTE A MOMENTO CON CONEXIONES VIGA-COLUMNA METÁLICAS EMPLEANDO DIAFRAGMAS EXTERNOS PARA ZONAS DE ALTA SISMICIDAD, LIMA, 2021.”**

DECLARO BAJO JURAMENTO

Ser el único autor del texto entregado para obtener el grado académico de maestro en ingeniería civil con mención en estructuras, y que tal texto no ha sido entregado ni total ni parcialmente para obtención de un grado académico en ninguna otra universidad o instituto, ni ha sido publicado anteriormente para cualquier otro fin.

Así mismo, declaro no haber trasgredido ninguna norma universitaria con respecto al plagio ni a las leyes establecidas que protegen la propiedad intelectual.

Declaro, que después de la revisión de la tesis con el software Turnitin se declara 25% de similitud, además que el archivo entregado en formato PDF corresponde exactamente al texto digital que presento junto al mismo.

Por último, declaro que para la recopilación de datos se ha solicitado la autorización respectiva a la empresa u organización, evidenciándose que la información presentada es real y soy conocedor de las sanciones penales en caso de infringir las leyes del plagio y de falsa declaración, y que firmo la presente con pleno uso de mis facultades y asumiendo todas las responsabilidades de ella derivada.

Por lo expuesto, mediante la presente asumo frente a LA UNIVERSIDAD cualquier responsabilidad que pudiera derivarse por la autoría, originalidad y veracidad

del contenido de la tesis, así como por los derechos sobre la obra o invención presentada. En consecuencia, me hago responsable frente a LA UNIVERSIDAD y a terceros, de cualquier daño que pudiera ocasionar, por el incumplimiento de lo declarado o que pudiera encontrar como causa del trabajo presentado, asumiendo todas las cargas pecuniarias que pudieran derivarse de ello en favor de terceros con motivo de acciones, reclamaciones o conflictos derivados del incumplimiento de lo declarado o las que encontrasen causa en el contenido de la tesis, libro o invento.

De identificarse fraude, piratería, plagio, falsificación o que el trabajo de investigación haya sido publicado anteriormente; asumo las consecuencias y sanciones que de mi acción se deriven, sometiéndome a la normatividad vigente de la Universidad Privada de Tacna.

**Lugar y fecha:** Tacna, 14 de julio 2023



---

**Jonathan HERNÁNDEZ MARQUINA**

**C.E. 002106355**

## **Dedicatória**

Primero quiero agradecer a Dios, por permitirme vivir la experiencia de realizar esta maestría y mantenerme con salud para poder desarrollarlo satisfactoriamente

A mis hijos, por todo su apoyo amor y comprensión quienes fueron la motivación e inspiración para culminar esta tesis.

A mi madre y hermanos por su abnegada preocupación por el bienestar de la familia, quienes siempre estuvieron a mi lado, brindándome todo su cariño y apoyo incondicional que siempre me han demostrado.

## **Agradecimiento**

A la Universidad Privada de Tacna, y a sus docentes, por brindarme sus conocimientos sin ningún pretexto y por estar siempre dispuestos a ayudarme en todo momento.

A mi asesor, el Mag. Ing. José Martín Velásquez Vargas por su valiosa ayuda, sus consejos y colaboración en todo momento durante el desarrollo de la presente tesis.

Al ingeniero Dr. Eduardo Núñez Castellanos por sus aportes y sus orientaciones.

Al ingeniero Mag. Cristian Ramírez Ortiz por sus aportes y sus orientaciones.

## Índice de Contenidos

Carátula de la Tesis.....	i
Página de Respeto.....	ii
Carátula Interior.....	iii
Página del Jurado.....	iv
Página de Declaración de Originalidad.....	v
Página de Dedicatoria.....	vii
Página de Agradecimientos.....	viii
Índice de Contenidos.....	ix
Índice de Tablas.....	xii
Índice de Figuras.....	xiii
Resumen.....	xvi
Abstract.....	xvii
Introducción .....	18
Capítulo I: El Problema.....	20
1.1 Planteamiento del Problema.....	20
1.2 Formulación del Problema .....	22
<i>1.2.1 Interrogante Principal</i> .....	22
<i>1.2.2 Interrogantes Secundarias</i> .....	22
1.3 Justificación de la Investigación .....	23
1.4 Objetivos de la Investigación .....	24
<i>1.4.1 Objetivo General</i> .....	24
<i>1.4.2 Objetivos Específicos</i> .....	24
Capítulo II: Marco Teórico .....	25
2.1 Antecedentes de la Investigación .....	25
<i>2.1.1 Antecedentes Internacionales</i> .....	25
<i>2.1.2 Antecedentes Nacionales</i> .....	27
2.2 Bases Teóricas.....	29
<i>2.2.1 Conexiones de Acero</i> .....	30

2.2.2 Diagrama de Tensión – Deformación del Acero Estructural .....	34
2.2.3 Pórticos Especiales a Momento (SMF) .....	36
2.2.4 Modelos de Componentes de Rotulas Concentrados .....	41
2.2.5 Parámetros de Modelado de Componentes y Criterios de Aceptación (rótulas plásticas).....	42
2.2.6 Comportamiento de Conexiones en Pórticos Estructurales de Acero .....	46
2.2.7 El diseño por Desempeño de Edificaciones .....	53
2.2.8 Método de Elementos Finitos.....	55
2.2.9 Fluencia y Criterios de Falla.....	56
2.2.10 Pandeo Local en Secciones de Acero .....	57
2.2.11 La Técnica del Pushover.....	59
2.2.12 Especificaciones Para Vigas y Columnas. Relación Ancho-Espesor .....	61
2.2.13 Columnas de Sección Tubular .....	62
2.2.14 Método del Espectro/Capacidad Según el ATC-40 .....	64
2.2.15 Fundamentos de la Soldadura .....	66
2.3 Definición de Conceptos .....	66
Capítulo III: Marco Metodológico .....	70
3.1 Hipótesis.....	70
3.1.1 Hipótesis General .....	70
3.1.2 Hipótesis Específicas .....	70
3.2 Operacionalización de Variables.....	71
3.2.1 Identificadores de la variable independiente .....	71
3.2.1.1 Indicadores.....	71
3.2.2 Identificadores de la variable dependiente .....	71
3.2.2.1 Indicadores.....	71
3.3 Tipo de Investigación .....	71
3.4 Nivel de Investigación.....	71
3.5 Diseño de Investigación .....	71
3.6 Ámbito y Tiempo Social de la Investigación .....	72
3.7 Población y Muestra.....	72
3.7.1 Población.....	72
3.7.2 Muestra .....	73
3.8 Procedimiento, Técnicas e Instrumentos.....	73
3.8.1 Procedimiento .....	73
3.8.2 Técnicas .....	74
3.8.3 Instrumentos.....	76

3.9 Operacionalización de Variables.....	77
Capítulo IV: Resultados .....	78
4.1 Análisis del Edificio Prototipo de Cinco Niveles.....	78
4.1.1 Información General del Modelo.....	78
4.1.2 Combinaciones de Carga.....	81
4.1.3 Definición de Cargas Gravitacionales .....	82
4.1.4 Fuerzas Dinámicas .....	83
4.1.5 Parámetros Para el Análisis Estructural.....	85
4.2. Diseño de Elementos Estructurales Pertenecientes al Sistema SMF.....	88
4.2.1 Diseño Sismorresistente de Vigas.....	89
4.2.2 Diseño Sismorresistente de Columnas.....	94
4.3. Diseño de Conexión Columna “Box” / Viga “I” Utilizando Planchas End-Plate.....	103
4.4. Evaluación de la Respuesta Inelástica Para la Conexión Propuesta.....	105
4.4.1. Interpretación de los Resultados Obtenidos en el Análisis (IDEA StatiCa) .....	108
4.5. Validación Numérica de la Conexión Bajo la Aplicación del Software ANSYS .....	117
4.5.1 Tipos de Elementos .....	120
4.5.2 Definición del Mallado .....	122
4.5.3 Propiedades Mecánicas de los Materiales .....	123
4.5.4. Pre-tensionamiento de Pernos.....	127
4.5.5 Contacto Entre Elementos .....	129
4.5.6. Condiciones de Borde.....	131
4.5.7 Sistemas de Cargas.....	132
4.5.8. Comportamiento Histerético.....	134
4.5.9. Mecanismo de Plastificación .....	135
4.6. Respuesta del Edificio Prototipo Ante un Análisis Estático no Lineal (pushover).....	141
4.7. Comparación de la Influencia del Aporte de Rigidez Conexión Pórticos “SMF” .....	150
4.8. Prueba Estadística .....	151
Conclusiones .....	154
Recomendaciones.....	158
Referencias.....	160
Anexo A.....	166
Anexo B .....	181
Anexo C .....	187
Apéndice .....	193

## Índice de Tablas

<b>Tabla 1</b> <i>Resumen de Resultados Numéricos y Experimentales</i> .....	48
<b>Tabla 2</b> <i>Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos</i> .....	76
<b>Tabla 3</b> <i>Operacionalización de las Variables</i> .....	77
<b>Tabla 4</b> <i>Propiedades Nominales de los Aceros Utilizados Para el Diseño</i> .....	79
<b>Tabla 5</b> <i>Propiedades Nominales del Concreto Utilizados Para el Diseño</i> .....	79
<b>Tabla 6</b> <i>Parámetros Sísmicos Según la NTP E 0.30</i> .....	83
<b>Tabla 7</b> <i>Análisis Sísmico y Parámetros de Diseño, Según la NTP E 0.30</i> .....	85
<b>Tabla 8</b> <i>Límites de Distorsiones de Entrepiso Según la Norma NTP E. 030</i> .....	86
<b>Tabla 9</b> <i>Secciones Finales de los Elementos Estructurales</i> .....	88
<b>Tabla 10</b> <i>Comparación Entre Periodos Fundamentales (Idea Statica)</i> .....	116
<b>Tabla 11</b> <i>Comparación Entre Derivas Inelásticas (Idea Statica)</i> .....	117
<b>Tabla 12</b> <i>Propiedades Mecánicas Obtenidas del Ensayo de Probetas Planas de Espesor 12mm</i> .....	124
<b>Tabla 13</b> <i>Propiedades Mecánicas de los Pernos de Acero ASTM A490</i> .....	124
<b>Tabla 14</b> <i>Relación Constitutiva Para el Acero ASTM A36</i> .....	125
<b>Tabla 15</b> <i>Relación Constitutiva Para el Acero ASTM A490</i> .....	126
<b>Tabla 16</b> <i>Comparación Entre Periodos Fundamentales (ANSYS)</i> .....	142
<b>Tabla 17</b> <i>Comparación Entre Derivas Inelásticas (ANSYS)</i> .....	143
<b>Tabla 18</b> <i>Data Para Prueba Estadística</i> .....	152
<b>Tabla 19</b> <i>Resumen de Prueba Estadística</i> .....	153

## Índice de Figuras

<b>Figura 1</b> Clasificación de Conexión Según su Rigidez.....	31
<b>Figura 2</b> a) Conexiones Simples (0%). b) Conexiones Rígidas (100%). c) Conexiones Semirrígidas (50%). d) Conexiones Semirrígidas (75%) .....	32
<b>Figura 3</b> Capacidad Última para Uniones con Diafragmas Externos y Columna Circular CHS .....	33
<b>Figura 4</b> Capacidad Última para Uniones con Diafragmas Externos y Columna Cuadrada RHS.....	34
<b>Figura 5</b> Tensión / Deformación .....	35
<b>Figura 6</b> Ensayo de Tracción .....	36
<b>Figura 7</b> Mecanismo Idealizado para Pórticos con Rotulas Plásticas .....	37
<b>Figura 8</b> Mecanismo Idealizado para Pórticos con Entrepiso Débil.....	37
<b>Figura 9</b> Propuesta de Conexiones para Pórticos de Siete, Doce y Veinte Pisos.....	38
<b>Figura 10</b> Carga Biaxial Sobre el Sistema y el Protocolo de Carga Normativo .....	39
<b>Figura 11</b> Descripción General del Sistema Típico de Marco de Momento en Acero ...	40
<b>Figura 12</b> Subensamblaje de Viga a Columna de Acero.....	41
<b>Figura 13</b> Descripción General de un Pórtico de Momento de Acero Típico, que Muestra Idealización del Modelo de la Línea Central de la Rótula.....	42
<b>Figura 14</b> Definición de Rótulas .....	44
<b>Figura 15</b> Curva Backbone para Modelos Histeréticos.....	45
<b>Figura 16</b> Curva de Histéresis Envolvente.....	46
<b>Figura 17</b> Presencia de Plastificación en la Conexión Según AISC 358.....	48
<b>Figura 18</b> Dimensiones e Instrumentación Para el Modelo “EP-HSS” .....	49
<b>Figura 19</b> Protocolo de Carga Aplicado por el Actuador .....	49
<b>Figura 20</b> Curvas de Histéresis Momento Normalizado-Rotación para el Nudos-1B....	50
<b>Figura 21</b> Tensiones y Deformaciones Máximas Plásticas Para el Nudo 1B.....	51
<b>Figura 22</b> Rigidez Inicial ( $K_0$ ), Tangente ( $K_t$ ) y Secante ( $K_s$ ) del Sistema.....	51
<b>Figura 23</b> Matriz de Rigidez Parte del Elemento Elástico.....	52
<b>Figura 24</b> Curva de Histéresis Inicial.....	53
<b>Figura 25</b> Objetivos Para los Niveles y Rangos de Desempeño .....	54
<b>Figura 26</b> Tensor de Esfuerzos en Forma Matricial.....	56
<b>Figura 27</b> Condición de Fluencia de Von Mises .....	57
<b>Figura 28</b> Clasificación de las Secciones Tubulares Según su Esbeltez.....	58
<b>Figura 29</b> Basamento de la Técnica del Pushover.....	60
<b>Figura 30</b> Localización de Rótulas Plásticas en Comportamientos Sismorresistentes... 60	60
<b>Figura 31</b> Miembros de Alta Ductilidad .....	61
<b>Figura 32</b> Perfiles para Columnas Tubulares: Circular, Cuadrado, Rectangular y Cajón Armado.....	64

<b>Figura 33</b> <i>Representación Gráfica del Método del Espectro de Capacidad de Linealización Equivalente.....</i>	65
<b>Figura 34</b> <i>Geometría del Edificio Prototipo, Vista Isométrica .....</i>	79
<b>Figura 35</b> <i>Geometría del Edificio Prototipo, Vista en Planta, Piso 01 Hasta Techo .....</i>	80
<b>Figura 36</b> <i>Geometría del Edificio Prototipo, Vista en Elevación, Todos los Pórticos ..</i>	80
<b>Figura 37</b> <i>Espectro de Respuesta, Para Ambas Direcciones Ortogonales .....</i>	84
<b>Figura 38</b> <i>Deriva de Piso de los Diafragmas para los Distintos Niveles del Edificio ....</i>	87
<b>Figura 39</b> <i>Corte por Piso de la Respuesta del Análisis Sísmico del Edificio.....</i>	87
<b>Figura 40</b> <i>Momento de Volteo de la Respuesta del Análisis Sísmico del Edificio .....</i>	88
<b>Figura 41</b> <i>Definición Geométrica de los Perfiles Columnas y Vigas .....</i>	89
<b>Figura 42</b> <i>Longitud no Arriostrada (Lb).....</i>	90
<b>Figura 43</b> <i>Momento Nominal en Función de la Longitud, no Soportada Lateralmente .</i>	91
<b>Figura 44</b> <i>Ratio de D/C en Vigas del Programa ETABS (Pórtico 03).....</i>	94
<b>Figura 45</b> <i>Momento Último y Capacidad a Flexión en Viga en el Programa ETABS.....</i>	94
<b>Figura 46</b> <i>Nomograma Para el Cálculo del Factor de Longitud Efectiva en Pórticos ..</i>	99
<b>Figura 47</b> <i>Columna Modelo Para el Cálculo de Resistencia por Compresión del Programa ETABS.....</i>	100
<b>Figura 48</b> <i>Factor de Longitud Efectiva en el Programa ETABS .....</i>	100
<b>Figura 49</b> <i>Relación Demanda/Capacidad en el Programa ETABS .....</i>	102
<b>Figura 50</b> <i>Revisión de Interacción de la Fuerza Axial y Momentos en las Columnas... </i>	103
<b>Figura 51</b> <i>Procedimiento Para la Calificación de Conexión Viga-Columna .....</i>	104
<b>Figura 52</b> <i>Geometría de la Conexión Diseñada, Vista Lateral (Unidad - mm).....</i>	106
<b>Figura 53</b> <i>Geometría de la Conexión Diseñada, Vista Frontal (Unidad - mm) .....</i>	107
<b>Figura 54</b> <i>Geometría de la Conexión Diseñada, Vista 3D .....</i>	107
<b>Figura 55</b> <i>Valores Numéricos de la Rigidez Rotacional en la Unión Propuesta.....</i>	108
<b>Figura 56</b> <i>Curva Momento-Rotación de la Conexión (Sj - Curva de Rigidez) .....</i>	109
<b>Figura 57</b> <i>Resumen de los Paramentos y sus Valores Numéricos de la Conexión .....</i>	112
<b>Figura 58</b> .....	112
<b>Figura 59</b> <i>Asignación de Releases en Vigas W18X60 al edif. Prototipo Corregido .....</i>	113
<b>Figura 60</b> <i>Ratio de D/C en vigas ETABS (pórtico 03) edif. Prototipo Corregido .....</i>	113
<b>Figura 61</b> <i>Momento Último en Viga ETABS (Pórtico 03) edif. Prototipo Corregido... </i>	114
<b>Figura 62</b> <i>Momento Último en Viga - IDEA StatiCa, Conexión Corregida .....</i>	114
<b>Figura 63</b> <i>Resumen de los Paramentos y sus Valores Numéricos de la Conexión Corregida.....</i>	114
<b>Figura 64</b> <i>Curva Momento-Rotación de la Conexión (Sj - Curva de Rigidez) edif. Prototipo Corregido, Primera Iteración.....</i>	115
<b>Figura 65</b> <i>Deriva de Piso de los Diafragmas Para los Distintos Niveles del Edificio, Empleando la Rigidez Secante de la Conexión.....</i>	116
<b>Figura 66</b> <i>Puntos de Inflexión en Vigas y Columnas Para Carga Sísmica.....</i>	118
<b>Figura 67</b> <i>Deformación del Pórtico Resistente a Momento Bajo Carga Sísmica.....</i>	119
<b>Figura 68</b> <i>Modelo del Sub-Ensamblaje Para el Nodo Considerado.....</i>	119
<b>Figura 69</b> <i>Tipos de Elementos en ANSYS Para el Módulo de Análisis .....</i>	121
<b>Figura 70</b> <i>Elementos 3-D Structural Solid Hexaédricos en ANSYS.....</i>	122
<b>Figura 71</b> <i>Elementos 3-D Structural Solid Tetraédricos en ANSYS .....</i>	122
<b>Figura 72</b> <i>Relación Constitutiva Para el Acero ASTM A36.....</i>	126
<b>Figura 73</b> <i>Relación Constitutiva Para el Acero ASTM A490.....</i>	127
<b>Figura 74</b> <i>Pretensión Mínima de Pernos .....</i>	128

<b>Figura 75</b>	<i>Pretensión de Pernos en ANSYS</i> .....	128
<b>Figura 76</b>	<i>Conexión Tipo BONDED PL Extrema - Viga</i> .....	130
<b>Figura 77</b>	<i>Conexión tipo BONDED Vástago de perno - Tuerca</i> .....	130
<b>Figura 78</b>	<i>Condiciones de Borde del Modelo</i> .....	131
<b>Figura 79</b>	<i>Configuración del Nudo y Aplicación de Cargas</i> .....	133
<b>Figura 80</b>	<i>Protocolo de Carga AISC, Aplicado al Modelo</i> .....	134
<b>Figura 81</b>	<i>Curvas de Histéresis Momento Normalizado - Rotación</i> .....	135
<b>Figura 82</b>	<i>Máximas Tensiones, Bajo el Criterio de Von Mises [MPa]</i> .....	136
<b>Figura 83</b>	<i>Ubicación de la Rótula Plástica del Análisis Numérico</i> .....	137
<b>Figura 84</b>	<i>Máximas Deformaciones Plásticas [mm/mm]</i> .....	138
<b>Figura 85</b>	<i>Máximas Tensiones en los Pernos, Bajo el Criterio de Von Mises</i> .....	139
<b>Figura 86</b>	<i>Curva Momento-Rotación de Conexiones Completamente Restringidas (FR), Parcialmente Restringidas (PR) y Conexiones Simples</i> .....	140
<b>Figura 87</b>	<i>Envolvente de la Curva Momento Normalizado – Rotación</i> .....	141
<b>Figura 88</b>	<i>Distribución de Cargas Para el Pórtico en Estudio</i> .....	142
<b>Figura 89</b>	<i>Deriva de piso de los diafragmas para los distintos niveles del edificio, empleando la rigidez rotacional de la conexión precalificada en ANSYS</i> .....	143
<b>Figura 90</b>	<i>Curva de Capacidad del Edificio Prototipo</i> .....	145
<b>Figura 91</b>	<i>Configuración de Rotulas Incorporadas al Pórtico Prototipo</i> .....	145
<b>Figura 92</b>	<i>Niveles de Daño Según (SEAOC 1995)</i> .....	147
<b>Figura 93</b>	<i>Punto de Desempeño del Pórtico Prototipo</i> .....	147
<b>Figura 94</b>	<i>Patrón de Plastificación de Rótulas del Pórtico Prototipo</i> .....	148
<b>Figura 95</b>	<i>Costo de Elementos Estructurales no Considerando la Conexión</i> .....	150
<b>Figura 96</b>	<i>Costo de Elementos Estructurales Considerando la Conexión</i> .....	151

## Resumen

Para la construcción de pórticos especiales en acero, se debe prestar atención a las uniones con secciones tubulares, por errores en la etapa del análisis estructural. El objetivo de esta investigación es evaluar el desempeño sísmico en pórticos especiales, empleando diafragmas externos en columnas tubulares y vigas de sección abierta, para zonas sísmicas importantes. Para llevar a cabo el presente estudio se siguió la metodología de los códigos FEMA 440 y ATC-40. De manera teórica y mediante un modelo numérico en ETABS, se evaluó un edificio prototipo de 05 niveles con pórticos unidos con conexiones viga-columna empleando anillos externos. Asimismo, es calibrada numéricamente una conexión bidimensional para su calificación según la norma sismorresistente (AISC). El diseño de las vigas y columnas, estuvieron controladas por los límites de deriva impuestos por la norma sismorresistente peruana E.030. Para deformaciones últimas de un 3,42% de la altura total del edificio, se obtuvo una sobrerresistencia de  $\Omega=11,2$ [adm]. A partir del análisis pushover fue posible observar la ductilidad del sistema siendo de  $\mu_T=3.42$ [adm]. La conexión propuesta muestra ciclos crecientes luego de la fluencia. Además, se aprecia que el ángulo de piso supera el valor de 0.04[rad], su resistencia a flexión es mayor a 0.80[Mp]. Finalmente se concluye que la respuesta inelástica fue la esperada, el pórtico analizado arrojó un patrón de rotulas idóneo para generar plastificación en vigas, primeramente. Además, que emplear un 75% como rigidez en programas como ETABS garantizan un buen pre-dimensionado, y que las conexiones aún siendo calificadas se comportan como semirrígidas.

Palabras claves: Desempeño sísmico, pushover, conexión metálica, ductilidad, diafragmas externos, curva histerética

## Abstract

For the construction of special steel frames, attention must be paid to the unions with tubular sections, due to errors in the structural analysis stage. The objective of this research is to evaluate the seismic performance in special frames, using external diaphragms in tubular columns and open section beams, for important seismic zones. To carry out this study, the methodology of the FEMA 440 and ATC-40 codes was followed. Theoretical way and by means of a numerical model in ETABS, a prototype building of 05 levels with porticos joined with beam-column connections using external rings was evaluated. Likewise, a two-dimensional connection is numerically calibrated for its qualification according to the seismic resistance standard (AISC). The design of the beams and columns were controlled by the drift limits imposed by the Peruvian seismic standard E.030. For ultimate deformations of 3.42% of the total height of the building, an overresistance of  $\Omega=11.2[\text{adm}]$  was obtained. From the pushover analysis it was possible to observe the ductility of the system being  $\mu_T=3.42[\text{adm}]$ . The proposed connection shows increasing cycles after creep. In addition, it can be seen that the floor angle exceeds the value of  $0.04[\text{rad}]$ , its flexural resistance is greater than  $0.80[\text{Mp}]$ . Finally, it is concluded that the inelastic response was as expected, the analyzed frame yielded an ideal pattern of hinges to generate plasticization in beams, first of all. In addition, using 75% as rigidity in programs such as ETABS guarantee a good pre-sizing, and that the connections, even being qualified, behave as semi-rigid.

Keywords: Seismic performance, pushover, metallic connection, ductility, external diaphragms, hysteretic curve.

## **Introducción**

Los eventos sísmicos son indudablemente los que más daños hacen a una edificación sin menospreciar a otros fenómenos como el viento inclusive los tsunamis, a lo largo de la historia se ha buscado la manera de poder construir estructuras seguras teniendo en cuenta el acero como material fundamental, y que permitan seguridad de vida a sus ocupantes, además, que el tema económico este de acuerdo al objetivo de desempeño que un cliente en particular pueda necesitar. Por tal motivo el análisis por desempeño o también denominado “Pushover” es la mejor alternativa actual para verificar el comportamiento tanto de estructuras existentes como nuevas, llegando a niveles de desempeño adecuados donde la relación costo/beneficio sea la mejor alternativa. De lo mencionado anteriormente el profesional tendrá de esta manera una herramienta eficaz donde la usará para diseñar edificaciones más seguras.

En el mismo orden de ideas, para llegar a desempeños adecuados en estructuras conformadas por pórticos a momento en acero estructural, se debe tener conexiones que cumplan ciertas características o disposiciones normativas como lo son la calificación de las mismas, de los aspectos más importantes de dichas disposiciones es que la conexión presente ductilidad, es decir, suficiente capacidad de disipación de energía en un rango inelástico (Ramírez, 2019). De esta manera se garantiza que la resistencia a flexión supere el 80% del momento plástico de la viga. En la actualidad se cuenta con información publicada por el Federal Emergency Management Agency, información que ha sido incluida en las especificaciones de los códigos del AISC y del CIDECT.

El presente estudio plantea la obtención de los resultados del análisis y diseño de un edificio “modelo” con características específicas, de mediana altura ubicada en

Lima, con el objetivo de dimensionar sus elementos por capacidad, y así proponer el detallado de su conexión cumpliendo los requerimientos normativos, tanto nacionales e internacional a la fecha. Luego, se realiza la configuración de un nudo con una viga que se conecta a una columna (nodo extremo) para un pórtico plano. Seguidamente, se describen las simulaciones numéricas realizadas al modelo con la configuración del nudo indicada, empleando el software ANSYS e IDEA Statica. Finalmente, se evalúa la clasificación para el desempeño sísmico considerado, además, los costos constructivos según la propuesta presentada.

En la investigación presentada se encuentra estructurado 05 capítulos. Para el primer capítulo se plantea la problemática del desempeño sísmico en estructuras metálicas con conexiones empleando diafragmas externos, la justificación y los objetivos, además, se da a conocer antecedentes que guardan relación con esta investigación.

Asimismo, para el capítulo II, refiere a las teorías científicas, es decir el marco teórico donde se especifica el desempeño, conexiones y pórticos especiales, en edificaciones de acero.

Para el capítulo III, se desarrolla el marco metodológico, las variables, hipótesis, tipo de investigación, población, muestra, finalmente las técnicas e instrumentos empleados en la investigación.

En el capítulo IV, se presentan los resultados de manera ordenada a partir del antecedente de Nuñez, (2017), se presentan tablas, curva de desempeño, punto de desempeño, y discusión de las hipótesis.

Finalmente, para el capítulo V, se dan a conocer las conclusiones y recomendaciones de la investigación, luego se plantea las referencias bibliográficas y anexos para el diseño de la conexión planteada y las curvas de momento-rotación en vigas y columnas.

## Capítulo I: El Problema

### 1.1 Planteamiento del Problema

Usar métodos numéricos validados científicamente, es parte del avance en cualquier especialidad, fundamentalmente en la ingeniería estructural, por tanto, al momento de realizar el análisis de una estructura de acero es necesario elaborar un modelo numérico en el que se determine el tipo de unión a usar entre los distintos elementos que componen la misma. Es decir, el factor que toma mayor relevancia, es el diseño de sus uniones ya que afecta tanto el costo como se verá en esta investigación, como la integridad de esta.

El Perú según Tavera y Bernal (2002) por su condición geográfica (Cinturón de fuego del Pacífico) evidentemente es un país sísmico, por ende, toda estructura ubicada en zonas sísmicas deben ser diseñadas para resistir solicitaciones importantes, como lo indica la norma peruana sismorresistente NTE 0.30, por este motivo, las estructuras aporticadas deben ser del tipo especiales y diseñadas según los procedimientos normativos de la AISC 341, dichos pórticos denominados “SMF” están formados por uniones calificadas ya que a partir de ellas se obtiene la transmisión adecuada de solicitaciones entre elementos. Las conexiones calificadas están sujetas bajo el reglamento de la AISC 358 conforme al protocolo de carga de la AISC 341 sección “K”.

Por otro lado, la insertidumbre sobre la rigidez que aporta la conexión al portico es una preocupación importante y mas aún ante un analisis por desempeño sísmico (PushOver). Como indica Gallegos (2017), los sistemas aporticados son fundamentalmente flexibles, donde los desplazamientos y/o deriva de piso ante carga sísmica son el parametro esencial para el analisis, en lugar de los requisitos de resistencia mínima. Asimismo, es una practica común entre los diseñadores

realizar el desempeño sísmico en porticos de acero especiales utilizando las tablas del ASCE 41 sin un criterio adecuado de la parte conceptual de rotulas plasticas (curve Backbone) ademas del aporte de rigidez de la conexión aplicada sobre el sistema estructural, que por ende afectara la ductilidad global esperada. El ingeniero estructural por distintos motivos carece de procedimientos validados que permiten comprobar el comportamiento de las estructuras metálicas diseñadas frente a fuerzas sísmicas y esto solo es obtenido mediante el uso de métodos actuales como lo son los análisis por desempeño sísmico.

Al hablar de edificaciones aporticadas a momento, como lo indica Loges (2017), es muy importante destacar que para que éstas exhiban un adecuado desempeño ante acciones sísmicas, y que el daño debido a las deformaciones sectorizadas en ciertos miembros estructurales sea el principal mecanismo de disipación de energía plástica o inelástica (fallas dúctiles), las uniones entre miembros estructurales deben poseer elevada resistencia en comparación con los miembros que une, con lo cual, no se presenten fallas repentinas en ellas que imposibiliten, de alguna forma, que las rótulas plásticas se formen en los extremos de las vigas, evitando en lo posible de que puedan formarse en algunos extremos de columnas (no en ambos extremos), aunque esta condición particular no necesariamente generaría el colapso de una edificación.

En la última actualización de la norma internacional AISC 358 encargada de mostrar un procedimiento detallado de cálculo para distintas conexiones que han sido probadas en laboratorios, se encuentran dos tipos de conexiones que emplean secciones tubulares como columnas, y vigas de sección abierta denominadas “ConXL” y “SidePlate”. Estas dos alternativas que presenta la norma, incorporan limitaciones específicas en su geometría, entre otros aspectos técnicos, además, solo empresas como SidePlate (incorporado en programas como ETABS) puede comercializar dichas patentes, lo que dificulta su implementación en el país debido al incremento en los costos finales del proyecto, por ende, una alternativa más económica y técnica es emplear las conexiones con diafragmas externos estudiadas por Nuñez (2017) y evaluar su desempeño en edificaciones de acero de mediana

altura en zonas sísmicas elevadas. De lo anterior, es evidente la necesidad de plantear a la comunidad ingenieril alternativas enfocadas a la realidad actual del país.

## **1.2 Formulación del Problema**

### ***1.2.1 Interrogante Principal***

¿Cuál es el desempeño sísmico de pórticos especiales resistentes a momento, empleando columnas tubulares y vigas de sección “I” conectados con diafragmas externos para zonas de alta sismicidad, Lima, 2021?

### ***1.2.2 Interrogantes Secundarias***

- ¿Cuál es el análisis y diseño de un edificio prototipo de acero de mediana altura ubicado en zona sísmica alta con pórticos a momento especiales “SMF” ante cargas gravitacionales y sísmicas, empleando el software ETABS y hojas de cálculo de Mathcad?
- ¿Cuál es la respuesta inelástica para un nudo bidimensional propuesto con diafragmas externos, basado en el comportamiento histerético, es decir, resistencia, rigidez, y capacidad de energía disipada, aplicando el software ANSYS e IDEA Statica?
- ¿Cuál es la respuesta del edificio prototipo ante un análisis estático no lineal (Pushover), bajo un régimen de cargas gravitacionales y la aplicación de un patrón de cargas laterales incrementales, incluyendo la rigidez equivalente de la conexión?
- ¿Cuál es la influencia que tiene el aporte de rigidez al 75% de la conexión propuesta en pórticos SMF, y la relación costo beneficio para la implementación de las conexiones metálicas con diafragmas externos en zonas de alta sismicidad de Lima?

### 1.3 Justificación de la Investigación

Desde el aporte científico, la presente investigación dará una contribución significativa a la comunidad dedicada al estudio de pórticos especiales en acero denominados pórticos “SMF”. A lo largo de los últimos años los eventos sísmicos registrados son cada vez más frecuentes con intensidades que afectan indudablemente a nuestras estructuras, debemos preparar a nuestros modelos con suficiente capacidad de ductilidad, para ello se debe aplicar procedimientos que permitan predecir el comportamiento y establecer objetivos de desempeño adecuados donde no se afecte de una manera negativa los costos de las edificaciones de acero con un tipo de conexión denominada diafragmas externos para perfiles tipo cajón o “Box”.

Desde el aspecto constructivo, los tipos de conexiones no calificadas por normas internacionales propuestos en la última década, se destaca las uniones propuestas por el ingeniero Nuñez (2017) que son un gran aporte a investigaciones que tenemos la necesidad de emplear perfiles tubulares y vigas de sección abierta, no contenidas dentro de las normas americanas AISC. Nuñez, propone una conexión apernada con planchas externas similar a las conexiones End Plate sin rigidizador empleando diafragma que unen las columnas y vigas dando una mayor rigidez evitando el pandeo local en columnas y ayudando a distribuir las tensiones uniformemente entre planchas, aumentando la ductilidad global de la conexión, las soldaduras son de penetración completa. Por esta razón, la conexión propuesta en la presente investigación es semejante a la de Nuñez.

Según Li et al. (2008), aunque existen estudios que se han llevado a cabo por investigaciones anteriores sobre diafragmas externos en conexiones entre perfiles tubulares y vigas de sección abierta en sistemas “SMF”, todavía hay algunos puntos poco claros, en lo que corresponde al comportamiento de las articulaciones plásticas, por ejemplo. Rink et al (1991), investigó la resistencia estática de la junta de diafragma externa por método numérico, descubrieron que aumentar el ancho de la placa del diafragma no aumentaría la capacidad final tanto como predice la

fórmula del AIJ. Kamba y Kanatani (1993), estudiaron la fórmula del AIJ en detalle y concluyeron que la diferencia del mecanismo de falla y la relación límite ancho-espesor de la placa del diafragma dieron como resultado la discrepancia entre los resultados de Rink et al. y la fórmula AIJ. De lo anteriormente expuesto se evidencia que aún es un tema en estudio el empleo de diafragmas externos en sistemas “SMF”, lo cual posee relevancia científica actualmente en nuestro medio.

## **1.4 Objetivos de la Investigación**

### ***1.4.1 Objetivo General***

- Evaluar el desempeño sísmico en pórticos especiales resistente a momento, empleando columnas tubulares y vigas de sección I conectados con diafragmas externos para zonas de alta sismicidad, Lima, 2021.

### ***1.4.2 Objetivos Específicos***

- Realizar el análisis y diseño de un edificio prototipo de acero de mediana altura ubicado en zona sísmica alta con pórticos a momento especiales (SMF) ante cargas gravitacionales y sísmicas, empleando el software ETABS y hojas de cálculo de Mathcad.
- Evaluar la respuesta inelástica para un nudo bidimensional propuestos con diafragmas externos, basado en el comportamiento histerético, es decir, resistencia, rigidez, y capacidad de energía disipada, aplicando el software ANSYS e IDEA StatiCa.
- Obtener la respuesta del edificio prototipo ante un análisis estático no lineal (PushOver), bajo un régimen de cargas gravitacionales y la aplicación de un patrón de cargas laterales incrementales, incluyendo la rigidez equivalente de la conexión.
- Comparar la influencia que tiene el aporte de rigidez al 75% de la conexión propuesta en pórticos SMF, y la relación costo beneficio para la implementación de las conexiones metálicas con diafragmas externos en zonas de alta sismicidad de Lima.

## Capítulo II: Marco Teórico

### 2.1 Antecedentes de la Investigación

A continuación, se presentan investigaciones que guardan relación con la siguiente investigación que han sido publicados hasta la presente fecha. Tomándose en cuenta la gran necesidad de conocer precisamente el comportamiento de los elementos estructurales de acero, el crecimiento observado en los últimos años de la implementación de perfiles metálicos en la industria de la construcción a nivel nacional e internacional, por la gran rapidez con que se puede contar con la estructura finalizado el proceso constructivo en comparación con las edificaciones de concreto armado, el acero lleva la primera opción ante otros sistemas.

#### 2.1.1 Antecedentes Internacionales

Nuñez (2017), realizó una tesis de investigación para obtener el grado de Doctor en la Universidad Central de Venezuela, Caracas, titulada *Estudio de Conexiones a Momento empleando Vigas de Alma Abierta y Columnas Tubulares en Sistemas Estructurales de Pórticos a Momento en Estructuras de Acero ante Cargas Sísmicas*. El objetivo de esta investigación es proponer una conexión a momento, llamada “EP-HSS”, empleando una viga I y columna del tipo HSS mediante una configuración fuera de las conexiones convencionales calificadas establecidas en la ANSI/AISC 358, como una alternativa a la configuración tradicional de pórticos a momento según normas vigentes nacional e internacionalmente.

Asimismo, él estudió se realizó mediante simulaciones experimentales y numéricas, empleando elementos finitos (ANSYS 2014). Los prototipos fueron cargados por un actuador en laboratorio, el protocolo de carga asignado fueron desplazamientos según indica la AISC 341. Para comparar resultados y establecer

tendencias del estudio experimental se realizaron tres “Test” adicionales, con las mismas características a fin de obtener la manifestación física del comportamiento de dicha conexión.

Por otro lado, Gallegos (2017) realizó una tesis para obtener el título de magister en ciencias de la estructura, mención ingeniería estructural, en la universidad de Chile, titulada *Desempeño sísmico de nudos en pórticos de acero a momento con columnas tubulares considerando efectos bidireccionales*. esta tesis es fundamentada en estudios experimentales existentes que dan como punto de partida dicha investigación.

En este sentido, Gallegos (2017) indica que la investigación estudia de manera numérica el desempeño de conexiones en pórticos especiales con diafragmas externos, teniendo en consideración el efecto bidireccional en vigas que se conectan a la columna por ambos ejes ortogonales, y la respuesta ante carga axial sobre la columna (Gallegos, 2017). Para los modelos no-lineales tridimensionales en elementos finitos de los nudos se simuló numéricamente usando el software ANSYS 2016.

En este mismo orden de ideas, la investigación de Saneei, Ghassemieh, Mazroi (2013), publican un artículo científico, titulado *Connection performance to box column subjected to uniaxial and biaxial loading*. En este artículo refleja al detalle el estudio de doce especímenes bajo tres configuraciones o tipos de edificación, es decir edificación de baja, media y gran altura. la investigación refleja el estudio entre la conexión de perfiles tubulares como columnas y perfiles “I” como vigas (ala soldada no reforzada). La investigación presenta un aporte importante que radica en los comportamientos de la precalificación de conexiones, los autores indican que las conexiones precalificadas presentadas en el AISC se limitan a las conexiones con vigas “I” a columnas de ala ancha. Por ello es necesario investigar el desempeño sísmico de las conexiones precalificadas a la columna cajón, que tiene una zona de panel de muy baja resistencia y rigidez en contraste con la columna de ala ancha, (Saneei Nia et al., 2013).

Asimismo, Ibarra *et. al.* (2005) en su artículo de investigación titulado *Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration (Earthquake engineering and structural dynamics)*. Este artículo presenta la descripción, calibración y aplicación de modelos histeréticos relativamente simples, que incluyen propiedades de deterioro, resistencia y rigidez, características que son críticas para las predicciones de la demanda a medida que un sistema estructural se acerca al colapso. Los autores indican que el objetivo principal de la ingeniería sísmica basada en el desempeño es evaluar el rendimiento de un sistema en diferentes niveles de riesgo sísmico. Teniendo en cuenta la necesidad de una evaluación del desempeño, se hace necesario desarrollar modelos histeréticos que incorporen todos los fenómenos importantes que contribuyen a la predicción de la demanda a medida que la estructura se acerca al colapso.

En las conclusiones los autores exponen que, la respuesta de los sistemas estructurales que sufren grandes incursiones inelásticas está controlada por el deterioro de los conjuntos de componentes. La aplicación de una metodología rigurosa del comportamiento sísmico no está completa sin modelos capaces de seguir la historia de los daños hasta el colapso, o al menos cerca de él, e incorporar, de forma explícita los efectos del deterioro en la respuesta sísmica. Los modelos de deterioro presentados en este documento pretenden ayudar a cumplir este objetivo. (Ibarra *et. al.*, 2005).

### ***2.1.2 Antecedentes Nacionales***

En este sentido, Llatas (2018), elaboró una investigación titulada *Desarrollo de modelos matemáticos para predecir el comportamiento de conexiones viga columna tipo chapa frontal extendida basados en datos obtenidos mediante FEA*. Realizada en la Pontificia Universidad Católica del Perú, tesis para optar el grado de Magíster en Ingeniería Mecánica. La investigación se enfoca en el comportamiento estructural de la conexión viga columna tipo plancha externa frontal, con el objetivo de construir modelos matemáticos capaces de predecir su comportamiento en base a datos obtenidos mediante simulaciones numéricas.

En la investigación se elabora un modelo paramétrico en función de propiedades geométricas y mecánicas, empleando el software ANSYS Mechanical (lenguaje APDL) debido a que este lenguaje permite parametrizar las características mecánicas y propiedades geométricas de la conexión facilitando significativamente la evaluación de los 140 casos de estudio propuestos., dicho modelo fue calibrado con ensayos experimentales reportados por otros autores y se utilizó para elaborar una base de datos con 140 casos de estudio. Como resultados de las simulaciones se obtuvo el comportamiento de la curva momento rotación, así como la resistencia y la rigidez de la conexión para distintos valores de los parámetros geométricos y del momento (Llatas, 2018).

Por otro lado, Cisneros et al. (2016), realizan una investigación titulada *Análisis de componentes T-equivalente asimétricas: enfoque experimental y numérico* (Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería). El profesor Juan José Jiménez de Cisneros, es docente ordinario, asociado de la Pontificia Universidad Católica del Perú. Dentro de su investigación se estudia una conexión asimétrica tipo End Plate 4E. El objetivo principal es evaluar la incidencia de dicha asimetría en la rigidez y sobre todo en la resistencia última, y compararlas a las de componentes simétricas. Se realizan dos modelos numéricos para analizar el comportamiento; uno matricial de barras rígidas y otro con elementos finitos sólidos

Los resultados obtenidos con ambos modelos se comparan con ensayos experimentales, tanto para una componente simétrica como una asimétrica, obteniéndose un error menor del 10 % para el cálculo de la rigidez e inferior al 20% para la resistencia última. Se comprueba que, como se esperaba, la asimetría repercute en una redistribución de la carga en los pernos, produciéndose un fallo prematuro del conjunto con respecto a la configuración simétrica. Por tanto, puede deducirse que los análisis numéricos realizados son capaces de cuantificar dicha redistribución (Cisneros et al., 2016).

De la misma forma, Pareja (2012) realizó una tesis titulada *Estudio del comportamiento sísmico lineal y no lineal de pórticos metálicos resistentes a*

*momentos*, Para optar al grado de magister en la Universidad Nacional de Ingeniería del Perú. En esta investigación se utiliza un modelo que permite simplificar el problema de la no linealidad mediante un elemento multi-spring (resortes) en zonas predeterminadas, para poder predecir el comportamiento no lineal en una estructura metálica aporricada. mediante el modelo propuesto se desarrolló un programa de cómputo para el análisis no lineal de estructuras de acero en dos dimensiones. Para verificar el programa se usó un ensayo proporcionado por su asesor. Asimismo, se verifica el programa realizado, con el programa SAP2000, dando resultados similares al modelo usado mediante un análisis PushOver (Pareja, 2012).

## **2.2 Bases Teóricas**

Para el desarrollo de esta investigación denominado: Diseño por desempeño sísmico en pórticos especiales resistente a momento, empleando columnas tubulares y vigas de sección I conectados con diafragmas externos para zonas de alta sismicidad. A continuación, se definen los conceptos que son necesarios para comprender la investigación realizada, además de proporcionar un fundamento teórico y/o científico que provee tanto validez como viabilidad a la propuesta establecida.

Según Mercedez (2010), en el diseño de estructuras metálicas, el propósito fundamental del diseñador es lograr una estructura económica y segura, que cumpla con ciertos requisitos funcionales y estéticos. Para alcanzar esta meta, el diseñador debe tener un conocimiento completo de las propiedades de los materiales, del comportamiento estructural, de la mecánica y análisis estructural, y de la relación entre la distribución y la función de una estructura; debe tener también, una apreciación clara de los valores estéticos con objeto de trabajar en colaboración con otros especialistas y contribuir así al desarrollo de las cualidades funcionales y ambientales deseadas en una estructura.

Como lo indica McCormac (2013) “Durante años, el método aceptado para conectar los miembros de una estructura de acero fue el remachado. Sin embargo,

durante las últimas décadas, los tornillos y la soldadura han sido los métodos usados para hacer las conexiones de acero estructural” (p. 390).

Las primeras pruebas iniciales sobre conexiones de vigas de sección “I” con columnas CHS, RHS o HSS, se realizaron en Japón. La evidencia que existe de este tipo de conexiones, incluyendo algunas pruebas de conexiones rígidas, están dadas por Kamba y Katani (1990). En 1917 Wilson y Moore fueron los primeros en investigar el comportamiento de las conexiones y sus características momento-rotación (Vinnakota, 2005).

### *2.2.1 Conexiones de Acero*

Jong Wan Hu (2016) expone que, en la década de 1950, cuando se introdujo la soldadura en la construcción, los ángulos y las “tés” divididas se reemplazadas por bridas que fueron soldadas en taller a las alas de la columna y luego remachadas a las alas de la viga. En la década de 1960, el remachado se había vuelto antieconómico y fue reemplazado por pernos de alta resistencia. Finalmente, en el en la década de 1970, los ingenieros comenzaron a utilizar el tipo de conexión conocido como alma empernada con brida soldada no reforzada, incorporando soldaduras de ranura de penetración de junta completa soldadas en campo para unir alas de la viga a las columnas, con placas de corte soldadas en taller y atornilladas en campo que unen el alma de la viga a las columnas.

Existen distintos tipos de conexiones precalificadas en el AISC 358, entre ellas se encuentra la Simson Stroge-tie Strong Frame o la ConXL, Para evaluar el desempeño de un marco a momento sujeto a cargas laterales, los efectos de flexión sobre la deformación rotacional en las conexiones son el tema crítico. Por lo tanto, el comportamiento de la conexión se puede representar generalmente por una curva momento-rotación como se muestra en la figura 1. La rigidez efectiva de una conexión casi siempre estará parcialmente restringida (ver figura 2). A continuación, se definen los tipos de conexiones:

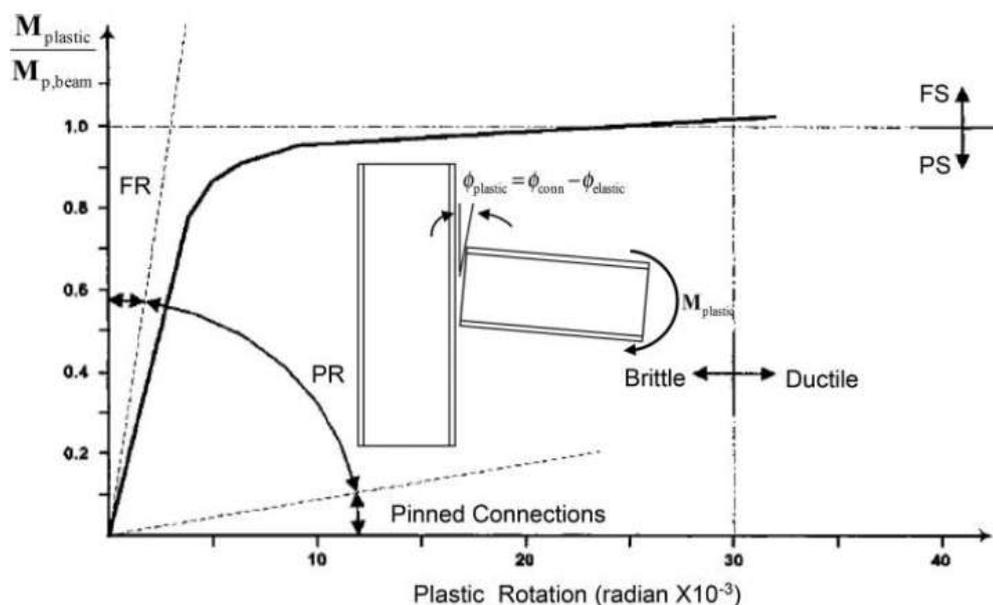
**Conexiones flexibles:** Transmiten esfuerzo cortante de la viga a la columna y de modo ocasional también esfuerzos axiales. (UNICON, 2011).

**Conexiones rígidas:** Transmiten la totalidad de los esfuerzos en el extremo de la viga. (UNICON, 2011).

**Conexiones semirrígidas:** Este tipo de uniones interactúan con el resto de la estructura y recogen a todas aquellas uniones que no se ajustan a ninguno de los casos anteriores. (UNICON, 2011).

### Figura 1

*Clasificación de Conexión Según su Rigidez*

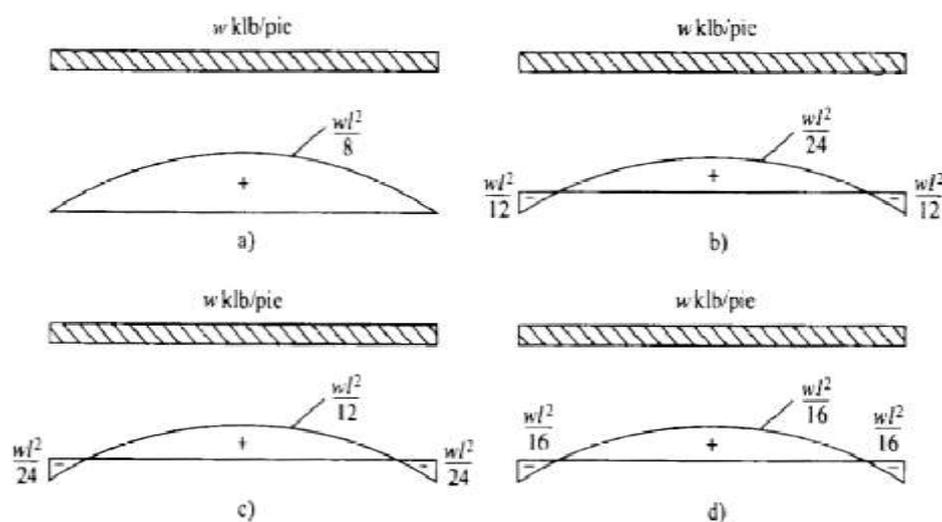


*Nota.* Tomada de *Smart Connection Systems Design and Seismic Analysis* (p.6), Jong Wan Hu, 2016, CRC Press.

De esta manera, el diseño de las conexiones con perfiles tubulares está principalmente direccionado al diseño por capacidad resistente empleando dos casos posibles soldada o por transmisión de carga en la conexión (conexión a través de planchas y/o diafragmas) y el tipo de sollicitación (carga axial, corte y momento flector), para prevenir los posibles modos de fallos que puedan presentarse.

## Figura 2

a) Conexiones Simples (0%). b) Conexiones Rígidas (100%). c) Conexiones Semirrígidas (50%). d) Conexiones Semirrígidas (75%)



Nota. Tomada de *Diseño de Estructuras de Acero Método LRFD 2ed* (p.497), McCormac, 2002, Alfaomega.

Las conexiones viga-columna de pórticos especiales que forman parte del sistema sismo resistente de una construcción deben cumplir con las siguientes condiciones, como lo asegura Ramírez, (2019):

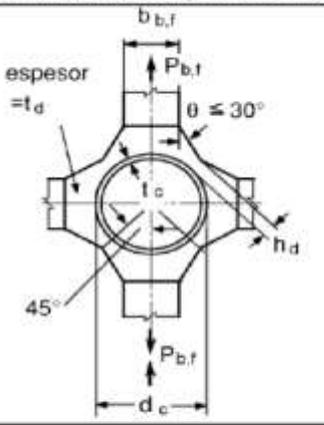
- La conexión debe ser capaz de soportar las rotaciones plásticas correspondientes a un nivel de distorsión de piso total de 0.04 radianes. Este nivel de distorsión es equivalente a una rotación plástica en las rótulas de 0.03 radianes (considerando que la distorsión elástica de piso es 0.01 radianes).
- La capacidad a flexión de la conexión, medida en la cara de la columna, debe ser como mínimo  $0.8M_p$  ( $M_p$  es el momento de plastificación de la viga calculado con la tensión de fluencia para el acero especificado).de la viga conectada para un nivel de distorsión de piso de 0.04 radianes.
- La resistencia a corte requerida de la conexión debe determinarse a partir de las combinaciones de cargas incluyendo el sismo amplificado.

- En las conexiones de pórticos especiales se deben considerar soldaduras a demanda crítica, para ello se recomienda el uso de soldaduras de ranura o penetración completa.

En la figura 3 y figura 4 se determina la validez de las ecuaciones que permiten el cálculo de resistencia última del diafragma externo adosadas a las columnas como medio de transferencia de tensiones, es importante destacar que los campos de validez determinan el diseño geométrico de la unión.

**Figura 3**

*Capacidad Última para Uniones con Diafragmas Externos y Columna Circular CHS*

Forma del diafragma externo	Ecuación de resistencia última
	$P_{b,t}^* = 19,6 \left( \frac{d_c}{t_c} \right)^{-1,54} \left( \frac{h_d}{d_c} \right)^{0,14} \left( \frac{t_d}{t_c} \right)^{0,34} \left( \frac{d_c}{2} \right)^2 t_{c,y} \quad (1)$ <p>Símbolos:  <math>f_{c,y}</math> = límite elástico del material de la columna  <math>P_{b,t}</math> = esfuerzo axial en el ala traccionada o comprimida</p>
Campo de validez	
$14 \leq \frac{d_c}{t_c} \leq 36$ $0,05 \leq \frac{h_d}{d_c} \leq 0,14$ $0,75 \leq \frac{t_d}{t_c} \leq 2,0$ $\theta \leq 30^\circ$	

*Nota.* Tomado de *Design Guide for Structural Hollow Section Column Connections* (p.136), CIDECT – Tabuchi, 2004, TÜV-Verlag.

**Figura 4**

*Capacidad Última para Uniones con Diafragmas Externos y Columna Cuadrada*

*RHS*

Forma del diafragma externo	Ecuación de resistencia última
	$P_{b,f}^* = 3,17 \left( \frac{t_c}{b_c} \right)^{2/3} \left( \frac{t_d}{b_c} \right)^{2/3} \left( \frac{t_c + h_d}{b_c} \right)^{1/3} b_c^2 f_{d,u} \quad (2)$ <p>en donde</p> $\frac{b_c / 2 + h_d}{t_d} \leq \frac{240}{\sqrt{f_{d,y}}}$ <p>Símbolos:</p> <p><math>f_{d,y}</math> = límite elástico del material del diafragma</p> <p><math>f_{d,u}</math> = resistencia última a tracción del material del diafragma</p> <p><math>P_{b,f}</math> = esfuerzo axial en el ala traccionada o comprimida</p>
Campo de validez	
$17 \leq \frac{b_c}{t_c} \leq 67$ $0,07 \leq \frac{h_d}{b_c} \leq 0,4$ $0,75 \leq \frac{t_d}{t_c} \leq 2,0$ $\theta \leq 30^\circ$	

*Nota.* Tomado de *Design Guide for Structural Hollow Section Column Connections* (p.136), CIDECT – Tabuchi, 2004, TÜV-Verlag.

Asimismo, Cisneros et al. (2016) exponen que, la rigidez se refiere a la cantidad de rotación relativa entre columna y viga como resultado del momento aplicado. La ductilidad de la conexión es definida como la cantidad de rotación plástica que esta puede sostener mientras se mantiene un cierto porcentaje de su resistencia final, también puede definirse como la capacidad de deformación máxima en condiciones de plastificación, desde el inicio de la fluencia hasta la rotura del componente.

### **2.2.2 Diagrama de Tensión – Deformación del Acero Estructural**

Como lo indica Pytel y Singer:

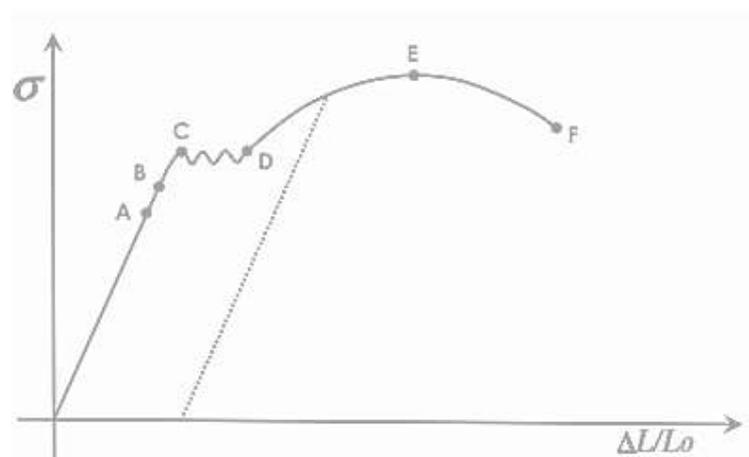
La resistencia de un material no es el único criterio que debe utilizarse al diseñar estructuras. Frecuentemente, la rigidez suele tener la misma o mayor importancia. En menor grado, otras propiedades tales como la

dureza, la tenacidad y la ductilidad también influyen en la elección de un material. Estas propiedades se determinan mediante pruebas, comparando los resultados obtenidos con patrones establecidos. (Pytel y Singer, 2011, p.27).

En la figura 5, se muestra un posible diagrama Tensión-Deformación para aceros comunes (ensayo de tracción, normalizado), el cual consiste en someter a una probeta de acero normalizada a un esfuerzo creciente de tracción según su eje hasta la rotura de la misma. Se destaca el hecho que este ensayo de tracción permite el cálculo de diversas propiedades mecánicas del acero.

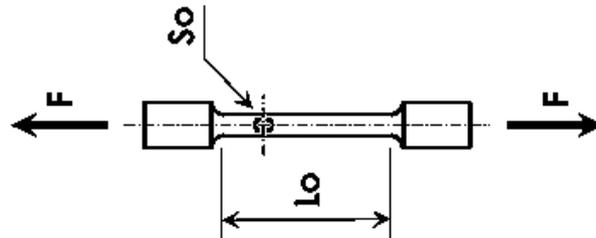
### Figura 5

*Tensión / Deformación*



*Nota.* Tomado de los *Apuntes de clase de Diseño Conexión Precalificadas a Momento*, 2013, Eliud Hernández, INESA.

La probeta de acero empleada en el ensayo (figura 6), consiste en una pieza cilíndrica cuyas dimensiones guardan la siguiente relación,  $L_0 = 5.65 \times \sqrt{S_0}$ . Donde  $L_0$  es la longitud inicial,  $S_0$  es la sección inicial y  $D_0$  es el diámetro inicial de la probeta. La realización del ensayo previsto exige la elaboración de probetas adecuadas, que cumplan con la geometría bajo la norma ASTM E8M.

**Figura 6***Ensayo de Tracción*

*Nota.* Tomado de los *Apuntes de clase de Diseño Conexión Precalificadas a Momento*, 2013, Eliud Hernández, INESA.

### **2.2.3 Pórticos Especiales a Momento (SMF)**

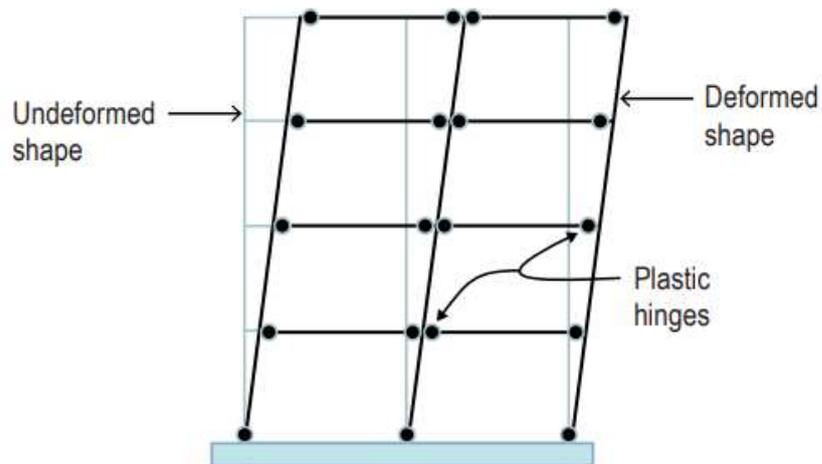
Las consideraciones sobre pórticos SMF de Hamburger (2009) determina que, en las bases de las columnas empotradas, donde es probable que se produzcan rotulas plásticas, las columnas están diseñadas para comportarse de una manera esencialmente elástica para minimizar formación potencial de mecanismos de piso débil (Figura 8). Esto se logra a través de requisitos que las columnas sean más fuertes en flexión que las vigas conectadas a las columnas en el mismo nudo. No obstante, la columna puede experimentar rotaciones inelásticas significativas en respuesta a sacudidas severas, lo que resulta en un pandeo local excesivo y pandeo lateral torsional. El pandeo global también puede ocurrir. Para minimizar este potencial, las columnas deben tener adecuada resistencia axial, compacidad y arriostramiento lateral resistir las fuerzas axiales asociadas con la formación de mecanismos de rendimiento de cuadro completo.

Cuando tales mecanismos de un solo piso se forman, la mayor parte de la porción inelástica de la deriva de una estructura ocurren dentro de estas historias, lo que resulta en un  $P-\Delta$  muy grande. Para evitar estos efectos de segundo orden, los códigos requieren diseños destinados a promover la formación de mecanismos laterales de varios pisos dominados por rotulas en vigas, en oposición a columnas,

como el idealizado mecanismo lateral de la figura 7. Estos requisitos se denominan diseño de columna fuerte/viga débil (Hamburger, 2009).

### Figura 7

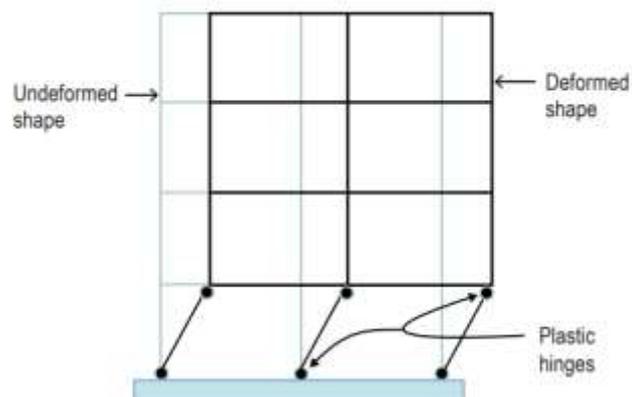
#### *Mecanismo Idealizado para Pórticos con Rotulas Plásticas*



*Nota.* Tomado de *Seismic Design of Steel Special Moment Frames* (p.11), Hamburger, 2016, NEHRP.

### Figura 8

#### *Mecanismo Idealizado para Pórticos con Entrepiso Débil*

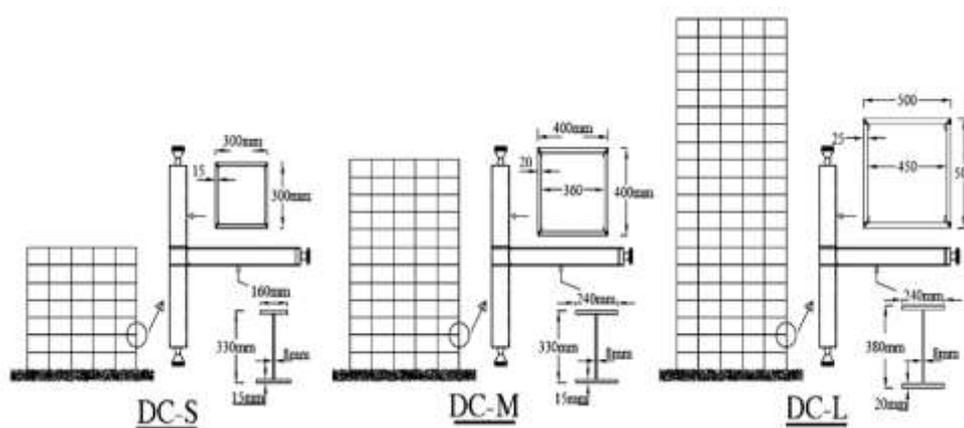


*Nota.* Tomado de *Seismic Design of Steel Special Moment Frames* (p.7), Hamburger, 2016, NEHRP.

En el mismo orden de ideas, la investigación de Saneei Nia *et. al.* (2013) presenta tres pórticos empleando perfil tubular en columna y perfil “I” en vigas para tres presentaciones uno con siete otro con doce y por último veinte pisos, y se diseñaron según las especificaciones normativas del AISC. La conexión estudiada es sobre la parte exterior del nudo en el segundo piso y las dimensiones de vigas y columnas que representan las conexiones pequeñas (DC-S), medianas (DC-M) y grandes (DC-L), en la Figura 9 se muestran las configuraciones mencionadas.

**Figura 9**

*Propuesta de Conexiones para Pórticos de Siete, Doce y Veinte Pisos*

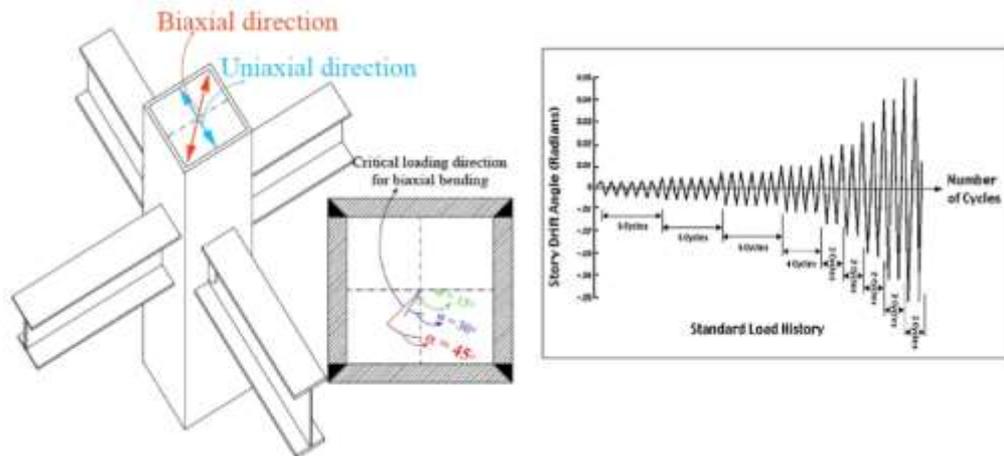


*Nota.* Tomado de *Connection Performance to Box Column Subjected to Uniaxial and Biaxial Loading* (p.2), Saneei Nia *et. al.*, 2013, Journal of Constructional Steel Research.

Los resultados experimentales de dicha investigación indican que este tipo de configuración puede cumplir las exigencias de precalificación para los pórticos “SMF”. Saneei Nia *et. al.* (2013) determina en sus conclusiones que del comportamiento de la conexión WUF-W con columna tipo caja puede satisfacer los requisitos de provisión sísmica del AISC para precalificar la conexión para uso sísmico. Sin embargo, se demostró que la deformación por cortante en la zona del panel es más que la estimación del AISC. A continuación, se presenta la configuración de la conexión y el protocolo de carga cíclica empleado según la AISC 341 (figura 10).

## Figura 10

### *Carga Biaxial Sobre el Sistema y el Protocolo de Carga Normativo*

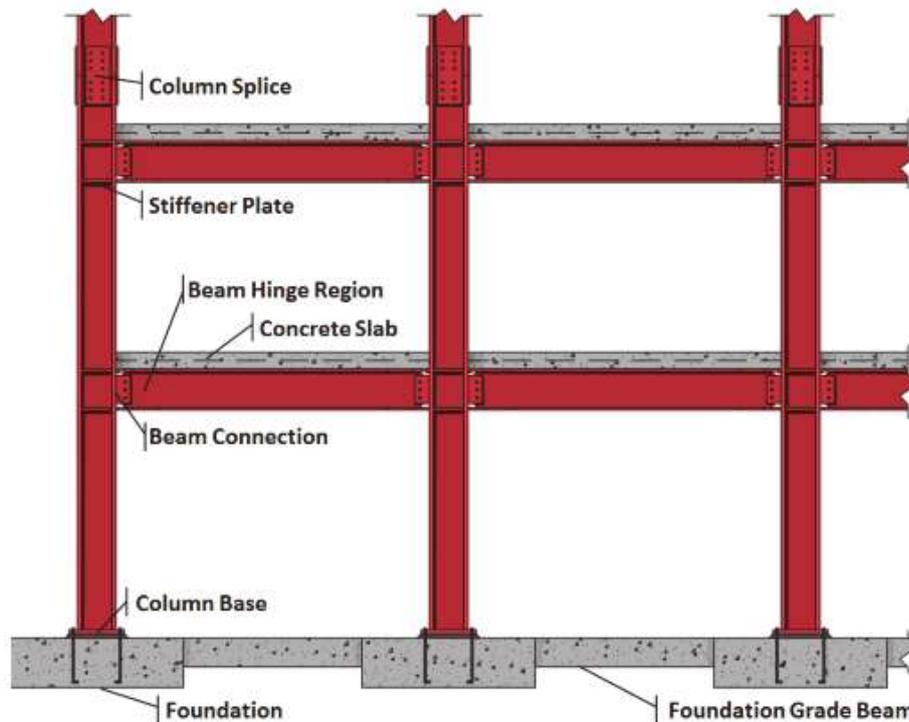


*Nota.* Tomado de *Connection Performance to Box Column Subjected to Uniaxial and Biaxial Loading* (p.13), Saneei Nia *et. al.*, 2013, Journal of Constructional Steel Research.

En la figura 11, Charney y Downs, (2004) muestra los componentes principales de un pórtico de acero resistente a momento, incluida las vigas y columnas, la región del panel de unión viga-columna, el sistema de piso y el sistema de cimientos. En sistemas que emplean principios de diseño de capacidad sísmica, la intención es que la mayor parte del comportamiento inelástico ocurra a través de la articulación de flexión en vigas y fluencia a cortante limitada en la zona del panel, aunque la fluencia es posible en las columnas y las bases de las columnas. Para marcos de momentos especiales, las conexiones de las vigas a las columnas y los empalmes de las columnas están diseñados para permanecer esencialmente elástico.

**Figura 11**

*Descripción General del Sistema Típico de Marco de Momento en Acero*

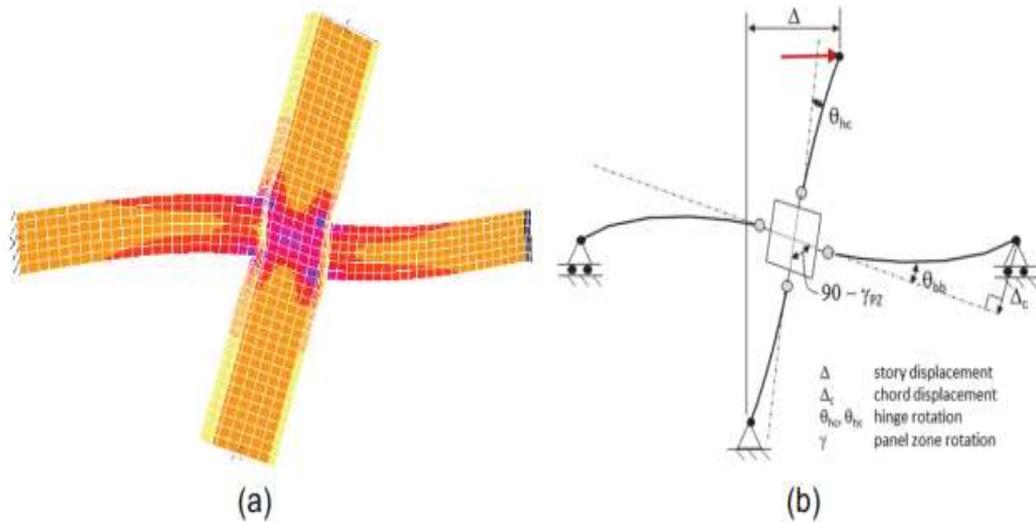


*Nota.* Tomado de *Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Design of Buildings* (p.22), NIST, 2016, NEHRP.

Las vigas de acero en pórticos resistentes al momento normalmente no se diseñan como vigas compuestas. Sin embargo, estas vigas a menudo actúan de manera compuesta con la plataforma del piso (típicamente una losa de concreto sobre un tablero de acero nervado), que puede afectar a la rigidez lateral, viga articulación, modo de pandeo de la viga y respuesta de la conexión. La figura 12a muestra un modelo de elementos finitos de un subensamblaje viga-columna que ilustra la distribución de las deformaciones y la fluencia en las vigas, columnas y zona de paneles. Para el análisis general del marco, el subensamblaje viga-columna puede ser idealizado como se muestra en la Figura 12b, donde los parámetros de deformación comunes son mostrados.

**Figura 12**

*Subensamblaje de Viga a Columna de Acero*



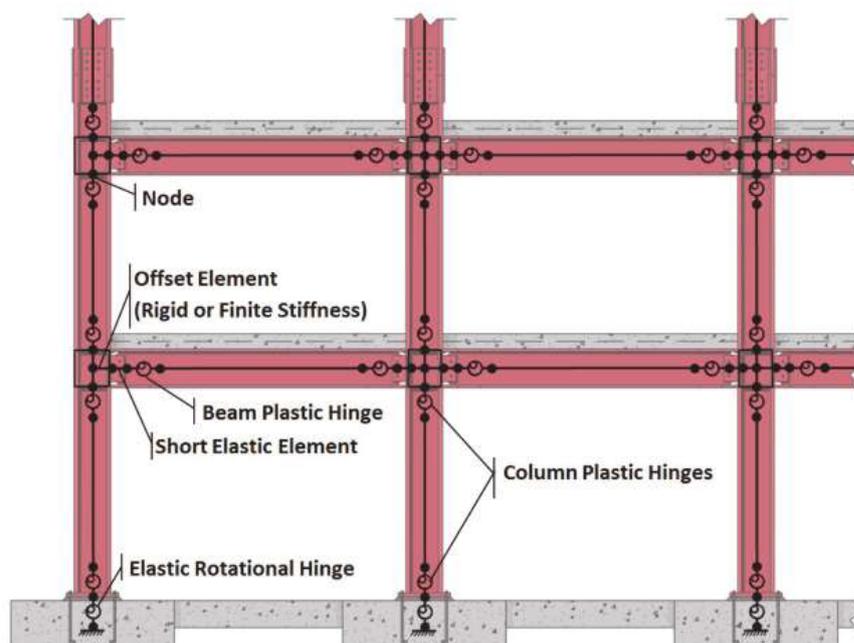
*Nota.* Tomado de *Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Design of Buildings* (p.22), NIST, 2016, NEHRP.

#### **2.2.4 Modelos de Componentes de Rotulas Concentrados**

Los modelos de rotulas concentrada que presenta el NIST (2016), son los más utilizados en la práctica para simular la respuesta general de los pórticos resistentes a momento de acero porque son sencillos y eficiente para calibrar y usar. En la medida en que la degradación de la resistencia y la rigidez está presente en los datos de prueba de calibración que representan las condiciones en edificios reales, Los modelos de rótula pueden simular un comportamiento no lineal desde el inicio de cediendo a través de la degradación de la resistencia y la rigidez debido al pandeo local y otros efectos La figura 13 muestra un modelo idealizado de un marco donde las rotulas concentradas se insertan.

### Figura 13

*Descripción General de un Pórtico de Momento de Acero Típico, que Muestra Idealización del Modelo de la Línea Central de la Rótula*



*Nota.* Tomado de *Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Design of Buildings* (p.36), NIST, 2016, NEHRP.

#### **2.2.5 Parámetros de Modelado de Componentes y Criterios de Aceptación (rótulas plásticas)**

Para especificar el modelado de los elementos y sus criterios de aceptación de acuerdo con los objetivos de desempeño, se han creado curvas generalizadas fuerza versus deformación, mostradas en la figura 14 (a), 14 (b) y 14 (c).

La respuesta lineal se ha representado entre el punto “A” (elemento sin carga) y el punto de cedencia efectiva “B”. La pendiente entre los puntos “B” y “C” se establece como un pequeño porcentaje (0% a 10%) de la pendiente elástica y se incluye para representar fenómenos como el de endurecimiento por deformación. El punto “C” tiene una ordenada que representa la resistencia del elemento y una abscisa igual a la deformación en la cual comienza una degradación significativa de

resistencia (línea “C” y ”D”). Más allá del punto “D”, el elemento responde con resistencia substancialmente reducida hasta el punto “E”. Para deformaciones más allá de este último punto, la resistencia a carga lateral del elemento es esencialmente cero (ASCE 41, 2013).

Para algunos componentes, es conveniente definir los criterios de aceptación en términos de deformación (como  $\theta$  o  $\Delta$ ), mientras que, para otros, conviene definirlos en términos de tasas de deformación. Estas diferencias se muestran en las curvas 14 (b) y 14 (c). La curva 14 (a) muestra fuerza normalizada ( $Q/Q_y$ ) versus deformación ( $\theta$  o  $\Delta$ ), y los parámetros “a”, “b” y “c”; y la curva 14 (b) muestra fuerza normalizada ( $Q/Q_y$ ) versus tasa de deformación ( $\theta/\theta_y$ ,  $\Delta/\Delta_y$  o  $\Delta/h$ ), y los parámetros “d”, “e” y “c”. Los parámetros “a” y “b” están referidos a porciones de deformación que ocurren después de la cedencia o deformación plástica, el parámetro “c” es la reducción de la resistencia luego de la reducción repentina entre los puntos “C” y “D”, y los parámetros “d” y “e” se refieren a las deformaciones totales medidas desde el origen presentados en la Figura 14.

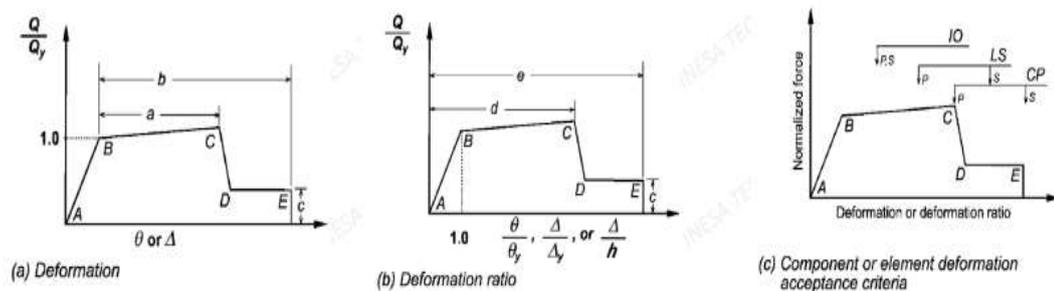
A continuación, se define los objetivos del desempeño en función del daño ocasionado:

- **Ocupación Inmediata.** Se define como el estado de daño post-sismo en el cual la estructura se mantiene segura para ser ocupada, y retiene esencialmente su resistencia y rigidez que tenía antes del evento. Sólo habrá ocurrido poco daño estructural, y el riesgo de lesiones a ocupantes es muy bajo (ASCE 41, 2013).
- **Seguridad de Vida.** Se define como el estado de daño post-sismo en el cual la estructura tiene daño significativo en sus componentes, pero retiene un margen contra el inicio del colapso parcial o total. Pueden ocurrir lesiones a sus ocupantes durante el evento sísmico, pero se espera que el riesgo global de amenaza de vida como resultado del daño estructural sea bajo (ASCE 41, 2013).
- **Prevención del Colapso.** Se define como el estado de daño post-sismo en el cual la estructura posee daño en sus componentes y continúa soportando

cargas gravitacionales, pero no retiene margen contra el colapso. Ha ocurrido una degradación significativa de la resistencia y rigidez del sistema resistente a carga lateral y deformación lateral permanente, y existe riesgo significativo de lesiones a causa de elementos que se caen o desprenden de su posición. La estructura puede que no esté en capacidad de ser reparada y no es segura su reocupación ya que réplicas del movimiento sísmico podrían causar su colapso (ASCE 41, 2013).

## Figura 14

### Definición de Rótulas

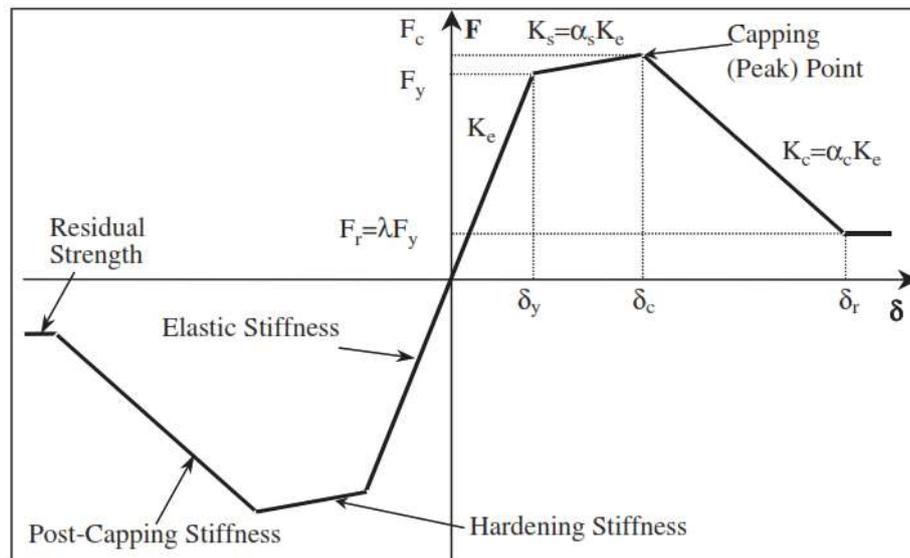


*Nota.* Tomado de *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings* (p.117), ASCE 41, 2013, ASCE/SEI 41-13.

Dentro de la investigación de Ibarra *et. al.*, (2005) se presentan modelos histeréticos, incluyendo el deterioro de la resistencia y la rigidez, dentro de los cuales se destaca la curva Backbone. La curva backbone define la respuesta de deformación monótonica creciente para todos los modelos histeréticos considerados en este artículo (Figura 15). En caso de no existir deterioro, la curva backbone está definida por tres parámetros; la rigidez elástica inicial  $K_e$ , el límite de fluencia ( $F_y$ ) y la rigidez de endurecimiento por deformación  $K_s = \alpha_s * K_e$ . Si se incluye el deterioro de la curva backbone, una rama de reblandecimiento comienza en la deformación de tope ( $\delta_c$ ), que corresponde a la resistencia máxima ( $F_c$ ) de la curva fuerza-deformación. Si  $\delta_c$  se normaliza por la deformación de fluencia, el resultado puede denominarse capacidad de ductilidad ( $\delta_c / \delta_y$ ) (Ibarra *et. al.*, 2005).

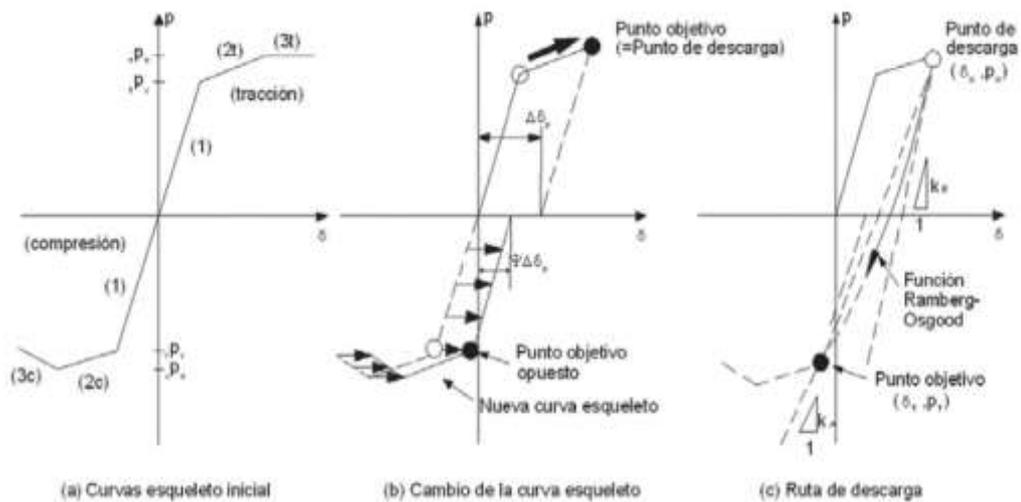
**Figura 15**

*Curva Backbone para Modelos Histeréticos*



*Nota.* Tomado de *Hysteretic Models That Incorporate Strength and Stiffness Deterioration* (p.23), Ibarra *et. al.*, 2005.

Cabe destacar que Ibarra *et. al.*, (2005) emplea el uso de curvas Backbone (esqueletos de curvas) que son asignados para el comportamiento del lado en tracción y lado en compresión para cada barra y resorte, respectivamente. El lado en tracción del esqueleto de la curva puede ser modelado, así que su forma puede ser similar a la curva esfuerzo-deformación uniaxial del acero. El lado en compresión del esqueleto de la curva es modelado así que ésta incluye una porción de pendiente negativa debido a la falla por pandeo local. Curvas lineales con diferentes trozos son usados aquí para ambos lados del esqueleto de curva como es mostrado en la figura 16.

**Figura 16***Curva de Histéresis Envolvente*

*Nota.* Tomado del *Estudio del Comportamiento Sísmico Lineal y no Lineal de Pórticos Metálicos Resistentes a Momentos* (p.73), Pareja, 2012.

### 2.2.6 Comportamiento de Conexiones en Pórticos Estructurales de Acero

Según Swanson (1999) las conexiones son típicamente clasificadas por tres principales características: por su la resistencia, rigidez y por su ductilidad. La resistencia de una conexión se refiere a la capacidad de la zona de unión, esta zona comprende las partes de la viga y columna adyacentes a la conexión, los componentes que conectan las alas y/o almas de la viga y columna, además de los conectores (pernos, remaches o soldaduras). La rigidez se refiere a la cantidad de rotación relativa entre columna y viga como resultado del momento aplicado.

La ductilidad de la conexión es definida como la cantidad de rotación plástica que esta puede sostener mientras se mantiene un cierto porcentaje de su resistencia final, también puede definirse como la capacidad de deformación máxima en condiciones de plastificación, desde el inicio de la fluencia hasta la rotura del componente (Jiménez et al., 2017). Una reducida ductilidad puede originar fractura frágil en la conexión, debido a lo anterior es necesario que su diseño presente una

adecuada ductilidad que permita liberar energía ante un evento sísmico evitando el colapso de la estructura.

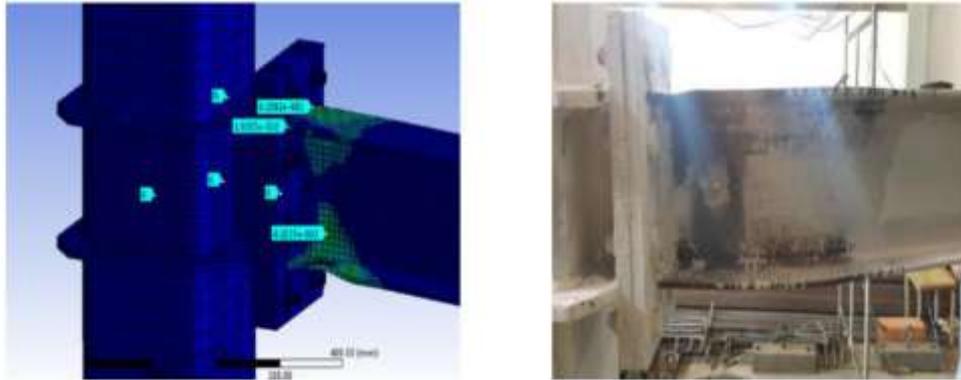
Convencionalmente en el diseño de estructuras de acero se ha considerado el comportamiento de las conexiones viga-columna como rígidas o articuladas, pero en realidad la mayoría de las conexiones no son ni completamente rígidas ni perfectamente articuladas, estas exhiben un comportamiento semirrígido que puede afectar significativamente la respuesta de la estructura (Ataei et al., 2015). A lo largo de los años diferentes autores han propuesto modelos con el fin de lograr un mejor entendimiento del comportamiento de las conexiones viga-columna. Si bien los primeros modelos eran prácticos y sencillos, no eran lo suficientemente precisos debido a excesivas simplificaciones asumidas en su análisis y al comportamiento no lineal de la curva Momento-rotación.

Por otro lado, de los ensayos propuestos por Nuñez (2017) la histéresis resulto aceptable, donde indica que la resistencia superó el 1.9 veces la capacidad nominal a flexión de la viga y superó de forma estable los 0.04 radianes exigidos en la norma AISC 358 (ver tabla 1) llegando hasta 0.05 radianes, donde ya se evidencia la resistencia última. De los resultados por elementos finitos, así como de laboratorio la plastificación se concentra en la viga por ende no se evidenció pandeo local en la columna, planchas ni rigidizadores, así como la integridad de los pernos hasta el último ciclo del ensayo para las 03 probetas, como se muestra en la Figura 17, Nuñez (2017) asegura que es una alternativa válida para conexiones a momento entre vigas “I” con columnas tubulares “HSS”, cumpliendo con los criterios normativos establecidos y la filosofía de diseño sísmico vigente.

Asimismo, (Nuñez, 2017), asegura que es conveniente determinar tanto la rigidez tangente como la rigidez secante para la relación desplazamiento/rotación que experimenta la conexión, ya que nos permite observar el progreso en la degradación de rigidez del sistema, debido a una mayor incursión inelástica de los elementos y/o componentes de la conexión.

**Figura 17**

*Presencia de Plastificación en la Conexión Según AISC 358*



*Nota. Tomado del Estudio de Conexiones a Momento empleando Vigas de Alma Abierta y Columnas Tubulares en Sistemas Estructurales de Pórticos a Momento en Estructuras de Acero Ante Cargas Sísmicas, Nuñez, 2017.*

**Tabla 1**

*Resumen de Resultados Numéricos y Experimentales*

Tipo de Conexión	Carga Máxima [kN]	Desplazamiento Máximo [mm]	Rigidez Inicial [kN/mm]	Energía Disipada [kN-mm]	Momento Máximo [kN m]	Rotación Máxima [rad]
EP-HSS (1)	66,14	76	4979	40532	99,2	0,05
EP-HSS (2)	66,46	76	4844	36171	99,69	0,05
Test 1	65,26	90	6933	58140	97,89	0,06
Test 2	71,9	75	7451	44126	107,85	0,05
Test 3	70,7	75	6519	53543	106,05	0,05

*Nota. Tomado del Estudio de Conexiones a Momento empleando Vigas de Alma Abierta y Columnas Tubulares en Sistemas Estructurales de Pórticos a Momento en Estructuras de Acero Ante Cargas Sísmicas, Nuñez, 2017.*

La Figura 18 muestra el aspecto físico de la conexión en el equipo de ensayo, aplicando fuerzas para desplazar el extremo de la viga, y poder determinar la curva histerética.

### Figura 18

*Dimensiones e Instrumentación Para el Modelo “EP-HSS”*

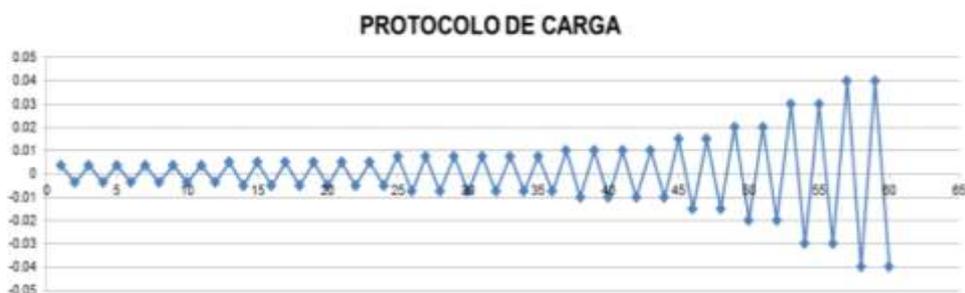


*Nota. Tomado del Estudio de Conexiones a Momento empleando Vigas de Alma Abierta y Columnas Tubulares en Sistemas Estructurales de Pórticos a Momento en Estructuras de Acero Ante Cargas Sísmicas, Nuñez, 2017.*

La fuerza aplicada por el actuador en el laboratorio, se realizó según esquema indicado en figura 19, el cual describe el protocolo descrito según AISC-341, capítulo “K”.

### Figura 19

*Protocolo de Carga Aplicado por el Actuador*

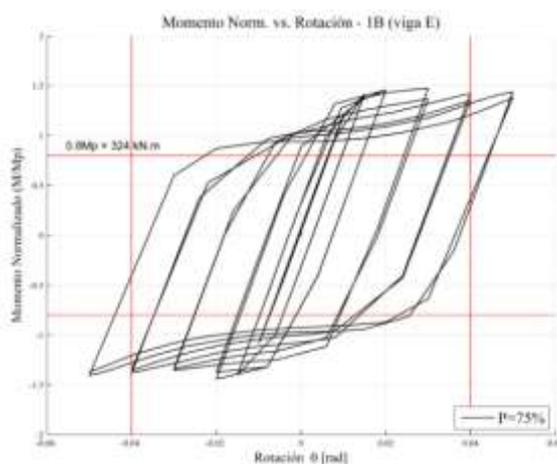


*Nota. Tomado del Estudio de Conexiones a Momento empleando Vigas de Alma Abierta y Columnas Tubulares en Sistemas Estructurales de Pórticos a Momento en Estructuras de Acero Ante Cargas Sísmicas, Nuñez, 2017.*

En el mismo orden de ideas, dentro de los resultados de la investigación de Gallegos (2017), presenta para cada conexión una histéresis que tienen un comportamiento similar creciente luego de la fluencia. La deriva de piso supera los 0.04 [rad], y la resistencia a flexión de las conexiones es mayor a  $0.80 \cdot M_p$  para todos los niveles de carga axial sobre la columna. En la figura 20, se presenta el caso más crítico donde la carga axial es del 75% para el nodo “1B”, se evidencia un comportamiento dúctil en la conexión, los ciclos histéreticos son estables y sin pérdida apreciable de resistencia (Gallegos, 2017).

### Figura 20

*Curvas de Histéresis Momento Normalizado-Rotación para el Nudos-1B*

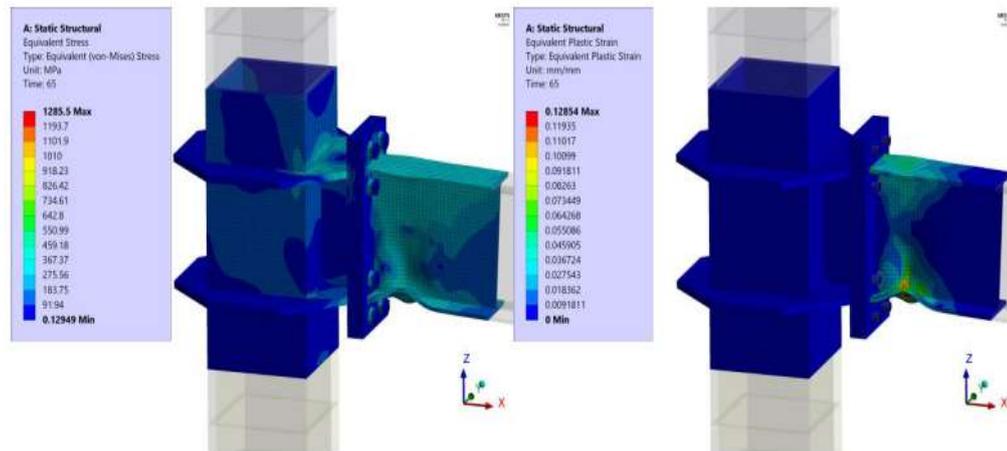


*Nota.* Tomado de *Desempeño Sísmico de Nudos en Pórticos de Acero a Momento con Columnas Tubulares Considerando Efectos Bidireccionales*, Gallegos, 2017.

Asimismo, se representa los resultados por elementos finitos con la aplicación del software ANSYS la aparición de rotulas plásticas en vigas como se evidencia de igual forma en el diagrama momento-rotación, este tipo de comportamiento favorecen al criterio columna fuerte viga débil, teniendo una ductilidad de la conexión adecuada para sistemas de pórticos especiales a momento (figura 21). En la investigación de igual forma se determina la rigidez inicial del sistema ( $K_0$ ) la rigidez tangente ( $K_t$ ) y la rigidez secante ( $K_s$ ) ver figura 22, (Gallegos, 2017).

**Figura 21**

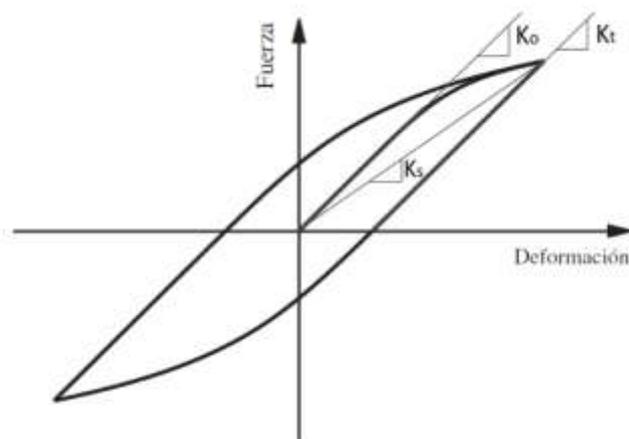
*Tensiones y Deformaciones Máximas Plásticas Para el Nudo 1B*



*Nota. Tomado de Desempeño Sísmico de Nudos en Pórticos de Acero a Momento con Columnas Tubulares Considerando Efectos Bidireccionales, Gallegos, 2017.*

**Figura 22**

*Rigidez Inicial ( $K_0$ ), Tangente ( $K_t$ ) y Secante ( $K_s$ ) del Sistema*



*Nota. Tomado de Desempeño Sísmico de Nudos en Pórticos de Acero a Momento con Columnas Tubulares Considerando Efectos Bidireccionales, Gallegos, 2017.*

Para la calificación de las conexiones propuestas en la investigación de Gallegos (2017) se realiza el procedimiento según el AISC 341, capítulo K. las conexiones viga-columna usadas se estudiaron bajo la hipótesis de los sistemas resistentes a fuerzas sísmicas que deben ser capaces de soportar rotaciones plásticas correspondientes a un nivel de deriva de piso total de 0.04 radianes y además la capacidad a flexión de dicha conexión debe ser como mínimo  $0.80 \cdot M_p$  de la viga conectada para el mismo nivel de deriva de piso de 0.04 [rad].

Por otro lado, la propuesta del investigador Pareja, (2012) consiste en presentar un elemento barra el cual se tiene una parte central elástica y los extremos modelarlos bajo la aplicación de resortes que simulan la no linealidad del material, en el primer elemento la rigidez se obtiene por el método matricial de desplazamientos como se aprecia en la figura 23.

### Figura 23

*Matriz de Rigidez Parte del Elemento Elástico*

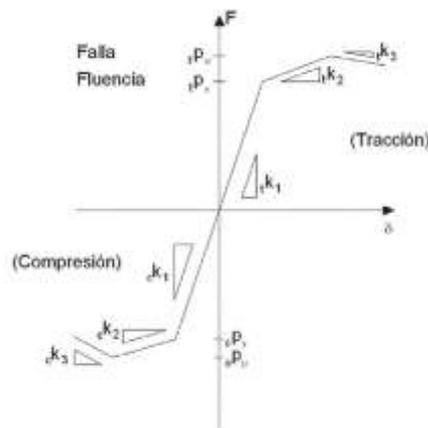
$$[K] = \begin{bmatrix} c^2 \frac{EA}{L} + s^2 \frac{12EI}{L^3} & sc \left( \frac{EA}{L} - \frac{12EI}{L^3} \right) & -s \frac{6EI}{L^2} & -(c^2 \frac{EA}{L} + s^2 \frac{12EI}{L^3}) & -sc \left( \frac{EA}{L} - \frac{12EI}{L^3} \right) & -s \frac{6EI}{L^2} \\ sc \left( \frac{EA}{L} - \frac{12EI}{L^3} \right) & s^2 \frac{EA}{L} + c^2 \frac{12EI}{L^3} & c \frac{6EI}{L^2} & -sc \left( \frac{EA}{L} - \frac{12EI}{L^3} \right) & -(s^2 \frac{EA}{L} + c^2 \frac{12EI}{L^3}) & c \frac{6EI}{L^2} \\ -s \frac{6EI}{L^2} & c \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} & s \frac{6EI}{L^2} & -c \frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} \\ -(c^2 \frac{EA}{L} + s^2 \frac{12EI}{L^3}) & -sc \left( \frac{EA}{L} - \frac{12EI}{L^3} \right) & s \frac{6EI}{L^2} & c^2 \frac{EA}{L} + s^2 \frac{12EI}{L^3} & sc \left( \frac{EA}{L} - \frac{12EI}{L^3} \right) & s \frac{6EI}{L^2} \\ -sc \left( \frac{EA}{L} - \frac{12EI}{L^3} \right) & -(s^2 \frac{EA}{L} + c^2 \frac{12EI}{L^3}) & -c \frac{6EI}{L^2} & sc \left( \frac{EA}{L} - \frac{12EI}{L^3} \right) & s^2 \frac{EA}{L} + c^2 \frac{12EI}{L^3} & -c \frac{6EI}{L^2} \\ -s \frac{6EI}{L^2} & c \frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} & s \frac{6EI}{L^2} & -c \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix}$$

*Nota.* Tomado del *Estudio del Comportamiento Sísmico Lineal y no Lineal de Pórticos Metálicos Resistentes a Momentos* (p.74), Pareja, 2012.

Para el elemento multi-spring la rigidez de cada resorte se obtiene asumiendo una histéresis inicial como se aprecia en la figura 24 de una curva trilineal con diferentes pendientes en tracción y compresión.

## Figura 24

### *Curva de Histéresis Inicial*



*Nota.* Tomado del *Estudio del Comportamiento Sísmico Lineal y no Lineal de Pórticos Metálicos Resistentes a Momentos* (p.74), Pareja, 2012.

Para la investigación la estructura fue sometida a la componente NS del terremoto de **El Centro** con una duración de 8 segundos y una aceleración pico de 200 gals. Además, el material para los elementos utilizado fue acero A-572 Grado 50, con un  $F_y=3,515 \text{ Kg/cm}^2$  y un  $F_u=4,570 \text{ Kg/cm}^2$ .

El autor concluye que en el presente trabajo se ha determinado el comportamiento no lineal de un pórtico ordinario de acero resistente a momento sometido al sismo **El Centro**, mediante el uso de una herramienta computacional y comparado con un ensayo de laboratorio, observándose que se obtienen valores similares en el comportamiento dinámico. Mediante la aplicación del análisis incremental cuando una estructura es sometida a sismo, es posible determinar si la estructura está incursionando en el rango lineal o no lineal, sin embargo, para lograr este objetivo se debe calibrar adecuadamente el modelo, para no tener valores no reales. (Pareja, 2012).

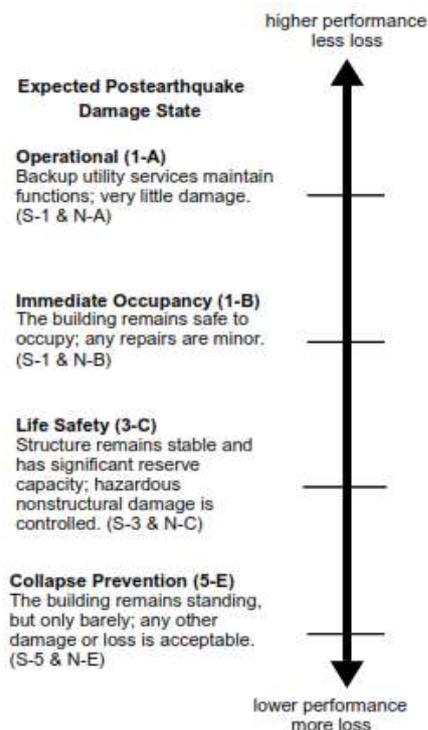
### **2.2.7 El diseño por Desempeño de Edificaciones**

Según Aguiar (2003), en relación con la meta fundamental del diseño por desempeño, indica que el objetivo primordial es conocer cuál será el desempeño o

comportamiento que se espera tendrá una edificación ante un determinado evento sísmico, lo cual es lógicamente función del uso que tendrá la edificación. Con base en esto, son varias las propuestas indicadas en las normas de diseño sismorresistente, pero todas ellas convergen en que se deben alcanzar ciertos niveles de desempeño de las edificaciones construidas en zonas sísmicas, sin que lo empírico sea una variable a considerar, siendo el costo y la seguridad de sus ocupantes aspectos fundamentales. En la figura 25 se muestran los principales objetivos para los niveles y rangos de desempeño de una edificación cualquiera, construida en zonas sísmicas.

### Figura 25

#### *Objetivos Para los Niveles y Rangos de Desempeño*



*Nota.* Tomado de *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings* (p.43), ASCE 41, 2013, ASCE/SEI 41-13.

Es evidente que mientras mejor es el desempeño sísmico de una edificación, menos costosas serán las pérdidas después del evento sísmico, y viceversa. Se busca en todo momento que la edificación alcance su mayor nivel de desempeño, y se

espera que, en relación con el daño estructural, en lapsos de tiempo relativamente cortos luego de un sismo, los ocupantes puedan volver a la edificación, y esta siga manteniendo un elevado nivel de seguridad luego de efectuadas las reparaciones a que hubiera lugar.

### **2.2.8 Método de Elementos Finitos**

Según Altabey *et. al.* (2018), el campo de la mecánica se puede subdividir en tres áreas principales: teórica, aplicado, y computacional. La mecánica teórica con leyes fundamentales y principios de la mecánica estudiados por su intrínseco valor científico. La mecánica aplicada transfiere este conocimiento teórico a aplicaciones científicas y de ingeniería, especialmente a través de la construcción de modelos matemáticos que provienen de fenómenos físicos. La mecánica computacional resuelve problemas específicos por simulación a través de métodos numéricos implementados en computadoras.

Por otro lado, Vásquez y López (2001), expone que, debido a la complejidad de las ecuaciones que gobiernan las estructuras continuas y, en general, de la mayoría de las estructuras se hace imprescindible la utilización del método de los elementos finitos o MEF. Este método determina el comportamiento de una estructura ante las cargas sustituyendo la solución continua, exacta y en la mayoría de los casos imposible del sistema de ecuaciones diferenciales que conforman el problema elástico por una solución discontinua o discreta y, por tanto, aproximada. Para ello discretiza la estructura, es decir, la divide en elementos no diferenciales, o elementos finitos, interconectados entre sí a través de un determinado número de puntos, que llamaremos nodos.

El método de los elementos finitos consta de las siguientes fases:

1. División en elementos finitos.
2. Vector de desplazamientos del elemento.
3. Matriz de rigidez del elemento.
4. Matriz completa de rigidez de la estructura.
5. Respuesta de la estructura.

El MEF incurre en la delimitación de sistemas de grandes escalas y sugiere la discretización o aparición de sistemas discretos más pequeños cuyas magnitudes simplifican efectos sin desprestigiar variables. Esto implica que las magnitudes son más controlables en comparación con el sistema global estudiado. Según Zienkiewicz (1994) “...este tipo de sistemas discretos sugiere una subdivisión progresiva y si se puede equitativa del sistema global, en donde el problema solo puede definirse haciendo una ficción matemática de infinitésimo.”

### 2.2.9 Fluencia y Criterios de Falla

Uno de los criterios de falla más aceptado para materiales isótropos dúctiles, es la teoría de la energía de distorsión máxima, es una teoría de energía elástica total, y se divide en dos partes: una causada por los cambios volumétricos y otra causada por las distorsiones por cortante. El criterio se establece al igualar la energía por distorsiones por cortante a la energía del esfuerzo combinado originada en el punto de fluencia (Popov, 2000).

Para ello se utilizan los esfuerzos principales ( $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ ) y el esfuerzo hidrostático respectivo (ver figura 26).

#### Figura 26

*Tensor de Esfuerzos en Forma Matricial*

$$\begin{pmatrix} \sigma_1 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_2 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \bar{\sigma} & 0 & 0 \\ 0 & \bar{\sigma} & 0 \\ 0 & 0 & \bar{\sigma} \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} \sigma_1 - \bar{\sigma} & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_2 - \bar{\sigma} & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 - \bar{\sigma} \end{pmatrix}$$

*Nota.* Tomado de *Mecánica de Sólidos 2ed* (p.524), Popov, 2000, Pearson Educación

Según la teoría de energía de distorsión, la falla ocurrirá cuando uno de los esfuerzos principales alcance el valor crítico de fluencia  $\sigma_{yp}$ . En estas condiciones la energía de distorsión máxima será  $2 \sigma_{yp}^2 / 12G$ . se obtiene la ley básica para

fluencia de un material idealmente plástico (Popov, 2000). Esta teoría no predice cambios en la respuesta del material cuando se agregan esfuerzos hidrostáticos de tensión o compresión. La ecuación mostrada a continuación (figura 27) es ampliamente usada como ecuación constitutiva para material perfectamente plástico y suele llamarse condición de fluencia de Huber-Hencky-Mises o simplemente la condición de fluencia de Von Mises.

### **Figura 27**

*Condición de Fluencia de Von Mises*

$$(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 = 2\sigma_{yp}^2$$

*Nota.* Tomado de *Mecánica de Sólidos 2ed*, (p.525), Popov, 2000, Pearson Educación

#### **2.2.10 Pandeo Local en Secciones de Acero**

En todo análisis estructural, precedido de un estudio de mecánica de materiales para poder entender el comportamiento de los miembros dispuestos geoméricamente y que están sometidos a cargas, cuyo fin es el de soportar satisfactoriamente estas demandas externas a través de la compensación por parte de los esfuerzos internos distribuidos de forma estable dentro de su propia estructura como elemento individual, entendiéndose que un grupo de varios elementos unidos entre sí conforman un todo llamado estructura (concepto meramente clásico ya que un solo elemento puede ser una estructura en sí), debe inequívocamente estudiarse las posibilidades de que estos elementos puedan fallar por alguna razón específica.

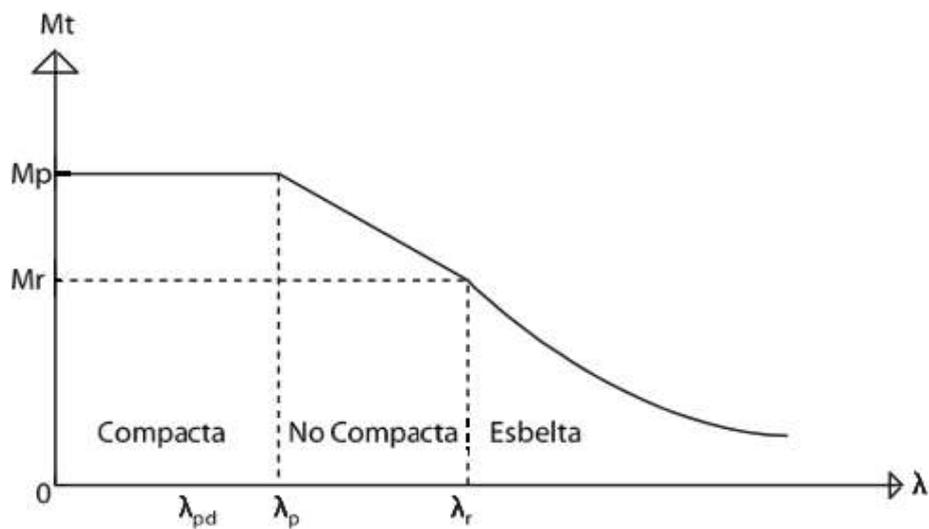
Este funcionamiento inapropiado del perfil se puede explicar de la siguiente manera, por ejemplo: Cuando una viga trabaja a flexión una parte de la viga trabaja a tracción y la otra a compresión, ambas separadas por un eje neutro. Por este motivo, según Fratelli (2003), la zona comprimida se asimila a una columna cuyos elementos componentes pueden sufrir la bifurcación del equilibrio en forma

independiente o conjunta, pandeando alrededor del eje débil dependiendo de su esbeltez.

Este parámetro de pandeo local se denota por la letra griega “ $\lambda$ ”, y que representa la relación entre el ancho o dimensión externa del miembro y el espesor de la lámina con que se fabrica. Por la naturaleza de los perfiles tubulares, muchos de ellos son clasificados como no compactos, sin embargo, una serie de fabricantes están llegando al punto de ampliar su catálogo de productos en función de garantizar una esbeltez adecuada para no comprometer la falla de los perfiles antes de llegar la falla elástica del mismo, lo cual como anteriormente se mencionó incluye un aumento sustancial del espesor de la lámina con que se fabrican. En la Figura 28 se puede observar la clasificación de los perfiles de acuerdo al parámetro “ $\lambda$ ”.

**Figura 28**

*Clasificación de las Secciones Tubulares Según su Esbeltez*



*Nota.* Adaptado a *Diseño de Estructuras Metálicas Estados Límites (LRFD)*, Fratelli, 2003, UNIVE.

### ***2.2.11 La Técnica del Pushover***

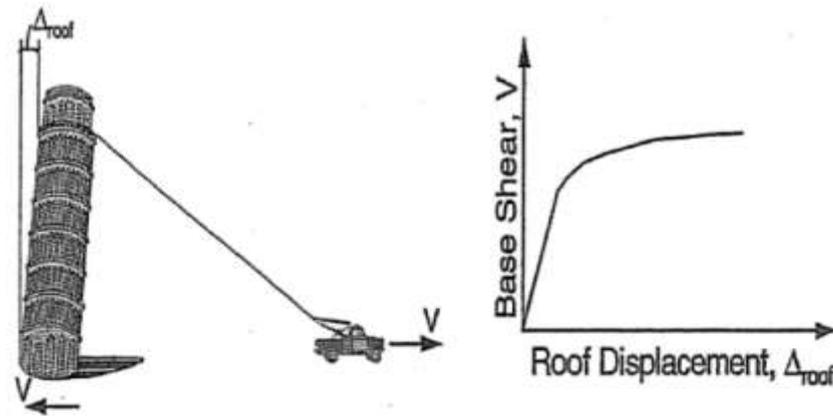
Según Loges (2017), el análisis por desempeño sísmico de edificaciones emplea la técnica del pushover (empujón, según su traducción del inglés) o análisis estático no lineal, para analizar la sucesión en la ocurrencia de daño en la edificación, mediante la formación de mecanismos dúctiles (disipación de energía inelástica por deformación) por sobre los mecanismos frágiles (fallas por corte, etc.).

La técnica del pushover (figura 29) consiste, de manera general, en aplicar una carga lateral monotónica creciente, la cual simula la acción sísmica y que genera un corte en la base ( $V$ ), a una edificación, de acuerdo con valores previamente establecidos del desplazamiento lateral de la misma ( $\Delta_{\text{roof}}$ ) en el último nivel de la edificación (techo), valores que se espera pueda esta alcanzar durante un evento sísmico en su vida útil, e ir verificando y constatando que la disipación de energía inelástica, la cual se logra en general por la formación de rótulas plásticas, ocurre en locaciones convenientes de los miembros estructurales (extremos de las vigas, a una cierta distancia de la cara de las columnas, por ejemplo, en edificaciones aporticadas).

Todo esto bajo el estudio o análisis de la jerarquización en el orden o secuencia de ocurrencia de dichas rótulas plástica, a medida que se aumentan los valores del desplazamiento lateral. Estas rótulas plásticas deberán irse generando de acuerdo con un orden previamente establecido y no de manera aleatoria, lo cual pudiera llevar a comportamientos erráticos y difíciles de predecir de la edificación, ante cargas laterales. De acuerdo con la figura 30, se observa la localización de las rótulas plásticas para un comportamiento sísmico considerado como “ideal”, en lo referente a la disipación de energía inelástica en edificaciones aporticadas. Como se aprecia, las rótulas plásticas están ubicadas en los extremos de las vigas y en la base de las columnas inferiores (Loges, 2017).

**Figura 29**

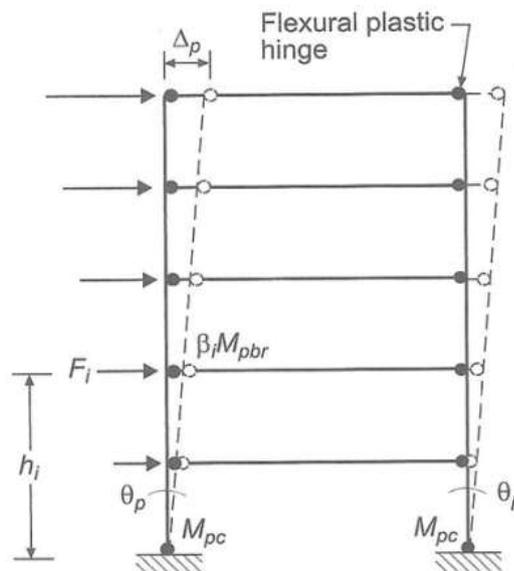
*Basamento de la Técnica del Pushover*



*Nota.* Tomado del *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings* (p.8-4), ATC-40, 1996.

**Figura 30**

*Localización de Rótulas Plásticas en Comportamientos Sismorresistentes*



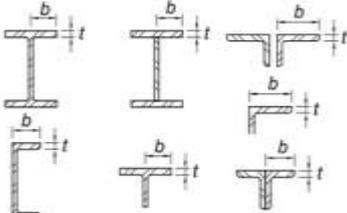
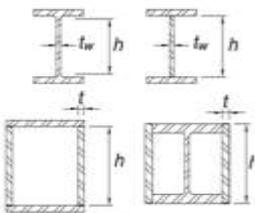
*Nota.* Tomado de *Performance Based Plastic Design. Earthquake-Resistant Steel Structures*, Goel y Chao, 2008, International Code Council (ICC).

### 2.2.12 Especificaciones Para Vigas y Columnas. Relación Ancho-Espesor en Pórticos Especiales

Las vigas de sección "I" y las columnas de acero tipo "BOX" para pórticos especiales deben cumplir condiciones establecidas para elementos de alta ductilidad (high ductility). De modo que las secciones deben cumplir con las relaciones ancho-espesor límite indicadas en la Tabla D1.1 del AISC 341 (ver Figura 31) para controlar los problemas de inestabilidad por pandeo local.

**Figura 31**

*Miembros de Alta Ductilidad*

Elemento	Alas	Alma
Columnas y Vigas de Alta Ductilidad	$0.65 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$ $0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	For $C_b \leq 0.114$ $2.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (1 - 1.04 C_b)$ For $C_b > 0.114$ $0.88 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (2.68 - C_b)$ $\geq 1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$ $C_b = \frac{P_c}{\phi_c P_y} \text{ (LRFD)}$ $C_b = \frac{\Omega_c P_c}{P_y} \text{ (ASD)}$ $P_y = R_y F_y A_g$
	$b/t$ 	$h/t_w$ 

*Nota.* Adaptado de *Provisions for Structural Steel Buildings* (p. 9.1-14), AISC 341, 2016.

Un diseño sismorresistente óptimo supone el cumplimiento de requerimientos normativos mínimos, para lograr un nivel de desempeño aceptable dentro del sistema estructural. La aplicación de perfiles tubulares depende del desempeño esperado de los elementos dentro del sistema estructural y la capacidad de sus conexiones de garantizar la transmisión de solicitaciones entre elementos y la

capacidad de experimentar rotaciones inelásticas. En este sentido, tanto los elementos como sus conexiones deben cumplir requisitos sismorresistentes, entre los que se destacan, los límites de las relaciones de esbeltez local, soporte lateral de elementos, resistencia mínima de diseño, entre otros.

### ***2.2.13 Columnas de Sección Tubular***

La guía n° 9 del comité internacional para el estudio y desarrollo de estructuras tubulares indica que, CIDECT:

Los perfiles tubulares estructurales de acero, ya sean circulares, cuadrados o rectangulares, son inherentemente más eficaces como elementos comprimidos, gracias a su forma geométrica, que cualquier otro perfil estructural de acero, como por ejemplo los perfiles I, H, L. (CIDECT, 2004, p.9).

En la naturaleza existen numerosos ejemplos que demuestran las excelentes propiedades de los perfiles tubulares de sección circular como elementos estructurales resistentes a la compresión, la tracción, la flexión y la torsión. Además, las secciones tubulares circulares han demostrado ser la forma más adecuada para los elementos sometidos a la fuerza del viento, el agua o las olas. Los perfiles tubulares de sección circular combinan estas características con un atractivo aspecto desde el punto de vista arquitectónico. Las estructuras fabricadas con perfiles tubulares presentan una superficie menor que las estructuras comparables de perfiles abiertos. Este hecho, combinado con la ausencia de esquinas pronunciadas, hace que la protección frente a la corrosión sea mejor, (CIDECT, 2004).

En los últimos treinta y cinco años, el CIDECT ha iniciado numerosos programas de investigación en el campo de las estructuras tubulares, entre los que se incluyen la investigación en el campo de la estabilidad, la protección contra el fuego, el efecto de las cargas de viento, la construcción mixta y el comportamiento estático y a fatiga de los nudos. Los resultados de dichas investigaciones se detallan en extensos informes y han sido incorporados en numerosas recomendaciones de

diseño tanto nacionales como internacionales cuyas bases se recogen en diferentes monografías del CIDECT. Inicialmente, muchos de estos programas de investigación fueron una combinación de investigación experimental y analítica. En la actualidad, numerosos problemas pueden resolverse de una forma numérica y el uso del ordenador abre la puerta a nuevas posibilidades para llegar a comprender el comportamiento estructural. Es importante que el diseñador entienda dicho comportamiento y que sea consciente de la influencia de los diferentes parámetros en la respuesta estructural. (CIDECT, 2004).

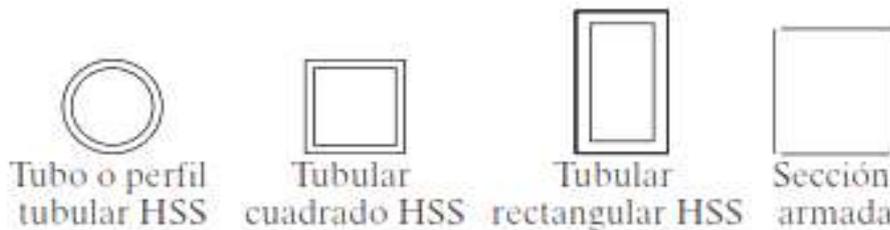
Asimismo, en la norma americana AISC 360, indica en su capítulo B sobre los requisitos de diseño, que:

El espesor de diseño  $t$ , debe ser usado en los cálculos que involucran el espesor de secciones tubulares (HSS). El espesor de diseño,  $t$ , deberá ser considerado igual al espesor nominal para secciones cajón y secciones tubulares HSS fabricadas de acuerdo con ASTM A1065/ A1065M o por ASTM A1085/A1085M. Para secciones tubulares HSS producidas mediante otros estándares cuyo uso ha sido aprobado por esta especificación, el espesor de diseño,  $t$  deberá ser considerado igual a 0,93 veces el espesor nominal. (AISC, 2016, p.68).

La relación ancho-espesor ( $b/t$ ) de las planchas usadas para las alas no debe exceder de  $0.6\sqrt{E/F_y}$  según la norma AISC 341 (2010a) para criterio de columnas en sistemas especiales a momento (SMF), donde el valor de  $b$  no debe ser menor que la distancia libre entre planchas. La relación ancho-espesor ( $h/t_w$ ) de las planchas usadas para el alma debe cumplir las limitaciones de la Tabla D1.1 del AISC 341 (AISC, 2010a). La transferencia de fuerzas internas y esfuerzos entre elementos de la columna armada debe ser realizada por medio de la soldadura. A manera de resumen, la Figura 32 muestra las secciones tubulares usadas como columnas en la práctica habitual. A pesar de las ventajas que brinda el uso de columnas tubulares como parte del sistema de pórticos a momento, llama la atención las limitadas opciones actualmente disponibles para las conexiones empleando este tipo de perfiles.

### Figura 32

*Perfiles para Columnas Tubulares: Circular, Cuadrado, Rectangular y Cajón Armado*



*Nota.* Adaptado de *Diseño de Estructuras de Acero Método LRFD*, McCormac, 2013, Alfaomega.

Gallegos (2017), destaca la importancia que para el caso de no disponer perfiles de tipo HSS comerciales o cuando las alas y almas no cumplen con las condiciones establecidas de relación ancho-espesor límite para elementos de alta ductilidad en pórticos a momento (columna sin relleno de concreto), se pueden utilizar perfiles tubulares elaborados a partir de planchas soldadas o armadas tipo “BOX”.

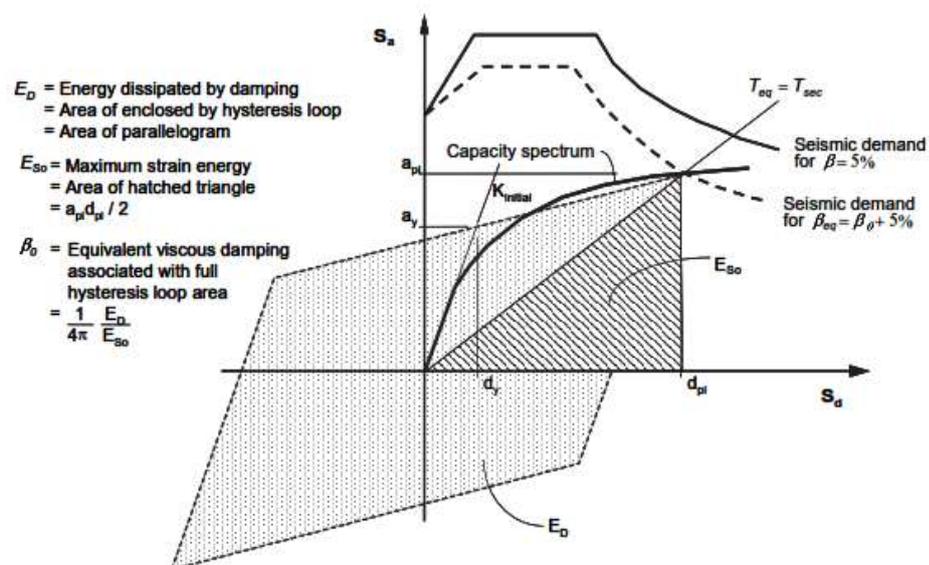
#### **2.2.14 Método del Espectro/Capacidad Según el ATC-40**

Según el FEMA 440 (2005), la suposición básica en la técnica de linealización equivalente es que la máxima deformación inelástica de un sistema “SDOF” no lineal se puede aproximar a partir de la deformación máxima de un sistema “SDOF” elástico lineal que tiene un período y una relación de amortiguamiento que son mayores que los valores iniciales de aquellos para el sistema no lineal. En el método del espectro de capacidad según ATC-40, el proceso comienza con la generación de una relación fuerza-deformación para la estructura. Este proceso es virtualmente idéntico al del método del coeficiente de FEMA 356, excepto que los resultados se grafican en el formato aceleración-desplazamiento del espectro de respuesta de (ADRS) (ver Figura 33).

Este formato es una simple conversión de la relación de cortante base versus desplazamiento del techo usando las propiedades dinámicas del sistema, y el resultado es denominada curva de capacidad de la estructura. el movimiento sísmico del suelo también se convierte al formato “ADRS”. Este permite trazar la curva de capacidad en el mismo eje como la demanda sísmica. En este formato, el período puede representarse como líneas radiales que parten del origen.

### Figura 33

*Representación Gráfica del Método del Espectro de Capacidad de Linealización Equivalente*



*Nota.* Tomado del *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings* (p.8-14), ATC-40, 1996.

El método equivalente de espectro de capacidad asume que el amortiguamiento equivalente del sistema es proporcional al área encerrada por la curva de capacidad. El período equivalente,  $T_{eq}$ , se supone ser el período secante en el cual el terreno sísmico demanda movimiento, reducida por el amortiguamiento equivalente, corta la curva de capacidad. Dado que el equivalente El período y el amortiguamiento son ambos una función del desplazamiento, la solución para determinar el máximo

desplazamiento inelástico (es decir, el punto de desempeño) es iterativo. ATC-40 impone límites a la amortiguación equivalente para tener en cuenta la degradación de la resistencia y la rigidez (FEMA-440, 2005).

### ***2.2.15 Fundamentos de la Soldadura***

Mc Comac (1991), hizo énfasis en que las soldaduras utilizadas en estructuras civiles de acero, deberán soportar un gran número de repeticiones de carga durante toda su vida útil y durante su proceso de diseño considerando las posibles fallas por fatiga. (p.58). Para él, las medidas de seguridad que se deben tomar al trabajar con soldadura de arco son: Ejecutar una revisión completa tanto de la zona donde se va a realizar el trabajo como en la del equipo. Todo material u objeto susceptible al calor debe ser retirado de la zona o área de trabajo y mantener equipos de control de incendio a la mano. Las máquinas y equipos que se han de utilizar para soldar deberán estar conectados a interruptores que sean de fácil y rápida desconexión. La alimentación de estos equipos se mantendrá desconectada siempre que no se esté utilizando debe contar con una toma de tierra, la pinza o porta electrodo no debe tener los aislantes dañados, cables sueltos o tenaza en mal estado.

### **2.3 Definición de Conceptos**

**Acero:** Aleación entre hierro y carbono, con contenido máximo de carbono del dos por ciento (2%) para otros aceros el porcentaje varía (Vinnakota, 2006).

**Alta Resistencia:** McCormac (2013) “La alta resistencia del acero por unidad de peso implica que será relativamente bajo el peso de las estructuras; esto es de gran importancia en puentes de grandes claros, en edificios altos y en estructuras con condiciones deficientes en la cimentación” (p. 14).

**Análisis:** Determinación de la respuesta estructural, aplicando modelos matemáticos, correspondientes a las acciones externas previstas en el modelo (Fratelli, 2003).

**Análisis elástico:** Se refiere a la determinación de las solicitaciones en los elementos estructurales y sus conexiones suponiendo un comportamiento elástico lineal del material (Covenin 1618, 1998).

**Carga de Agotamiento última:** Se refiere a la carga máxima que se alcanza cuando se ha formado un número suficiente de zonas cedentes a fin de permitir que la estructura se deforme plásticamente sin incremento de carga adicional. esta es la mayor carga que una estructura puede soportar, cuando se supone plasticidad perfecta y cuando se desprecian factores tales como la inestabilidad, efectos de segundo orden, endurecimiento por deformación o fractura (Covenin 1618, 1998).

**Carga Muerta:** Es el peso de los materiales, dispositivos de servicio, equipos, tabiques y otros elementos soportados por la edificación, incluyendo su peso propio, que sean permanentes o con una variación en su magnitud, pequeña en el tiempo (Norma Técnica de Edificaciones E.020 Cargas, 2006).

**Carga Viva:** Es el peso de todos los ocupantes, materiales, equipos, muebles y otros elementos movibles soportados por la edificación (Norma Técnica de Edificaciones E.020 Cargas, 2006).

**Cedencia:** Es la primera manifestación de pérdida de proporcionalidad entre la tensión y la deformación en un material para la cual ocurre un incremento en las deformaciones sin un aumento de las tensiones. También se llama tensión cedente (Fratelli, 2003).

**Criterio de cedencia de von mises:** En esta teoría la energía elástica total se divide en dos partes: una causada por los cambios volumétricos y otra causada por las distorsiones por cortante. El criterio se establece al igualar la energía por distorsiones por cortante a la energía del esfuerzo combinado originada en el punto de fluencia. Según la teoría de energía de distorsión, la falla ocurrirá cuando uno de los esfuerzos principales alcance el valor crítico de fluencia  $\sigma_{yp}$  (Boresi y Schmidt, 2003).

**Conexión:** Combinación de juntas para transmitir fuerzas entre dos o más elementos estructurales (Carnevali, 2001).

**Ductilidad:** McCormac (2013) “Es la propiedad que tiene un material para soportar grandes deformaciones sin fallar bajo esfuerzos de tensión altos.” (p. 15).

**Ductilidad en Uniones:** Las uniones con ductilidad total tienen una capacidad rotacional igual o superior a la del elemento que conectan. Las uniones que no cumplen este requisito son clasificadas como uniones de ductilidad parcial. Este último criterio no está presente aun en los códigos modernos (EN-1993-1-8, 2005).

**Dureza:** Se define como la resistencia de un material a la penetración o de rallado de su superficie (Fratelli, 2003).

**Elasticidad:** McCormac (2013) “El acero se acerca más en su comportamiento a las hipótesis de diseño que la mayoría de los materiales, debido a que sigue la ley de Hooke hasta esfuerzos bastante altos” (p. 14).

**Empalme:** Conexión estructural entre dos elementos unidos en sus extremos por pernos o soldadura para formar uno solo con mayor longitud (Covenin 1618, 1998).

**Fatiga:** McCormac (2013) “Otra característica inconveniente del acero es que su resistencia se puede reducir si se somete a un gran número de inversiones del sentido del esfuerzo, o bien, a un gran número de cambios en la magnitud del esfuerzo de tensión” (p. 17).

**Límite Elástico:** Se define como el esfuerzo máximo que un material puede soportar sin sufrir deformaciones permanentes (Vinnakota, 2006).

**Momento plástico:** Momento máximo resistente de una sección que ha cedido completamente y que depende de los valores de la fluencia por el modulo plástico de dicha sección transversal (Fratelli, 2003).

**Perfiles Laminados en Caliente:** Estos perfiles se obtienen a través de los lingotes de coladas continuas, que son posteriormente tratados y conformados mediante laminadoras hasta darles la forma y dimensiones finales (Fratelli, 2003).

**Rigidez:** La resistencia a la deformación de un elemento y/o estructura medida como la razón entre la fuerza aplicada dividida por el correspondiente desplazamiento (Covenin 1618, 1998).

**Rotula plástica:** La articulación plástica es la plastificación localizada del material, donde la sección rota libremente alrededor de su eje neutro, en el sentido del momento exterior aplicado (Fratelli, 2003).

**Sección compacta:** las secciones que pueden plastificarse, pero sin participar en el concepto de redistribución de momentos, se clasifican como secciones compactas (Fratelli, 2003).

**Tensión de Agotamiento,  $F_u$ :** Es la tensión asociada al punto en el cual el material alcanza su rotura y deformación última (McCormac, 2013).

**Tensión Cedente,  $F_y$ :** Es la tensión asociada al punto donde el material alcanza su límite elástico (McCormac, 2013).

**Unión, junta:** Área donde se unen dos o más extremos, superficies o bordes, y que incluye las planchas, angulares, pernos, remaches y soldaduras empleados. Se clasifican en juntas soldadas y juntas empernadas (Covenin 1618, 1998)

## Capítulo III: Marco Metodológico

### 3.1 Hipótesis

#### 3.1.1 Hipótesis General

El desempeño sísmico en pórticos especiales resistentes a momento, empleando columnas tubulares y vigas de sección I conectados con diafragmas externos para zonas de alta sismicidad, se encuentra dentro del rango aceptable para el tipo de edificación.

#### 3.1.2 Hipótesis Específicas

- Empleando el software ETABS y hojas de cálculo de Mathcad se puede realizar el análisis y diseño de un edificio prototipo de acero de mediana altura ubicado en zona sísmica alta con pórticos a momento especiales (SMF) ante cargas gravitacionales y sísmicas, cumpliendo los requerimientos normativos nacionales e internacionales.
- Para un nudo bidimensional propuesto con diafragmas externos se obtiene un comportamiento histerético propicio, donde la resistencia supera la capacidad nominal a flexión de la viga, además supera de forma estable los 0.04 radianes, aplicando el software ANSYS e IDEA StatiCa.
- El patrón de rotulas plásticas en el edificio prototipo es favorable y el criterio Columna Fuerte/Viga Débil conduce a obtener estructuras de acero más dúctiles, logrando que las vigas formen rótulas plásticas por flexión, incurrieren en el rango inelástico y disipen energía, mientras que las conexiones permanecen en el rango elástico, ante un evento sísmico severo.
- Implementar un 75% de rigidez de las conexiones en los nodos de los pórticos SMF generan resultados más precisos con respecto al comportamiento real de

la misma, además el costo beneficio de las conexiones con diafragmas externos es favorable para su uso en zonas de alta sismicidad de Lima.

## **3.2 Operacionalización de Variables**

### ***3.2.1 Identificadores de la variable independiente***

Pórticos especiales resistentes a momento con conexiones viga-columna metálicas.

#### **3.2.1.1 Indicadores.**

- Resistencia del material.
- Esfuerzos.
- Deformaciones.
- Espesor de planchas.
- Momento-Rotación.

### ***3.2.2 Identificadores de la variable dependiente***

Diseño por desempeño sísmico.

#### **3.2.2.1 Indicadores.**

- Rigidez.
- Deformaciones.
- Giros.
- Punto de desempeño.
- Ductilidad global.
- Curva de capacidad.

## **3.3 Tipo de Investigación**

El tipo de investigación del presente trabajo es Cuantitativa.

## **3.4 Nivel de Investigación**

El nivel de la investigación es Explicativa.

## **3.5 Diseño de Investigación**

Según Sampieri et. al:

La investigación de diseño no experimental como lo menciona su nombre, se trabaja sin manipular, experimentar, transformar o involucrarse con la variable independiente, son investigaciones de casos que en tiempos pasados ya acontecieron, la relación que tienen las variables entre si se dan de manera habitual y se analizan de tal forma en cómo se suscitan los casos. (Sampieri et. al, 2010, p.121).

El diseño que se aplica a esta investigación es **NO EXPERIMENTAL**, puesto que se investigarán hechos que ya fueron estudiados años anteriores de acuerdo a los datos experimentales de Nuñez (2017).

### **3.6 Ámbito y Tiempo Social de la Investigación**

En el ámbito social, la investigación aportara a los ingenieros estructurales e investigadores, herramientas validadas para el análisis y diseño de pórticos especiales utilizando perfiles de pared delgada en columnas, esto garantiza seguridad social en las edificaciones de uso común como oficinas a menor costo. Propiciando la creación de bases de datos a nivel nacional de pórticos con conexiones de diafragmas externos en las zonas de alta sismicidad (ZONA 4), Lima.

En el ámbito económico, las estructuras del tipo SMF destinados a uso público como oficinas o inclusive viviendas de mediana altura pueden verse beneficiadas con la implementación de estructuras metálicas que agilizan considerablemente los tiempos de ejecución de proyectos inmobiliarios, pudiendo construir en masa e incrementar la economía de cierto sector en corto plazo, para las zonas de alta sismicidad (ZONA 4), Lima.

### **3.7 Población y Muestra**

#### **3.7.1 Población**

Según Arias (2006), la población “es un conjunto finito o infinito de elementos con características comunes para los cuales serán extensivas las conclusiones de la investigación” (p.81). Por otra parte, para García (1999), la población para un

estudio es “el universo de la investigación, sobre el cual se pretende generalizar los resultados” (p.133). Para efectos de esta investigación, el conjunto de elementos con características comunes para los cuales son aplicables los resultados obtenidos, es decir la población, son las edificaciones metálicas con pórticos especiales resistentes a momento, ubicadas en zonas de alta sismicidad y estudiadas en las guías de diseño del CIDECT y la norma americana del AISC.

### **3.7.2 Muestra**

Según Fernández, la muestra se define como:

El conjunto de elementos representativos de una población, con los cuales se trabajará realmente en el proceso de la investigación; esta se observará y se aplicarán los instrumentos, se tomarán los datos y luego los analizaremos generalizando los resultados a toda la población. (Fernández, 1998, p.123).

Para esta investigación fue seleccionada una estructura metálica de mediana altura ubicada en la zona 4 del Perú específicamente en Lima, destinada al uso público (oficinas), con uniones viga-columna reforzadas con diafragmas externos.

## **3.8 Procedimiento, Técnicas e Instrumentos**

### **3.8.1 Procedimiento**

Se inicia con la revisión bibliográfica de las investigaciones hasta la fecha y que proporcionan fundamentos teóricos y experimentales enfocando entre muchas cosas el comportamiento histéretico en conexiones de diafragmas externos a pórticos de acero tipo “SMF”, empleando perfiles en columnas del tipo tubulares y vigas de sección “T”. Asimismo, contemplando una tipología de edificación de mediana altura ubicada en la zona costera (ZONA 4) y cumpliendo los requerimientos de análisis establecidos en la norma sísmica peruana, para este propósito se aplica el software ETABS y hojas de cálculo.

Por otra parte, se evaluará la respuesta inelástica de la conexión para un nudo externo bidimensional, donde llega una viga a una columna, los parámetros a

evaluar de dicha conexión serán la rigidez, resistencia, y capacidad de disipación de energía. Debido a que dicha conexión con diafragmas externos de cuatro pernos por ala sin rigidizar (4E), no está precalificada aún según el AISC 358, para su diseño se toma como referencia el procedimiento establecido en la norma americana, manuales de diseño del CIDECT (2009) e investigaciones experimentales de Nuñez (2017), la carga cíclica será establecida por el protocolo de carga AISC 341, Capítulo “K”. en este sentido se aplica el software ANSYS e IDEA StatiCa para el modelamiento numérico en elementos finitos.

La envolvente o Backbone se determinará para obtener el comportamiento inelástico y de esta forma aplicarlo a un pórtico bidimensional representativo del edificio prototipo, por último, se aplicarán las rotulas concentradas en vigas y columnas en el programa ETABS. Luego se obtiene la respuesta del edificio prototipo ante un análisis estático no lineal (Pushover), bajo un régimen de cargas gravitacionales y la aplicación de un patrón de cargas laterales incrementales según las normas de la FEMA 440 y ATC-40. Asimismo, se obtiene la curva de capacidad y por ende el punto de desempeño, y poder categorizar el objetivo del desempeño propuesto, por último, se establecen costos empleando la contribución de las conexiones como cómputo y despreciando las mismas, estimando el costo beneficio de la misma.

En este sentido la investigación se puede relacionar al tipo Predictiva, Explicativa y Exploratoria, porque, como comenta Hernández (1997), existe la posibilidad de antecedentes pero que no están vinculados directamente con las fases de la investigación, son simplemente antecedentes donde la situación es similar, por lo que se puede dar un inicio como investigación de tipo exploratorio.

### **3.8.2 Técnicas**

Sabino (1992) establece que para poder hacer la medición de variables investigadas sobre una muestra determinada cuyos valores vienen cuantificados por los indicadores establecidos por el investigador ha de hacerse una recolección de datos, basándose en técnicas que permitan una implementación instrumental con un

diseño lógico seleccionado. Después de establecidas las variables y su operacionalización se establecen los criterios lógicos para emprender el método más adecuado para obtener los datos de manera coherente y precisa, tomándose en cuenta que deben verificar y/o responder las interrogantes formuladas por el investigador (Arias, 2006).

Para la investigación se realiza una continua medición de datos utilizando equipos computarizados capaces de aplicar el MEF a las muestras seleccionadas y poder cuantificar las magnitudes medidas según la tabla 2.

El análisis de los datos recolectados se hace de forma cualitativa en cuanto a la observación de las deformaciones de los modelos generados por el MEF en ANSYS e IDEA StatiCa, aplicando una escala colorimétrica a través de imágenes dependientes de los valores obtenidos y que dará un índice de comportamiento visual dependiendo de las características de las uniones estudiadas. Según Balestrini (2006) la fase de aplicación de la lógica deductiva e inductiva comienza por la clasificación y agrupación atendiendo a sus características y posibilidades, para luego correlacionarlos y establecer comparaciones.

En cuanto al análisis cuantitativo, Sherman y Webb (1988), explican que la recolección de datos medibles durante la investigación, debe ser analizada, incluyendo las unidades de medidas y cubriendo parámetros numéricos comparativos. Se analizaron las magnitudes de esfuerzos alcanzados en las muestras modeladas mediante el MEF, estos datos numéricos al ser recolectados y tabulados de acuerdo a cada modelo presentado, en función de sus unidades de medida, esfuerzos y deformaciones que debieron ser graficados y corroborados con las experiencias en el laboratorio obtenidas por los antecedentes existentes, y de acuerdo a las normas AISC, CIDECT y la Norma Técnica Peruana, revalidar las teorías límites para el comportamiento mecánico de las uniones Viga/Columna entre perfiles tubulares en pórticos del tipo SMF en zonas de alta sismicidad.

### 3.8.3 Instrumentos

Para Arias (2006) un instrumento de recolección de datos es cualquier recurso que se utilice para obtener, registrar o almacenar información. Para esta investigación se toma en cuenta la observación y análisis documental de fuentes bibliográficas para obtener información experimental y teórica de acuerdo al tema investigado; luego se aplica la observación directa estructurada para obtener una escala de estimación de efectos que se desean cotejar, por lo que se hace necesario un instrumento que registre toda la información arrojada por las experiencias obtenidas en los análisis según el MEF para la muestra seleccionada.

Los patrones de comparación no son empíricos, son ecuaciones que las autoridades especializadas han emitido para su fiel cumplimiento, y que de acuerdo a ellos los fabricantes han estipulado límites de comportamiento óptimo hasta llegar a las fallas que generan su colapso. Los límites están basados en función de la aplicación de mecánica de materiales y sus estados resistentes de acuerdo a leyes teóricamente bien fundamentados.

**Tabla 2**

*Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos*

<b>Técnica</b>	<b>Instrumento</b>
Observación y Análisis Documental	Normas y Guías (AISC, AII, CIDECT, N.T.P, EUROCODE), Manual de Usuario del ANSYS, Folletos.
Observación Directa	Guía de Observación
Observación Mecánica	Imágenes y videos capturados de los ensayos corridos con los modelos en ANSYS, ETABS e IDEA STATIC.
Técnicas de Muestreo Durante los Ensayos	Reportes de resultados arrojados por el programa Gráficas de los datos y cotejadas con aplicaciones de cálculo
Prueba Estadística	Prueba no Paramétrica de Kruskal Wallis con el Programa SPSS v..25

### 3.9 Operacionalización de Variables

Las variables, constituyen los factores que intervienen en la investigación para señalar los valores específicos, que adquieren valor para la investigación científica cuando pueden ser relacionadas con otras, es decir forman parte de una hipótesis o una teoría. A continuación, se presenta la tabla de operacionalización de las variables.

**Tabla 3**

*Operacionalización de las Variables*

<b>Objetivo General</b>	<b>Variables</b>	<b>Indicadores</b>	<b>Unidades de Medida</b>
<b>Evaluar el desempeño sísmico en pórticos especiales resistente a momento, empleando columnas tubulares y vigas de sección I conectados con diafragmas externos para zonas de alta sismicidad, Lima, 2021.</b>	<b>Variable Dependiente</b>	• Rigidez.	[kN/mm]
		• Deformaciones.	[mm]
		• Giros.	[Radianes]
		• Punto de desempeño.	[adm]
		• Ductilidad global.	[adm]
	<b>Variable Independiente</b>	• Curva de capacidad.	[Fuerza-Desplazamiento]
		• Resistencia del material.	[MPa]
		• Esfuerzos.	[MPa]
		• Deformaciones.	[mm]
		• Espesor de planchas	[mm]
• Momento-Rotación.	[kN-m / Radianes]		

## Capítulo IV: Resultados

### 4.1 Análisis del Edificio Prototipo de Cinco Niveles

#### 4.1.1 Información General del Modelo

El edificio “prototipo” a ser estudiado en la presente investigación está compuesto por pórticos especiales (SMF) en la dirección “X” y “Y”, la edificación será cargada de forma gravitacional y lateral (cargas sísmicas). La configuración fue adaptada a un modelo de edificio estudiado por Saneei Nia, (2013). El prototipo está compuesto por cinco vanos de 6.0 m. para las dos direcciones ortogonales. El área final de planta es de 30.0 x 30.0 m. La altura de entrepiso para el primer piso es de 3.5 m al igual que para los 04 pisos restantes. El sistema de piso es de placa colaborante de acero, con concreto, de un espesor total de 12.0 cm (Catálogo ACEROS PROCESADOS S.A. LIMA). Las viguetas que generan soporte lateral están separadas a 2.0 m según esquema, las cuales se encargan de llevar la carga a las vigas principales y estas a las columnas. La Figura 34, 35 y 36 muestran el edificio prototipo y su elevación.

Las siguientes normas fueron aplicadas al prototipo para generar su análisis y diseño estructural, aplicando normas nacionales e internacionales:

- Norma Técnica E.020 Cargas del Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Norma Técnica E.030 Diseño sismoresistente.
- Norma Técnica E.090 Estructuras metálicas.
- AISC 360: Specification for Structural Steel Buildings (AISC, 2016).
- AISC 341: Seismic Provisions for Structural Steel Building (AISC, 2016).
- AISC 358: Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications (AISC, 2016).

Los siguientes tipos de materiales y sus correspondientes propiedades nominales fueron asumidas en el diseño:

**Tabla 4**

*Propiedades Nominales de los Aceros Utilizados Para el Diseño*

Elemento	Tipo de Acero	Fy [Mpa]	Fu [Mpa]	Ry	Rt
Columnas	ASTM A36	250	400	1.3	1.2
Vigas	ASTM A36	250	400	1.3	1.2
Steel Deck	ASTM A36	250	400	1.3	1.2
Planchas	ASTM A36	250	400	1.3	1.2

- Conexiones: Pernos: ASTM A490, Ft = 780 MPa  
E = 200 GPa, G = 77 GPa,  $\nu = 0.3$

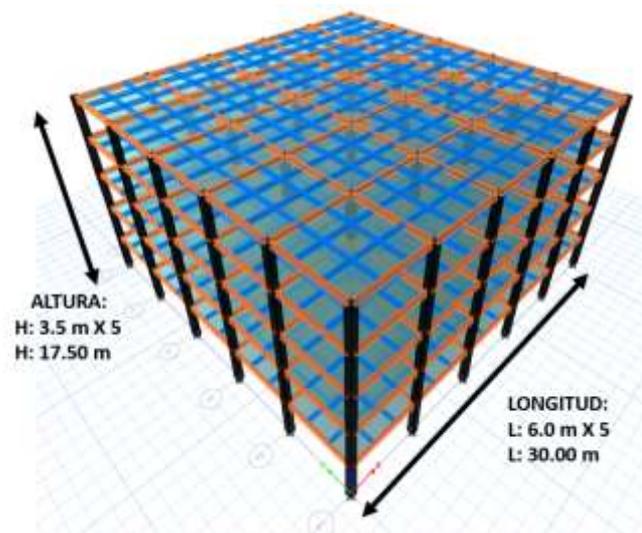
**Tabla 5**

*Propiedades Nominales del Concreto Utilizados Para el Diseño*

Elemento	Tipo de Concreto	f'c [Mpa]	E [Mpa]	G [Mpa]	$\gamma$ [Tonf/m3]
Relleno Steel Deck	Peso unitario normal	21	21538.11	9364.39	2.40

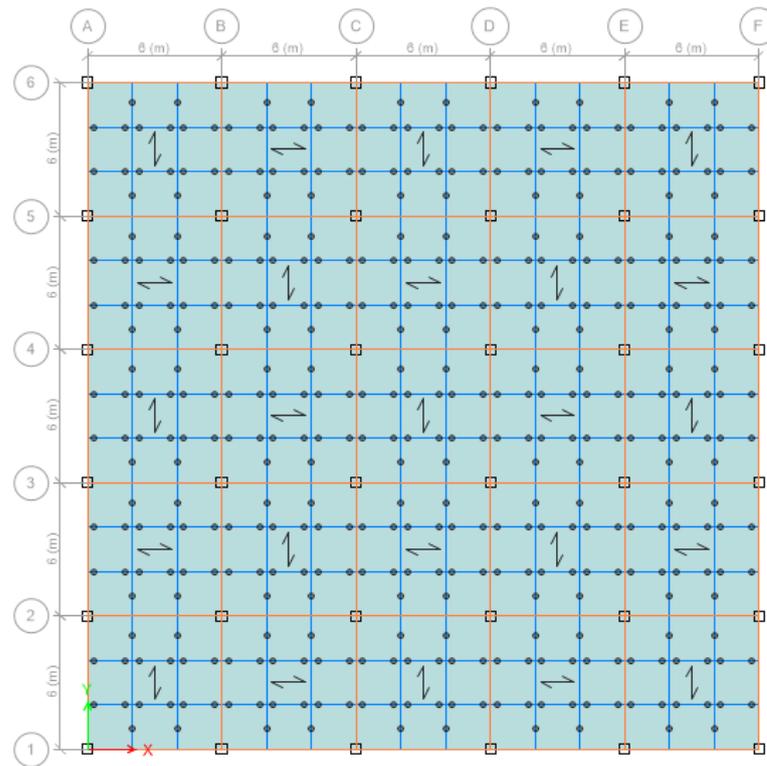
**Figura 34**

*Geometría del Edificio Prototipo, Vista Isométrica*

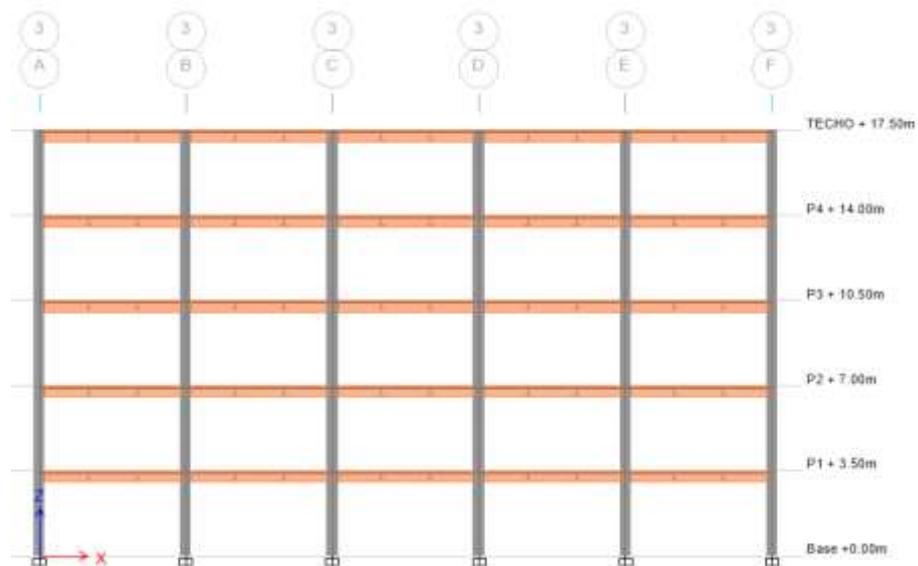


**Figura 35**

*Geometría del Edificio Prototipo, Vista en Planta, Piso 01 Hasta Techo*

**Figura 36**

*Geometría del Edificio Prototipo, Vista en Elevación, Todos los Pórticos*



#### 4.1.2 Combinaciones de Carga

Las combinaciones usadas para el diseño por resistencia última de los elementos estructurales que componen el edificio prototipo, están de acuerdo con la norma técnica E.020 y la norma técnica E.090 del Reglamento Nacional de Edificaciones. Los parámetros para el diseño por capacidad de los pórticos “SMF” están establecidas en la norma AISC 341, además de las guías de diseño AISC para conexiones de tipo plancha extrema (Murray, 2003). A continuación, se presentan las combinaciones últimas para el diseño.

1,4D	(1.4 -1)
1,2D + 1,6L + 0,5*(Lr ó S ó R)	(1.4 -2)
1,2D + 1,6*(Lr ó S ó R) + (0,5L ó 0,8W)	(1.4 -3)
1,2D + 1,3W + 0,5L + 0,5*(Lr ó S ó R)	(1.4 -4)
1,2D + 1,0EX + 0,5L + 0,2S	(1.4 -5)
1,2D - 1,0EX + 0,5L + 0,2S	(1.4 -5)
1,2D + 1,0EY + 0,5L + 0,2S	(1.4 -5)
1,2D - 1,0EY + 0,5L + 0,2S	(1.4 -5)
0,9 D + (1,3W ó 1,0 EX)	(1.4 -6)
0,9 D - (1,3W ó 1,0 EX)	(1.4 -6)
0,9 D + (1,3W ó 1,0 EY)	(1.4 -6)
0,9 D - (1,3W ó 1,0 EY)	(1.4 -6)

#### Definiciones:

D : Carga muerta debida al peso propio de los elementos y los efectos permanentes sobre la estructura.

L : Carga viva debida al mobiliario y ocupantes.

Lr : Carga viva en las azoteas.

W : Carga de viento.

S : Carga de nieve.

E : Carga de sismo de acuerdo a la Norma E.030 Diseño Sismorresistente.

R : Carga por lluvia o granizo.

PP : Peso propio de los elementos estructurales.

SCP : Sobre carga permanente proveniente de los acabados y tabiquería.

Nota:  $D=CM=PP+SCP$

### 4.1.3 Definición de Cargas Gravitacionales

Las cargas muertas en los entresijos y el techo, consisten en el peso de los elementos de acero (Columnas, Vigas, Viguetas), el sistema de piso de placa colaborante y concreto, incluyendo las piezas para la fijación. La sobrecarga de uso, el edificio analizado se refiere a una edificación destinado a oficinas con áreas privadas. Cabe destacar que el programa determina el peso propio de los elementos estructurales. Los valores para las cargas consideradas en el diseño del edificio, según NTP E.020, se muestran a continuación:

#### Carga Muerta (CM) del 1ro al 4to Piso:

- Tabiquería Liviana móvil en oficinas (Norma E.020) ..... 100 kg/m<sup>2</sup>
- Acabados sobre losa 0.04 m x 2000 kg/m<sup>3</sup> ..... 80 kg/m<sup>2</sup>
- Placa colaborante e=12cm Vc=0.097m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup> x 2400 kg/m<sup>3</sup> ..... 233 kg/m<sup>2</sup>
- Peso de la lámina Colaborante e=0.9mm Cal. 20 ..... 10.93 kg/m<sup>2</sup>
- Peso del cielo raso ..... 15 kg/m<sup>2</sup>
- Por Instalaciones ..... 10 kg/m<sup>2</sup>

**CM = 450 kg/m<sup>2</sup>**

#### Carga Muerta (CM) Techo:

- Acabados sobre losa 0.04 m x 2000 kg/m<sup>3</sup> ..... 80 kg/m<sup>2</sup>
- Placa colaborante e=12cm Vc=0.097m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup> x 2400 kg/m<sup>3</sup> ..... 233 kg/m<sup>2</sup>
- Peso de la lámina Colaborante e=0.9mm Cal. 20 ..... 10.93 kg/m<sup>2</sup>
- Peso del cielo raso ..... 15 kg/m<sup>2</sup>
- Por Instalaciones ..... 10 kg/m<sup>2</sup>

**CM = 450 kg/m<sup>2</sup>**

#### Carga Viva S/C del 1ro al 4to Piso:

- Oficinas ambientes comunes ..... 250 kg/m<sup>2</sup>

**S/C Losa = 250 kg/m<sup>2</sup>**

#### Carga Viva S/C Techo:

- techos con una inclinación hasta de 3° con respecto a la horizontal 100 Kg/m<sup>2</sup>

**S/C Techo = 100 kg/m<sup>2</sup>**

#### 4.1.4 Fuerzas Dinámicas

La ubicación propuesta es en Lima, zona costa del país (Zona 4) tomada del mapa sísmico de la NTP E.030. El tipo de suelo integrado al estudio corresponde a un suelo intermedio que se encuentra comúnmente en la zona (suelo tipo “S2”, clasificación de la E.030). Se le asigna un uso para oficinas según categoría de ocupación tipo “C” (referida a oficinas viviendas y otras estructuras destinadas al uso público). La Tabla 6 muestra parámetros sísmicos usados para la construcción del espectro de diseño que será aplicado a los pórticos especiales, para determinar parámetros como desplazamientos, derivas, cortes dinámicos, entre otros aspectos relevantes para nuestro estudio.

**Tabla 6**

*Parámetros Sísmicos Según la NTP E 0.30*

<b>Ao</b> [g]	<b>S</b>	<b>Tp</b> [s]	<b>TL</b> [s]	<b>Z</b>	<b>U</b>	<b>C</b>	<b>S</b>	<b>Ro</b>	<b>Ia</b>	<b>Ip</b>	<b>R</b>
0.45	S2	0.6	2.0	0.45	1.0	2.19	1.05	8	1.0	1.0	8

En la tabla anterior se presentan los parámetros correspondientes al factor de la aceleración de acuerdo al mapa sísmico del Perú (Ao), asimismo, los parámetros de sitio correspondientes al suelo como “S”, “Tp” y “TL”. Por otro lado, se encuentran los valores para la reducción de respuesta del espectro que depende del tipo de configuración estructural, dichos valores denominados “Ro” y “R” están afectados por las irregularidades propias del prototipo, para el caso presentado por ser una estructura regular en todas las direcciones, los valores “Ia” “Ip” son iguales a la unidad. Como se comentó anteriormente, la edificación tendrá un uso común por tanto el parámetro “U” es igual a la unidad. Por último, el factor de amplificación sísmica “C” es el coeficiente sísmico de la componente del corte basal que depende del periodo fundamental.

Respecto al peso sísmico, para obtener la masa sísmica del sistema, se considera dentro del programa ETABS el 100% de las cargas muertas (entendiendo como carga muerta, el peso propio y la sobre carga permanente), más un 25% de la carga

viva, para estructuras destinadas al uso público como oficinas, tal como lo indica la norma peruana NTP E.030. Dentro del ETABS se empleó un análisis dinámico modal espectral con tres grados de libertad dinámicos por nivel, con amortiguamiento del 5%, siguiendo las indicaciones de la norma americana ASCE 7 (2010), Sección 12.9 y la norma sismorresistente peruana.

Para realizar el análisis dinámico modal espectral se tomaron quince modos, que dieron como resultado el 100% de la suma total de las masas equivalentes para cada una de las direcciones ortogonales. Además, el efecto de la torsión accidental es considerado como lo indica la norma peruana. Para cada dirección de análisis, la excentricidad accidental en cada nivel ( $e_i$ ), se considera como 0,05 veces de la dimensión del diafragma rígido en dirección perpendicular a la dirección del análisis y así poder determinar el momento torsional para cada diafragma (Ec. 4-1).

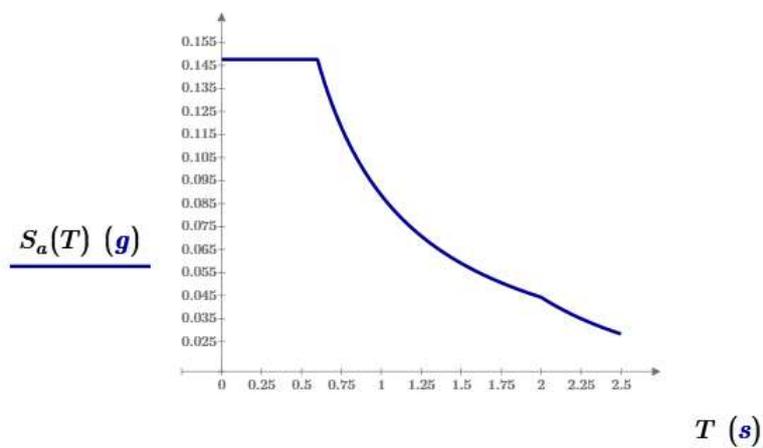
$$M_{ti} = \pm F_i \cdot e_i \quad (\text{Ec. 4-1})$$

El espectro de diseño de pseudo-aceleraciones de la NTP E.030 para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utiliza un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por:

$$S_a(T) := \frac{Z \cdot U \cdot C(T) \cdot S}{R} \cdot g \quad (\text{Ec. 4-2})$$

### Figura 37

*Espectro de Respuesta, Para Ambas Direcciones Ortogonales*



Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis del edificio prototipo, la fuerza cortante en la base del primer entrepiso del edificio no puede ser menor que el 80% del valor calculado según el artículo 25 de la norma NTP E.030 para estructuras regulares, ni menor que el 90% para estructuras irregulares. La norma sismorresistente E.030 además indica que, si fuera necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos señalados, se escalan proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos. Asimismo, la superposición de los valores máximos modales se realizó mediante el método CQC.

#### **4.1.5 Parámetros Para el Análisis Estructural**

El edificio se analizó y diseño con el programa ETABS v.20.1.0 (CSI, 2022). Los resultados del análisis se presentan en la tabla 7. La estructura se considera empotrada en la base con diafragmas rígidos por piso con tres grados de libertad por nivel. Todos los parámetros sismorresistentes exigidos por la norma técnica peruana E.030, están contenidos en dicha tabla, de esta manera posteriormente dimensionar mediante un proceso iterativo los elementos estructurales.

**Tabla 7**

*Análisis Sísmico y Parámetros de Diseño, Según la NTP E 0.30*

<b>Sistema Estructural:</b>	<b>Pórticos a Momento Especiales (SMF)</b>
Peso Sísmico del Edif. prototipo:	2667.478 [Tonf]
Relación Peso / Superficie:	$2667.478 / 900 * 5 = 0.59$ [Tonf/m <sup>2</sup> ]
Altura del Edificio H:	17.5 [m]
Periodo Fundamental (Norma) H/Ct:	$17.5 / 35 = 0.50$ [s]
Periodo Fundamental Tx = Ty:	0.685 [s]
Factor de reducción de respuesta "R":	8 [Adm]
Coef. Sísmico Csx = Csy = ZUCS / R:	0.1293 [Adm]
Corte Estático Vex = Vey:	345 [Tonf]
Factor Cx / R = Cy / R $\geq 0.11$ :	0.274 [Adm]
Expon. relacionado con el período "k":	1.093 [Adm]
Corte Mínimo 0.8*Vex:	276 [Tonf]
Corte Mínimo 0.8*Vey:	276 [Tonf]
Corte Dinámico SDX_5% de Amortig.:	281.59 [Tonf]
Corte Dinámico SDY_5% de Amortig.:	281.59 [Tonf]

Se puede observar de la tabla 7 que no es necesario realizar escalamiento o incremento del cortante, ya que el corte dinámico que proviene del espectro en la dirección “X” e “Y” es superior al corte mínimo normativo de  $0.8V_e$ . El modelo matemático de la edificación se basa en que los elementos en sus extremos son semi-rígidos en las uniones viga/columna, simulando conexiones parcialmente restringidas a un 75% con la intención de comparar luego con el aporte de rigidez de la conexión propuesta con diafragmas externos. Por otro lado, los pisos se modelan como “Membranas” con diafragmas rígidos. Las viguetas se modelaron con sus extremos articulados, es decir, con conexión simple a corte.

Por otra parte, la deriva de piso según la normativa sismorresistente NTP E.030, indica que el máximo desplazamiento relativo de entrepiso, calculado según el artículo 31, no excede la fracción de la altura de entrepiso (distorsión) que se indica en la Tabla N° 11 (Tabla 8) de dicha norma, este valor corresponde a  $(\Delta i/h_i) = 0.010$ . La deriva elástica obtenida del programa ETABS se debe multiplicar por  $0.75R$ , dicho valor ( $0.75R$ ) pertenece a la ductilidad para estructuras sin irregularidades. La Figura 38 muestra el resultado de la deriva de piso para el edificio estudiado. Entendiendo que el mismo presenta simetría en ambas direcciones ortogonales la respuesta para curvas de deriva, cortante y momento de volteo en las dos direcciones ortogonales se superponen.

**Tabla 8**

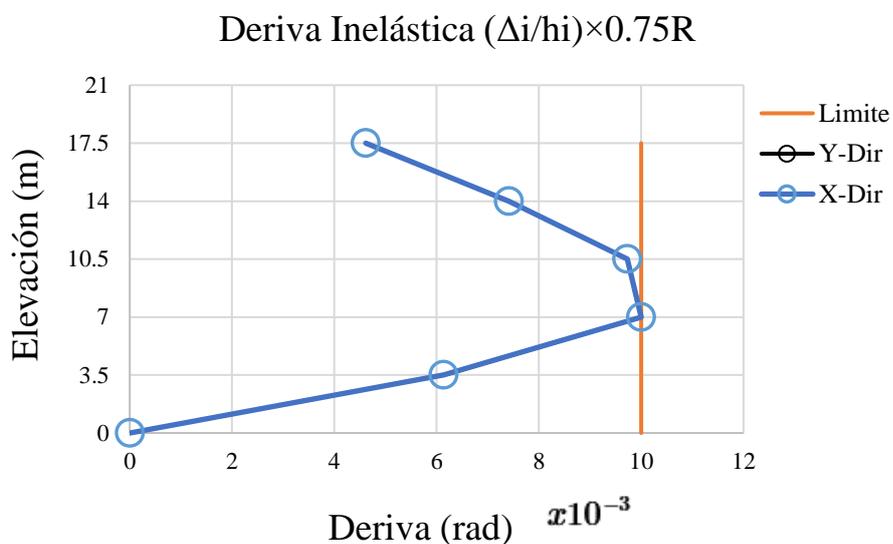
*Límites de Distorsiones de Entrepiso Según la Norma NTP E. 030*

<b>Límites para la distorsión del entrepiso Norma E. 030</b>	
<b>Material Predominante</b>	<b><math>[\Delta i/h_i]</math></b>
Concreto Armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0.005

Asimismo, se destaca que en el modelo matemático no se consideran componentes no estructurales que de alguna manera tendrían aporte de rigidez lateral, como por ejemplo las escaleras, mampostería, etc. Esto se debe a que sería más complejo el análisis y diseño.

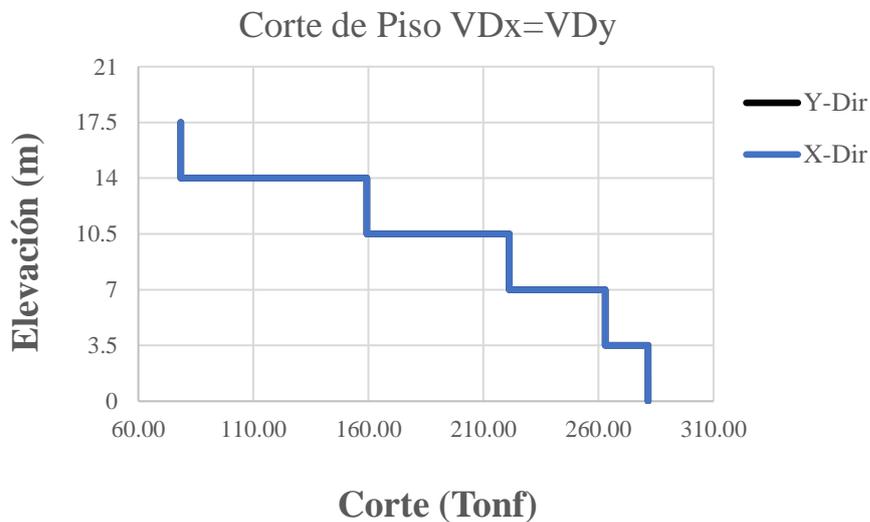
**Figura 38**

*Deriva de Piso de los Diafragmas para los Distintos Niveles del Edificio*



**Figura 39**

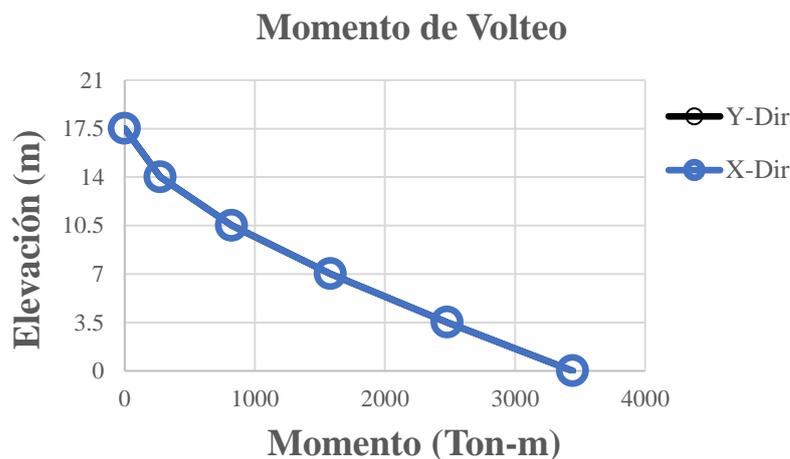
*Corte por Piso de la Respuesta del Análisis Sísmico del Edificio*



En cuanto a las fuerzas de corte y momentos de volteo en cada piso debido a la carga sísmica SDx y SDy, en la Figuras 39 y 40 se muestran sus resultados.

**Figura 40**

*Momento de Volteo de la Respuesta del Análisis Sísmico del Edificio*



#### 4.2. Diseño de Elementos Estructurales Pertenecientes al Sistema SMF

Los elementos estructurales finales empleados (Tabla 9) en el edificio son el producto de una serie de iteraciones en el análisis realizando un análisis y diseño con las cargas gravitacionales y de sismo para cumplir las verificaciones según los criterios normativos por capacidad y de deformaciones de piso por deriva sísmicas prescritos en la NTP E.030 que controló el dimensionamiento como se verá más adelante de las vigas y columnas para el prototipo de 05 pisos. Por la complejidad de la investigación se asume que todos los elementos estructurales sean iguales para todos los niveles, entendiendo que la presente es una situación hipotética a lo que sucedería en la realidad.

**Tabla 9**

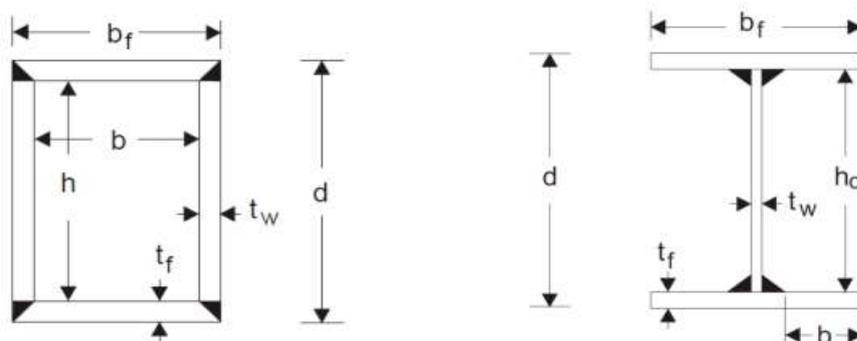
*Secciones Finales de los Elementos Estructurales*

Elemento	Sección	Acero	bf	d	tf	tw
			[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
Columnas	Box 450x450x25mm	ASTM A36	450	450	25	25
Vigas	W18X60	ASTM A36	192	462.3	17.7	10.5

Los elementos columna serán fabricados en taller dando una forma tipo cajón o BOX con planchas de acero unidas mediante soldadura de penetración completa (CJP) como se recomienda en las guías del CIDECT. Por otro lado, las vigas principales tienen una sección “I” fabricada con planchas de acero unidas mediante soldadura en taller. Las secciones se muestran en la Figura 41.

**Figura 41**

*Definición Geométrica de los Perfiles Columnas y Vigas*



*Nota.* Adaptado al *Manual de ETABS V.20*.

#### 4.2.1 Diseño Sismorresistente de Vigas

Las alas y el alma de la viga deben cumplir con la condición de miembros de **alta ductilidad (Highly Ductile)**, conforme a la Norma ANSI/AISC 341, a fin de prevenir el pandeo local, por tanto, a continuación, se presenta la revisión del pandeo local de la viga.

a) Para las alas, se tiene:

Esbeltez del ala de la viga:

$$\lambda_{ala} := \frac{b_{fb1}}{2 \cdot t_{fb1}} = 5.42 \quad (\text{Ec. 4-3})$$

Esbeltez máxima del ala de la viga (Criterio AISC 341-16):

$$\lambda_{ala\_max} := 0.32 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}}} = 7.94 \quad (\text{Ec. 4-4})$$

if ( $\lambda_{\text{ala}} \leq \lambda_{\text{ala\_max}}$ , "OK! SECCIÓN HD", "NO CUMPLE") = "OK! SECCIÓN HD"

b) Para el alma, se tiene:

Esbeltez del alma de la viga:

$$\lambda_{\text{alma}} := \frac{d_{b1} - 2 t_{fb1}}{t_{wb1}} = 40.66 \quad (\text{Ec. 4-5})$$

Esbeltez máxima del alma de la viga (Criterio AISC 341-16):

$$\lambda_{\text{alma\_max}} := 2.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}}} = 63.75 \quad (\text{Ec. 4-6})$$

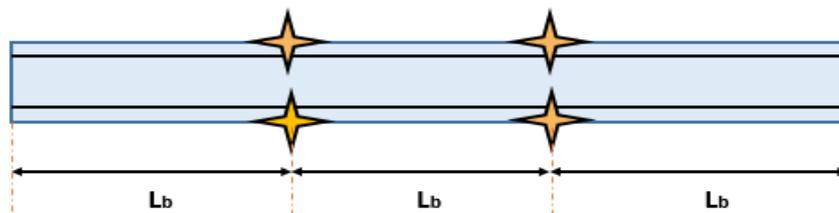
if ( $\lambda_{\text{alma}} \leq \lambda_{\text{alma\_max}}$ , "OK! SECCIÓN HD", "NO CUMPLE") = "OK! SECCIÓN HD"

c) Longitud no arriostrada de la viga:

La viga debe cumplir con los requisitos de miembros de Alta Ductilidad, conforme a la Norma ANSI/AISC 341, para lo cual deberá estar soportada lateralmente en ambas alas, a fin de controlar el pandeo lateral torsional.

**Figura 42**

*Longitud no Arriostrada ( $L_b$ )*



$$N_{st} := 2$$

Longitud de la viga no arriostrada:

$$L_b := \frac{L_v}{(N_{st} + 1)} = 2 \text{ m} \quad (\text{Ec. 4-7})$$

Criterio da la Norma AISC 341-16:

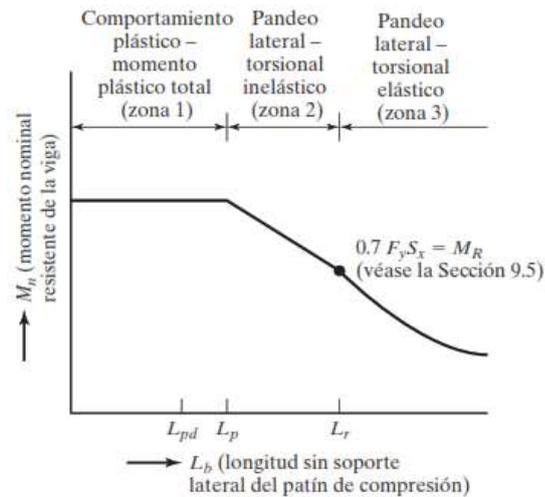
$$L_{b\_max} := 0.095 \cdot r_{yb1} \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}}} = 2.52 \text{ m} \quad (\text{Ec. 4-8})$$

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

**d) Revisión de las vigas por flexión:**

**Figura 43**

*Momento Nominal en Función de la Longitud, no Soportada Lateralmente*



*Nota.* Tomado de *McCormac*, 2013.

Longitud límite de comportamiento plástico:

$$L_p := 1.76 \cdot r_{yb1} \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}} = 2.144 \text{ m} \quad (\text{Ec. 4-9})$$

Momento plástico:

$$M_p := Z_{xb1} \cdot F_{yb} = 497.33 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{Ec. 4-10})$$

para perfiles Doble T:

$$c := 1$$

$$r_{ts} := \sqrt{\frac{I_{yb1} \cdot h_{ob1}}{2 \cdot S_{xb1}}} = 5.16 \text{ cm} \quad (\text{Ec. 4-11})$$

$$L_r := 1.95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0.7 \cdot F_{yb}} \cdot \sqrt{\frac{J_{b1} \cdot c}{S_{xb1} \cdot h_{ob1}} + \sqrt{\left(\frac{J_{b1} \cdot c}{S_{xb1} \cdot h_{ob1}}\right)^2 + 6.76 \cdot \left(0.70 \cdot \frac{F_{yb}}{E}\right)^2}} = 6.97 \text{ m}$$

Es necesario definir el coeficiente de flexión  $C_b$ . Para ello se obtienen los momentos que ocurren entre soportes laterales. El valor de  $C_b$  se determina para cada tramo, entre soportes laterales, en función al diagrama de momentos. Con este valor se determina la resistencia a flexión de la viga y se compara con el momento último de dicho tramo.

$$C_b = \frac{12.5M_{\max}}{2.5M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \leq 3.0$$

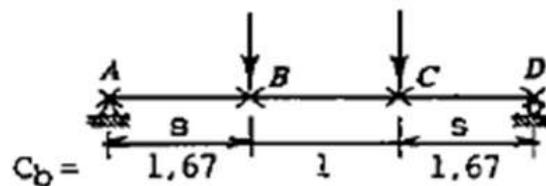
**MA:** es el Momento a un cuarto de la longitud del tramo

**MB:** es el Momento en la mitad de la longitud del tramo

**MC:** es el Momento a tres cuartos de la longitud del tramo

**MMAX:** es el Momento máximo del tramo.

De la configuración de dos soportes laterales sobre la viga, se asume el siguiente valor de  $C_b$ :



Luego, se obtiene la tensión Crítica:

$$C_b := 1.67$$

$$F_{cr} := C_b \cdot \pi^2 \frac{E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \cdot \sqrt{1 + 0.078 \cdot \frac{J_{b1} \cdot c}{S_{xb1} \cdot h_{ob1}} \cdot \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} = 2333295.86 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (\text{Ec. 4-12})$$

Los miembros tienen adecuado soporte lateral si se logra demostrar que la sección es compacta ( $\lambda \leq \lambda_p$ ) y que el miembro tiene soporte lateral continuo, o si la longitud no arriostrada es muy corta, la resistencia nominal por momento  $M_n$  es la capacidad total por momento plástico  $M_p$  del perfil.

$$\text{Si } L_b \leq L_p$$

$$M_{n1} := M_p = 497.33 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Si } L_p < L_b \leq L_r$$

$$M_{n2} := \min \left( C_b \cdot \left( M_p - (M_p - 0.7 \cdot S_{xb1} \cdot F_{yb}) \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right), M_p \right) = 497.33 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Si } L_b > L_r$$

$$M_{n3} := \min (S_{xb1} \cdot F_{cr}, M_p) = 497.33 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Finalmente, se obtiene la resistencia nominal a flexión:

$$M_n := \min (M_{n1}, M_{n2}, M_{n3}) = 497.33 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momento último máximo en la viga según el programa ETABS para la envolvente de las combinaciones propuestas.

Para el Combo: **1,2D - 1,0EX + 0,5L + 0,2S**, se tiene que:

$$M_u := 218.2667 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\phi := 0.9$$

$$\phi \cdot M_n = 447.59 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

**Relación Demanda / Capacidad en viga más desfavorable:**

$$\frac{M_u}{\phi \cdot M_n} = 0.488$$

**Figura 44**

*Ratio de D/C en Vigas del Programa ETABS (Pórtico 03)*



**Figura 45**

*Momento Último y Capacidad a Flexión en Viga en el Programa ETABS*

**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	218.2667	447.5966	447.5966	447.5966
Minor Bending	0	76.0529		

#### 4.2.2 Diseño Sismorresistente de Columnas

**REVISIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE LA SECCIÓN COLUMNA SEGÚN LA NORMA AISC 341-16.**

Para la revisión del comportamiento de la sección las alas y el alma de la columna deben cumplir con la condición de miembros de **alta ductilidad (Highly Ductile)**, conforme a la Norma ANSI/AISC 341, a fin de prevenir el pandeo local, por tanto, a continuación, se presenta la revisión del pandeo local de la columna.

**a) Para las alas, se tiene:**

Esbeltez del ala de la columna:

$$\lambda_{ala\_col} := \frac{b_{fc} - 2 t_{fc}}{t_{fc}} = 16 \quad (\text{Ec. 4-13})$$

Esbeltez máxima del ala de la columna (Criterio AISC 341-16) Sistema SMF:

$$\lambda_{ala\_col\_max} := 0.65 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}}} = 16.12 \quad (\text{Ec. 4-14})$$

Esbeltez máxima del ala de la columna (Criterio AISC 341-10) Sistema SMF:

$$\lambda_{col\_aisc\_2010} := 0.6 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}} = 16.97 \quad (\text{Ec. 4-15})$$

**if** ( $\lambda_{ala\_col} \leq \lambda_{ala\_col\_max}$ , "OK! SECCIÓN HD", "NO CUMPLE") = "OK! SECCIÓN HD"

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

Resistencia cedente axial de la columna:

$$P_{yc} := A_c \cdot F_{yc} = 10625 \text{ kN} \quad (\text{Ec. 4-16})$$

Esbeltez del alma de la columna:

$$\lambda_{alma\_col} := \frac{d_c - 2 t_{wc}}{t_{wc}} = 16 \quad (\text{Ec. 4-17})$$

Factor de minoración:

$$\phi = 0.9$$

Capacidad última axial de la columna:

$$P_{yc} \cdot \phi = 9562.5 \text{ kN}$$

Carga última axial de la columna (Combo 1,2D - 1,0EX + 0,5L + 0,2S)

$$P_{u\_col\_max} := 1274.09 \text{ kN}$$

Carga última a momento de la columna (Combo 1,2D - 1,0EX + 0,5L + 0,2S)

$$M_{u\_col\_max} := 230.73 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

De acuerdo al criterio de la norma AISC 341-16, se tiene:

$$C_a := \frac{P_{u\_col\_max}}{\phi \cdot R_{yc} \cdot P_{yc}} = 0.102$$

Para  $C_a \leq 0.114$

$$\lambda_{alma\_max\_1} := 2.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (1 - 1.04 \cdot C_a) = 56.96 \quad (\text{Ec. 4-18})$$

Para  $C_a > 0.114$

$$\lambda_{alma\_max\_2} := 0.88 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (2.68 - C_a) = 56.27 \quad (\text{Ec. 4-19})$$

$$\lambda_{alma\_max\_col} := \text{if}(C_a \leq 0.114, \lambda_{alma\_max\_1}, \lambda_{alma\_max\_2}) = 56.96$$

$$\text{if}(\lambda_{alma\_col} \leq \lambda_{alma\_max\_col}, \text{"OK! SECCIÓN HD"}, \text{"NO CUMPLE"}) = \text{"OK! SECCIÓN HD"}$$

## REVISIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE LA SECCIÓN COLUMNA SEGÚN LA NORMA AISC 360-16.

Para la revisión del comportamiento de la sección las alas y el alma de la columna deben cumplir con alguna de las siguientes condiciones, miembros compactos, no compactos y esbeltos, conforme a la Norma ANSI/AISC 360, a fin

de prevenir el pandeo local, por tanto, a continuación, se presenta la revisión del pandeo local de la columna.

**a) Para las alas, se tiene:**

Esbeltez del ala de la columna:

$$\lambda_{ala\_col} := \frac{b_{fc} - 2 t_{fc}}{t_{fc}} = 16 \quad (\text{Ec. 4-13})$$

Límite entre alas compactas y no compactas

$$\lambda_{p\_ala} := 1.12 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 31.68 \quad (\text{Ec. 4-20})$$

Límite entre alas no compactas y esbeltas

$$\lambda_{r\_ala} := 1.40 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 39.6 \quad (\text{Ec. 4-21})$$

if ( $\lambda_{ala\_col} < \lambda_{p\_ala}$ , "COMPACTA", if ( $\lambda_{ala} < \lambda_{r\_ala}$ , "NO COMPACTA", "ESBELTA")) = "COMPACTA"

**b) Para el alma, se tiene:**

Esbeltez del alma de la columna:

$$\lambda_{alma\_col} := \frac{d_c - 2 t_{wc}}{t_{wc}} = 16 \quad (\text{Ec. 4-17})$$

Límite entre almas compactas y no compactas:

$$\lambda_{p\_alma} := 2.42 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 68.45 \quad (\text{Ec. 4-22})$$

Límite entre almas no compactas y esbeltas:

$$\lambda_{r\_alma} := 5.70 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 161.22 \quad (\text{Ec. 4-23})$$

$\text{if}(\lambda_{alma\_col} < \lambda_{p\_alma}, \text{"COMPACT"}, \text{if}(\lambda_{alma} < \lambda_{r\_alma}, \text{"NO COMPAC"}, \text{"ESBELTA"})) = \text{"COMPACT"}$

## RESISTENCIA POR FLEXIÓN DE LA COLUMNA:

### Cálculo de la resistencia nominal y minorada a flexión:

Luego, en función al comportamiento de la sección, se calcula la resistencia a flexión:

Si  $\lambda_{ala} < \lambda_{p\_ala}$  (alas compactas):

Si  $\lambda_{alma} < \lambda_{p\_alma}$  (almas compactas):

Momento plástico:

$$M_{p\_col} := Z_{xc} \cdot F_{yc} = 1695.33 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{Ec. 4-23})$$

$$\phi = 0.9$$

Resistencia nominal a flexión:

$$M_{n\_col} := M_{p\_col} = 1695.33 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Resistencia minorada a flexión:

$$\phi \cdot M_{n\_col} = 1525.79 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

## RESISTENCIA POR COMPRESIÓN DE COLUMNA:

### a) Definición del factor de longitud efectiva:

Análisis en dirección "X" por simetría es igual a la dirección "Y" además, son considerados pórticos desplazables.

Módulo de rigidez en la base de la columna, donde se conecta 02 vigas y 02 columnas en el plano:

$$G_A := \frac{\frac{2 \cdot E \cdot I_{xc}}{H_c}}{\frac{2 \cdot E \cdot I_{xb1}}{L_v}} = 5.446 \quad (\text{Ec. 4-24})$$

Módulo de rigidez en la base de la columna, debido al empotramiento:

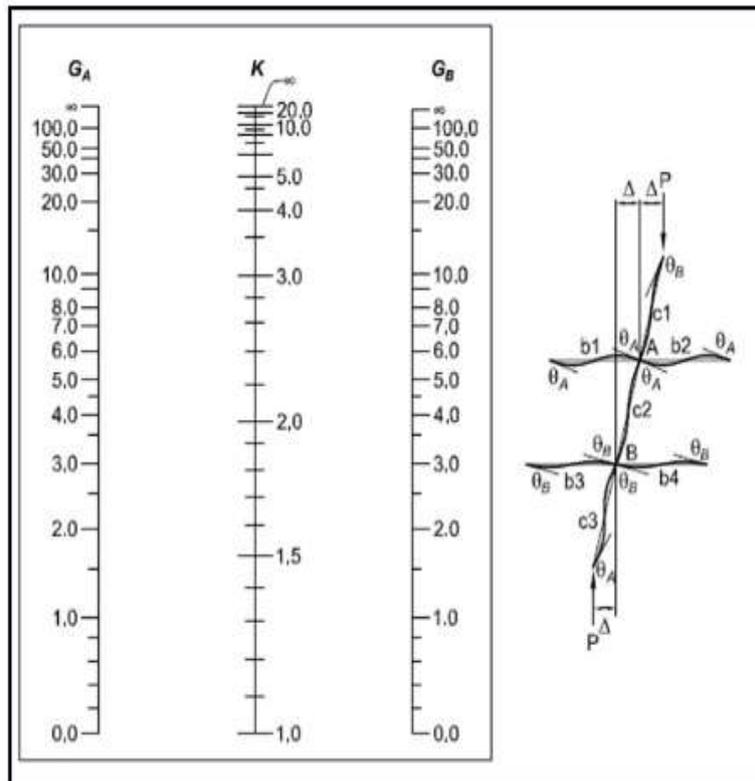
$$G_B := 1$$

Ecuación simplificada para el cálculo del factor de longitud efectiva en "X" e "Y":

$$K_x := \sqrt{\frac{1.6 \cdot G_A \cdot G_B + 4 \cdot (G_A + G_B) + 7.5}{G_A + G_B + 7.5}} = 1.74 \quad (\text{Ec. 4-25})$$

**Figura 46**

*Nomograma Para el Cálculo del Factor de Longitud Efectiva en Pórticos*



*Nota.* Tomado de *McCormac*, 2013.

Figura 47

Columna Modelo Para el Cálculo de Resistencia por Compresión del Programa

ETABS

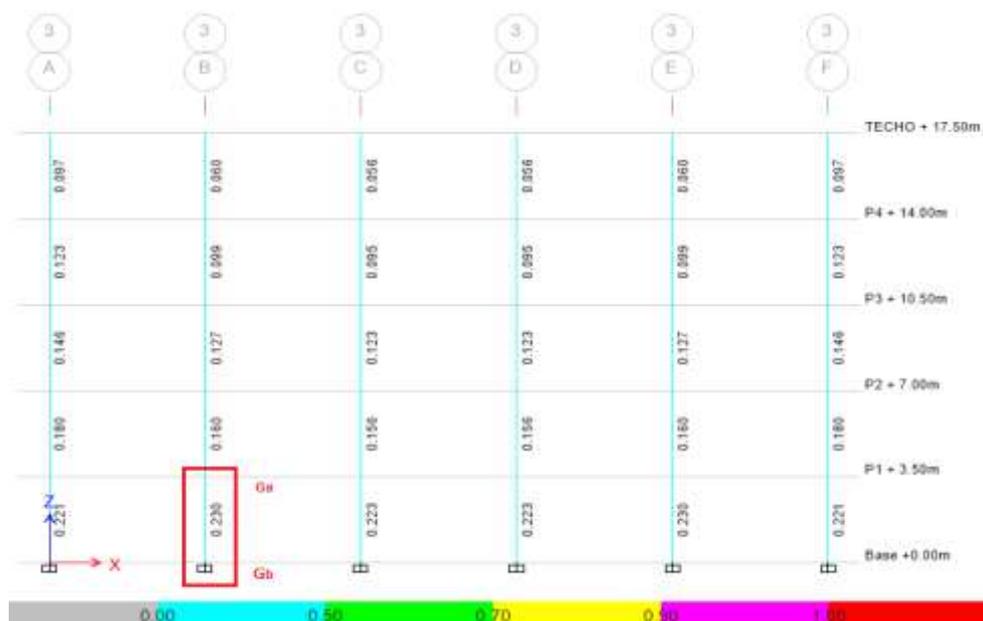


Figura 48

Factor de Longitud Efectiva en el Programa ETABS

**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	0.868	1	1.74	1	1	1
Minor Bending	0.868	1	1.74	1	1	1

b) Resistencia a compresión de la columna propuesta:

Longitud libre de la columna en "X":

$$L_{xc} := H_c - d_{b1} = 3.04 \text{ m}$$

Longitud libre de la columna en "Y":

$$L_{yc} := H_c - d_{b1} = 3.04 \text{ m}$$

Esbeltez de la columna en "X" e "Y":

$$\frac{K_x \cdot L_{xc}}{r_{xc}} = 30.33 \quad \frac{K_y \cdot L_{yc}}{r_{yc}} = 30.33$$

Esbeltez máxima de la columna:

$$E_{max} := \max\left(\frac{K_x \cdot L_{xc}}{r_{xc}}, \frac{K_y \cdot L_{yc}}{r_{yc}}\right) = 30.33$$

El límite de esbeltez de la columna, para definir si se produce un pandeo inelástico o elástico, es el siguiente (AISC 360-16):

$$E_{limite} := 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 133.22 \quad (\text{Ec. 4-26})$$

if( $E_{max} \leq E_{limite}$ , "Pandeo Inelástico", "Pandeo Elástico") = "Pandeo Inelástico"

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

$$\lambda_c := \frac{E_{max}}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{F_{yc}}{E}} = 0.34$$

Tensión Crítica de Pandeo:

$$F_{cr} := \text{if}\left(\lambda_c \leq 1.5, 0.658^{\lambda_c^2} \cdot F_{yc}, \frac{0.887}{\lambda_c^2} \cdot F_{yc}\right) = 23.81 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Resistencia nominal a compresión:

$$P_n := A_c \cdot F_{cr} = 10119.32 \text{ kN}$$

Resistencia minorada a compresión:

$$\phi = 0.9 \quad \phi \cdot P_n = 9107.39 \text{ kN}$$

Relación demanda/capacidad a flexo-compresión de columna:

$$P_{u\_col\_max} = 1274.09 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot P_n = 9107.39 \text{ kN}$$

$$M_{u\_col\_max} = 230.73 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\phi \cdot M_{n\_col} = 1525.79 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Se plantea la revisión ante la interacción de la fuerza axial y los momentos:

$$\frac{P_{u\_col\_max}}{\phi \cdot P_n} = 0.14 \quad D_{C_{col}} := \frac{P_{u\_col\_max}}{2 \cdot \phi \cdot P_n} + \frac{M_{u\_col\_max}}{\phi \cdot M_{n\_col}} = 0.221$$

if ( $D_{C_{col}} \leq 1$ , "OK!", "NO CUMPLE!") = "OK!"

**Figura 49**

*Relación Demanda/Capacidad en el Programa ETABS*

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

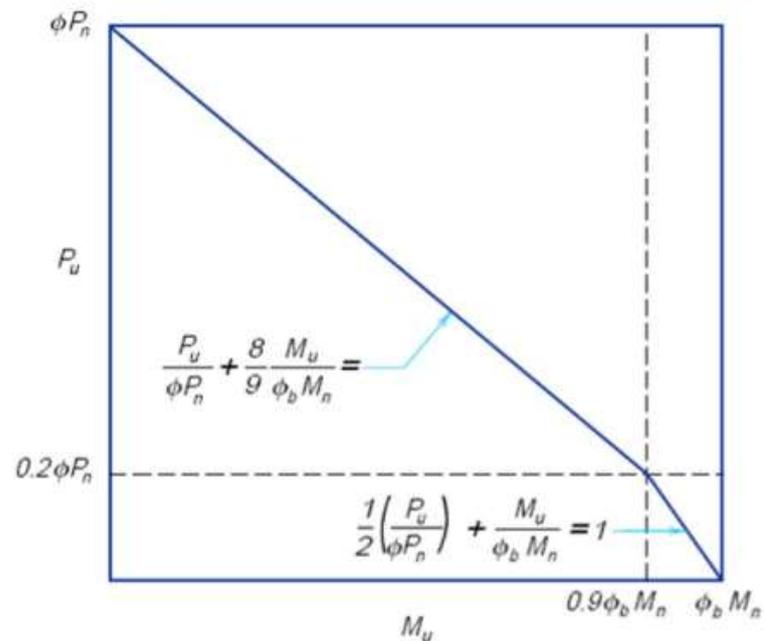
D/C Ratio =	$(P_r / 2P_c) + (M_{r33} / M_{c33}) + (M_{r22} / M_{c22})$
0.231 =	0.07 + 0.151 + 0.009

**Axial Force and Capacities**

$P_u$ Force (kN)	$\phi P_{nc}$ Capacity (kN)	$\phi P_{nt}$ Capacity (kN)
1274.0934	9105.0025	9562.5

**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	230.7296	1525.7813	1525.7813	1525.7813
Minor Bending	14.3586	1525.7813		



### Figura 50

*Revisión de Interacción de la Fuerza Axial y Momentos en las Columnas*

$$\begin{array}{ll} \frac{P_u}{\phi \cdot P_n} \leq 0.20 & \frac{P_u}{2\phi P_n} + \left[ \frac{M_u}{\phi M_n} \right] \leq 1 \\ \frac{P_u}{\phi \cdot P_n} > 0.20 & \frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left[ \frac{M_u}{\phi M_n} \right] \leq 1 \end{array}$$

### 4.3. Diseño de Conexión Columna “Box” / Viga “I” Utilizando Planchas End-Plate (4E)

En primer lugar, se propone un procedimiento metodológico que permita verificar si la conexión con diafragmas externos propuesta en esta investigación cumple con los requisitos exigidos por las normas AISC 341-16 y AISC 358-16 para estructuras con sistemas de pórticos sismorresistentes (SMF).

Asimismo, se destaca que, al emplear sistemas especiales resistentes a momento en pórticos, es imprescindible emplear conexiones a momento que cumplan con los requisitos de precalificación y obtener un desempeño sísmico de la estructura adecuado, por ende, se requiere que las conexiones viga-columna tengan la resistencia adecuada para que las vigas desarrollen su probable resistencia a flexión.

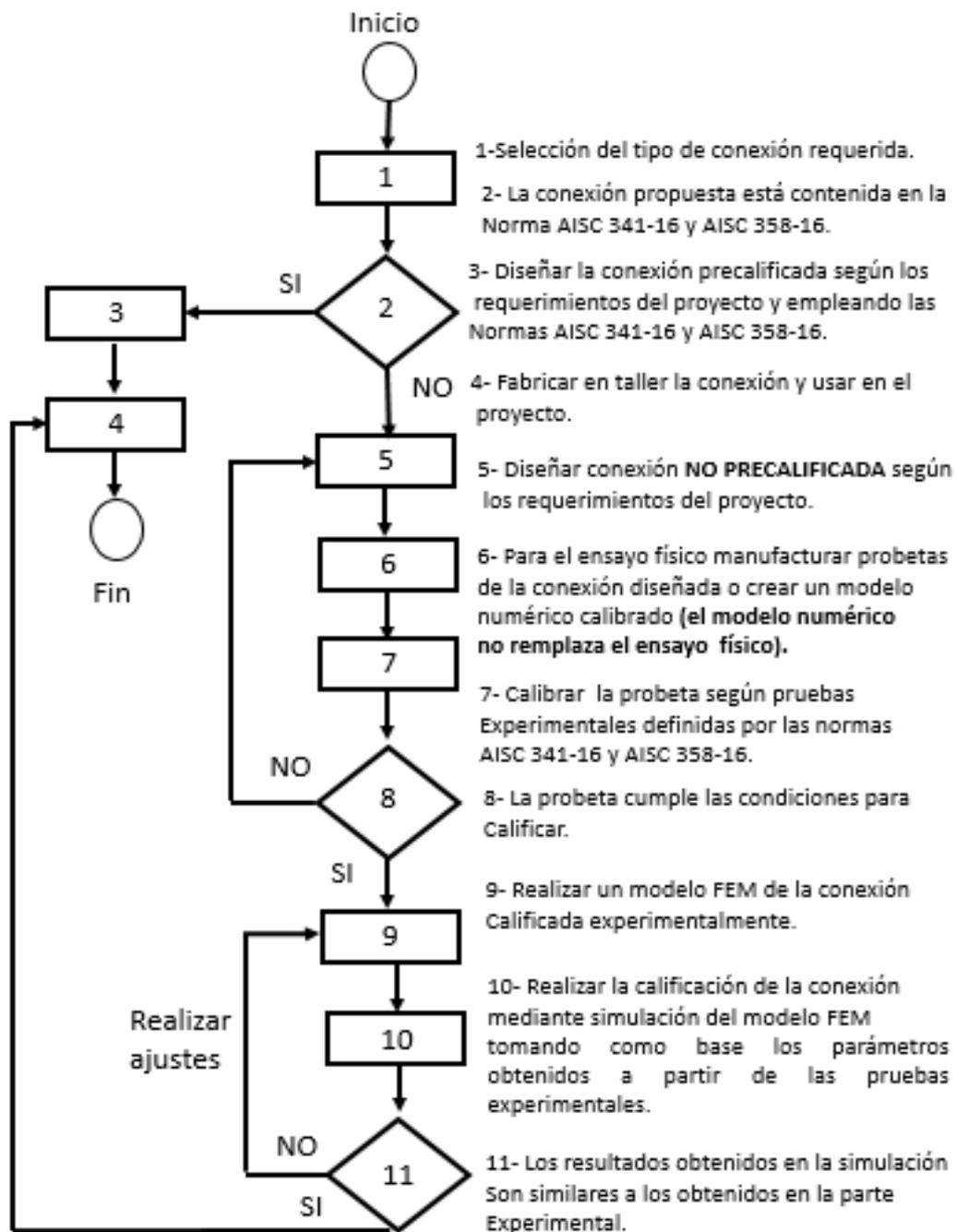
En los antecedentes de la presente investigación, se destaca el empleo de la conexión de tipo plancha extrema entre columna tubular y viga de sección I, propuesta por Nuñez (2017). La conexión experimental de Nuñez, demostró que fue capaz de desarrollar al menos 0,04 radianes de deriva de piso sin pérdida excesiva de resistencia y/o ductilidad, cuando se someten al protocolo de carga cíclica del AISC 341, por esta razón se tomara como referencia dicha conexión.

En la figura 51 se presenta un procedimiento alternativo para el desarrollo de conexiones a momento en sistemas SMF que pudieran ser calificadas o no, se entiende que los análisis por elementos finitos no remplazan los ensayos físicos aplicables en laboratorio, pero son una buena aproximación de bajo costo. Sin

embargo, deben existir ensayos relacionados de los cuales se pueda calibrar los modelos.

**Figura 51**

*Procedimiento Para la Calificación de Conexión Viga-Columna*



En el Anexo “A” se presenta a detalle el diseño de la conexión, empleando columnas tubulares Box450x450x25 y viga W18x60 indicados en la Tabla 9, los cuales no están en el reglamento ANSI/AISC 358s2-20, es decir, no se encuentra entre las conexiones calificadas en dicha norma, esta investigación desarrolla un proceso de calificación alternativo de validación numérica mediante el diseño de un modelo en elementos finitos que haga uso de los resultados obtenidos experimentalmente para validar la conexión diseñada y a su vez permita realizar modificaciones en esta para evaluar mediante simulación otras configuraciones de conexiones viga-columna.

#### **4.4. Evaluación de la Respuesta Inelástica Para la Conexión Propuesta**

Para la presente investigación, el modelado y análisis de las conexiones se realizó mediante dos softwares comerciales, por un lado el ANSYS (ANSYS, 2020 R1) que emplea el método de elementos finitos, y por otro lado también se empleó el programa IDEA StatiCa; el primero permite la resolución de los modelos numéricos para la calificación de la conexión, el segundo programa emplea mallado de elementos finitos que permite de forma rápida y precisa entregar resultados asociados a la rigidez, diseño por capacidad y resistencia de la unión propuesta, lo cual nos adelanta la clasificación de la conexión según su rigidez y nos da un panorama general o pre-dimensionado.

Para simular apropiadamente un problema real con ayuda del software, se definió la geometría, propiedades constitutivas de los materiales, malla de elementos finitos, las condiciones de contacto, las condiciones de borde, la aplicación de las cargas, y el tipo de análisis.

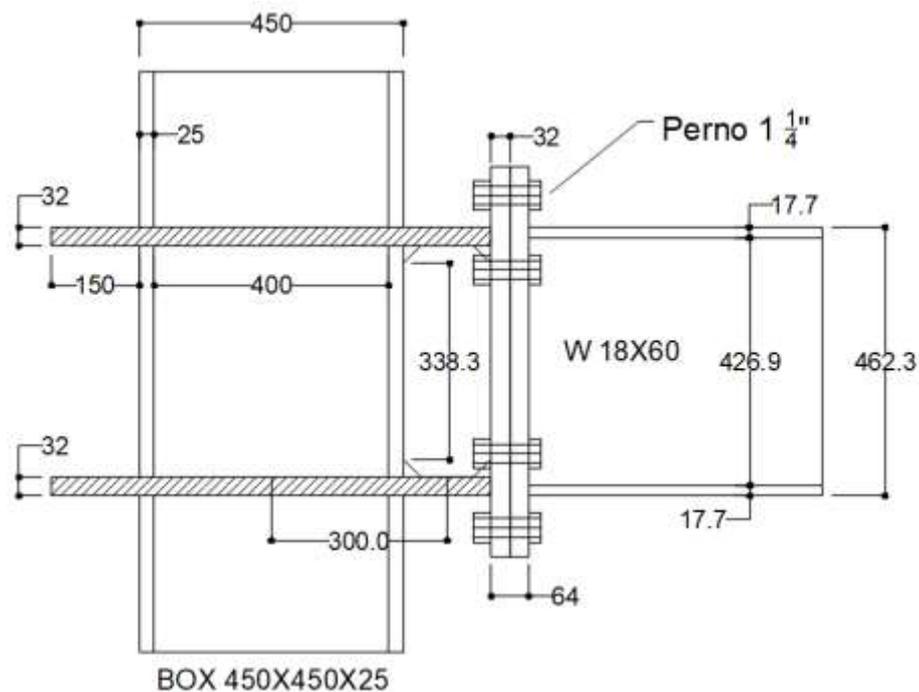
La conexión final posee 4 pernos por ala de 1¼ pulgadas de alta resistencia ASTM-A490 con rosca excluida, y planchas extremas de espesor 32 mm con anillos de 32 mm de espesor con soldaduras a tope de penetración completa como medio de unión. La Figura 52,53 y 54, muestran varias vistas de la conexión diseñada (una viga conectada a la columna), donde se indican detalles geométricos específicos de sus elementos que la componen.

La conexión detallada en la Figura 52,53 y 54, donde una viga se conecta a la columna, se utilizó para la elaboración del modelo base tridimensional mediante la importación de su geometría en formato CAD. El modelo está construido en esencia sobre elementos sólidos en 3 dimensiones, los diferentes elementos que componen la conexión se detallan a continuación:

- Columna – **Box 450x450x25**
- Viga – **W 18x60**
- Planchas extremas – **2 X PL 290x672x32**
- Anillos horizontales – **2 X PL 32**
- Plancha rigidizadora vertical – **PL 150x398x12**
- Pernos (cabeza y vástago) – **8 X  $\varnothing = 1\frac{1}{4}$ "**
- Tuercas hexagonales – **8 X  $\varnothing = 1\frac{1}{4}$ "**

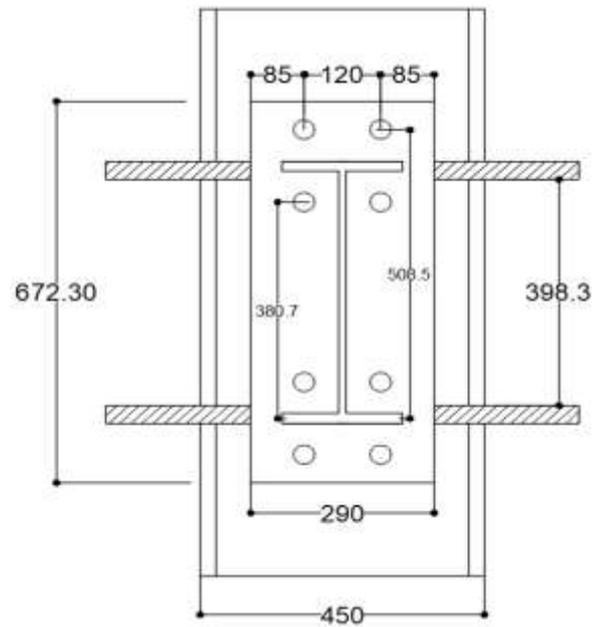
**Figura 52**

*Geometría de la Conexión Diseñada, Vista Lateral (Unidad - mm)*

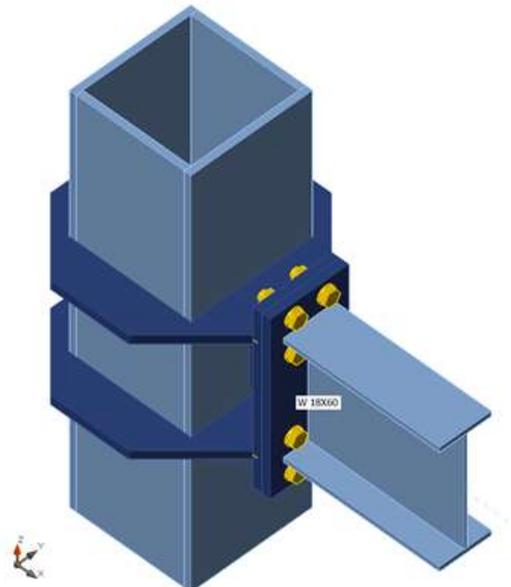


**Figura 53**

*Geometría de la Conexión Diseñada, Vista Frontal (Unidad - mm)*

**Figura 54**

*Geometría de la Conexión Diseñada, Vista 3D*



#### 4.4.1. Interpretación de los Resultados Obtenidos en el Análisis de Rigidez y Resistencia (IDEA StatiCa)

Una vez configurado todos los parámetros correspondientes a la normativa y la geometría se puede realizar el análisis por rigidez en el programa IDEA StatiCa, en este punto es importante establecer los criterios que toma el programa internamente para obtener la rigidez de la unión, los puntos básicos y de partida de este análisis son los siguientes:

- **Curva Momento-Rotación.** Como ya se ha comentado, es el punto de partida, así como el invariante de cada unión. Para obtener dicha curva, el programa aplica escalones de carga (momento flector) y evaluará la rotación de la unión. Por lo tanto, de la rotación total que se pueda obtener del modelo de elementos finitos, tiene que sustraer la rotación debida a la propia flexión del elemento analizado (obtenida a partir de un modelo alámbrico de barras, de ahí que es fundamental posicionar correctamente los elementos según el esquema alámbrico).
- **Momento último resistente de la unión,  $M_{j,Rd}$ .** En el mismo orden de ideas, para obtener los valores representativos de la rigidez, es fundamental evaluar cuál es el momento resistente de dicha unión, a partir del cual se obtendrán una serie de parámetros que se explican más adelante.

De esta manera, con estos dos datos base, se obtienen dos tipos de resultados para este análisis de rigidez, una tabla de valores numéricos (ver figura 55) y, por otro lado, la gráfica de rigidez el cual se muestra en la figura 56.

#### Figura 55

*Valores Numéricos de la Rigidez Rotacional en la Unión Propuesta*

	Ítem	Comp.	Cargas	MEd [kNm]	Mj,Rd [kNm]	Sj,ini [MNm/rad]	Sjs [MNm/rad]	$\phi$ [mrad]	$\phi_c$ [mrad]	L [m]	Sj,R [MNm/rad]	Sj,P [MNm/rad]	Clase
>	W 18X60	My	CARGA	218.3	421.7	282.9	364.5	0.6	10.9	6.00	269.5	27.0	Rígido

La carga aplicada al modelo de IDEA StatiCa, es el momento máximo obtenido del análisis y diseño en ETABS para el pórtico 03 (pórtico característico o más desfavorable), del diseño y con la combinación más desfavorable se define este valor en 218.3 kN-m (ver figura 44,45). Dicho valor del momento último es reconocido por el software con la identificación de **MEd** (kNm) como se puede observar en la figura 55.

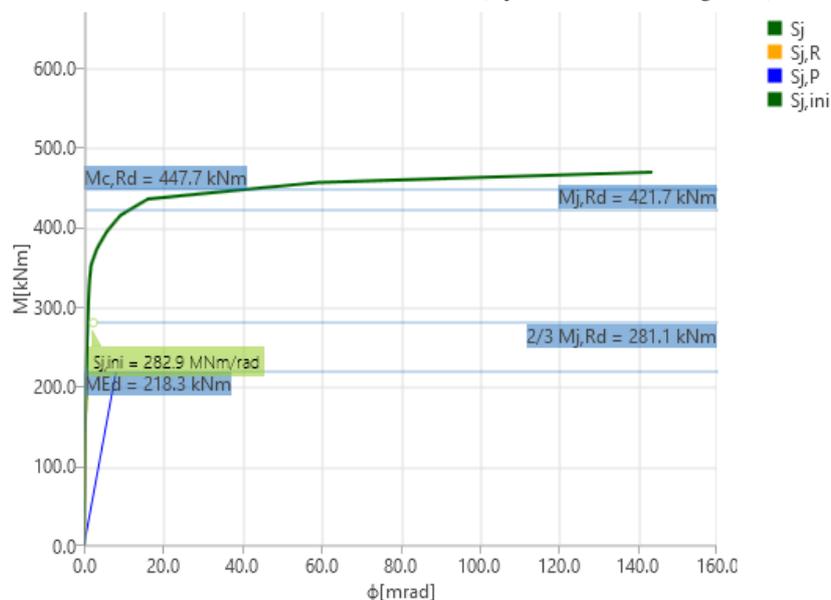
Para el Combo: **1,2D - 1,0EX + 0,5L + 0,2S**, se tiene que:

$$M_u := 218.2667 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

A continuación, se presenta el diagrama de momento-rotación de la conexión el cual nos permite además de obtener una serie de parámetros fundamentales para el entendimiento de la conexión, también la clasificación según su rigidez (rígida, semi-rígida, y articulada). Tanto en la figura 55 como en la figura 56 se demuestra que la conexión propuesta con diafragmas externos presenta una clasificación de rígida, lo cual solo quedaría introducir dicha rigidez secante al modelo inicial del programa ETABS y verificar si la rigidez tomada en un inicio del 75% de la rigidez de la conexión corresponde a la obtenida en IDEA StatiCa, aplicando un proceso iterativo para dicho fin.

### Figura 56

*Curva Momento-Rotación de la Conexión (Sj - Curva de Rigidez)*



En el siguiente listado, se detalla todos y cada uno de los diferentes parámetros que se han obtenido de este análisis (figura 56):

- a) **Ítem:** Denominación del elemento que está siendo analizado, en este caso, la viga W 18X60.
- b) **Comp.:** Componente del esfuerzo para el que se está evaluando la rigidez rotacional, en este caso el momento alrededor de “Y” My.
- c) **Cargas:** Especifica el nombre de la combinación de carga que se ha introducido para realizar el análisis.
- d) **MEd:** Momento de solicitación introducido para la combinación de carga, este valor tiene relevancia para evaluar la rigidez secante. Corresponde a  $M_u=218.27$  kN-m.
- e) **Mj,Rd:** Momento resistente de la unión, a efectos de plastificación de la misma. Como se puede observar en la figura 56, la unión aún tiene una reserva de ductilidad y capacidad rotacional después de este momento último.
- f) **Mc,Rd:** Este valor solo se proporciona sobre el diagrama de rigidez. Representa el valor del momento plástico último de la sección del elemento analizado (Viga W18x60). Proporciona una ligera idea de cómo es la resistencia de la unión respecto al momento plástico de la sección. El valor del momento plástico de la sección es de:

$$M_p := Z_{xb1} \cdot F_{yb} = 497.33 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

La resistencia minorada es de:  $\phi := 0.9 \quad \phi \cdot M_n = 447.59 \text{ kN} \cdot \text{m}$

- g) **Sj,ini:** Valor de rigidez inicial. Como se puede observar, la curva de rotación de la conexión se podría descomponer en dos áreas; una donde la rigidez es totalmente lineal; y una segunda, en la que la rigidez tiene un comportamiento no-lineal. Es común que el tramo lineal se pueda definir como la rigidez de la unión hasta un valor de 2/3 del momento último de esta, es decir, este comportamiento de rigidez lineal se suele mantener hasta un valor de  $2/3 * M_{j,Rd}$ .

Al ser lineal, se puede observar que el valor de rigidez no depende del momento flector de sollicitación, puesto que la pendiente de la curva se mantendrá, más o menos, constante.

- h) **S<sub>j,s</sub>**: Valor de rigidez secante. A partir de este valor de  $2/3 \cdot M_j, R_d$ , la pendiente de la curva varía rápidamente y ya no se puede considerar que se mantenga constante el valor de la rigidez. Por lo tanto, la norma establece un segundo valor de rigidez llamado secante, definida como la intersección del momento de sollicitación  $M_{Ed}$ , y la curva de rigidez de la unión,  $S_j$ . En este caso, el valor de la rigidez secante solo es dependiente del valor del momento solicitante.
- i)  **$\Phi$** : Deformación rotacional obtenida para el momento de sollicitación,  $M_{Ed}$ , introducido. Esta deformación se obtiene como intersección de la curva de rigidez,  $S_j$ , y el momento de sollicitación.
- j)  **$\Phi_c$** : capacidad rotacional de la unión. Es decir, deformación rotacional teórica última que tendrá la unión.
- k) **L**: Valor de longitud del elemento analizado, para este caso la longitud de la viga es de 6m como se especificó en las dimensiones de la placa para el edificio prototipo. Dicha longitud solo es relevante desde el punto de vista de la obtención de los límites entre articulado y rígido, y su clasificación correspondiente, semi-rígido y rígido o articulado de la unión.
- l) **S<sub>j,R</sub>**: Valor de rigidez para el límite entre rígido y semi-rígido.
- m) **S<sub>j,P</sub>**: Valor de rigidez para el límite entre semi-rígido y articulado.
- n) **Clase**: En función de la rigidez obtenida en relación con los límites calculados. La conexión se clasifica como rígida para nuestro estudio.

## Figura 57

### Resumen de los Paramentos y sus Valores Numéricos de la Conexión

#### Rigidez rotacional

Nombre	Comp.	Cargas	M <sub>j,Rd</sub> [kNm]	S <sub>j,ini</sub> [MNm/rad]	Φ <sub>c</sub> [mrad]	L [m]	S <sub>j,R</sub> [MNm/rad]	S <sub>j,P</sub> [MNm/rad]	Clase
W 18X60	My	CARGA	421.7	282.9	10.9	6.00	269.5	27.0	Rígido

#### Rigidez rotacional secante

Nombre	Comp.	Cargas	M [kNm]	S <sub>j,s</sub> [MNm/rad]	Φ [mrad]
W 18X60	My	CARGA	218.3	364.5	0.6

#### Explicación del símbolo

M <sub>j,Rd</sub>	Resistencia a flexión
S <sub>j,ini</sub>	Rigidez rotacional inicial
S <sub>j,s</sub>	Rigidez rotacional secante
Φ	Deformación rotacional
Φ <sub>c</sub>	Capacidad de rotación
S <sub>j,R</sub>	Valor límite - Unión rígida
S <sub>j,P</sub>	Valor límite - Unión articulada

El siguiente paso es tomar la rigidez secante de la conexión y plantearla en el programa ETABS, por medio de releases, con el valor correspondiente de S<sub>j,s</sub> = 364.5 MNm/rad (figura 57). Además, se debe indicar al ETABS que sus brazos rígidos (factor de rigidez) ahora no es del 75%, sino, igual a cero como se muestra en la figura 58, y poder calibrar la estructura con la contribución de rigidez de la conexión.

$$S_{j,s} = 364.5 \frac{\text{MN} \cdot \text{m}}{\text{rad}} = 364500 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{rad}}$$

## Figura 58

### Factor de Rigidez Para las Uniones del edif. Prototipo Corregido ETABS

End Offset Along Length

Automatic from Connectivity

Define Lengths

End-I  m

End-J  m

Rigid-zone factor

**Figura 59**

*Asignación de Releases en Vigas W18X60 al edif. Prototipo Corregido*



Del proceso iterativo, con el nuevo momento obtenido ahora para el edificio prototipo corregido, se realiza el ajuste en el programa IDEA StatiCa para un momento de sollicitación igual a, 201.26 kN-m (ver figura 55), lo que implica una reducción del momento inicial de  $M_u=218.27$  kN-m. Asimismo, la figura 60 presenta el ratio de las vigas y columnas para la nueva rigidez, disminuyendo del 48.8% (figura 44) al 45% (figura 60).

**Figura 60**

*Ratio de D/C en vigas ETABS (pórtico 03) edif. Prototipo Corregido*



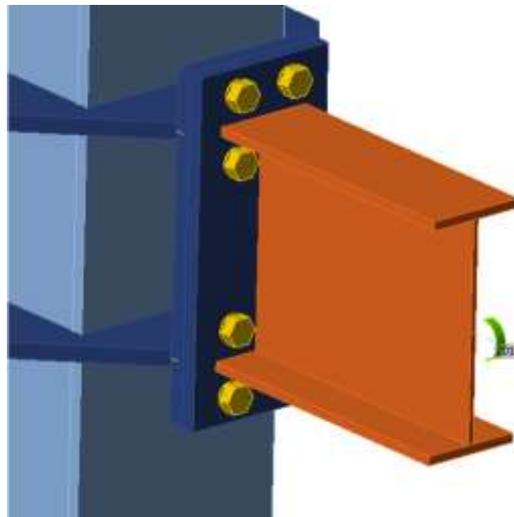
**Figura 61**

*Momento Último en Viga ETABS (Pórtico 03) edif. Prototipo Corregido*

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	201.262	447.5966	447.5966	447.5966
Minor Bending	0	76.0529		

**Figura 62**

*Momento Último en Viga - IDEA StatiCa, Conexión Corregida*

**Figura 63**

*Resumen de los Paramentos y sus Valores Numéricos de la Conexión Corregida*

**Rigidez rotacional**

Nombre	Comp.	Cargas	$M_{j,Rd}$ [kNm]	$S_{j,ini}$ [MNm/rad]	$\phi_c$ [mrad]	L [m]	$S_{j,R}$ [MNm/rad]	$S_{j,P}$ [MNm/rad]	Clase
W 18X60	My	CARGA	421.7	282.9	10.9	6.00	269.5	27.0	Rígido

**Rigidez rotacional secante**

Nombre	Comp.	Cargas	M [kNm]	$S_{j,s}$ [MNm/rad]	$\phi$ [mrad]
W 18X60	My	CARGA	201.3	386.9	0.5

**Explicación del símbolo**

$M_{j,Rd}$	Resistencia a flexión
$S_{j,ini}$	Rigidez rotacional inicial
$S_{j,s}$	Rigidez rotacional secante
$\phi$	Deformación rotacional
$\phi_c$	Capacidad de rotación
$S_{j,R}$	Valor límite - Unión rígida
$S_{j,P}$	Valor límite - Unión articulada

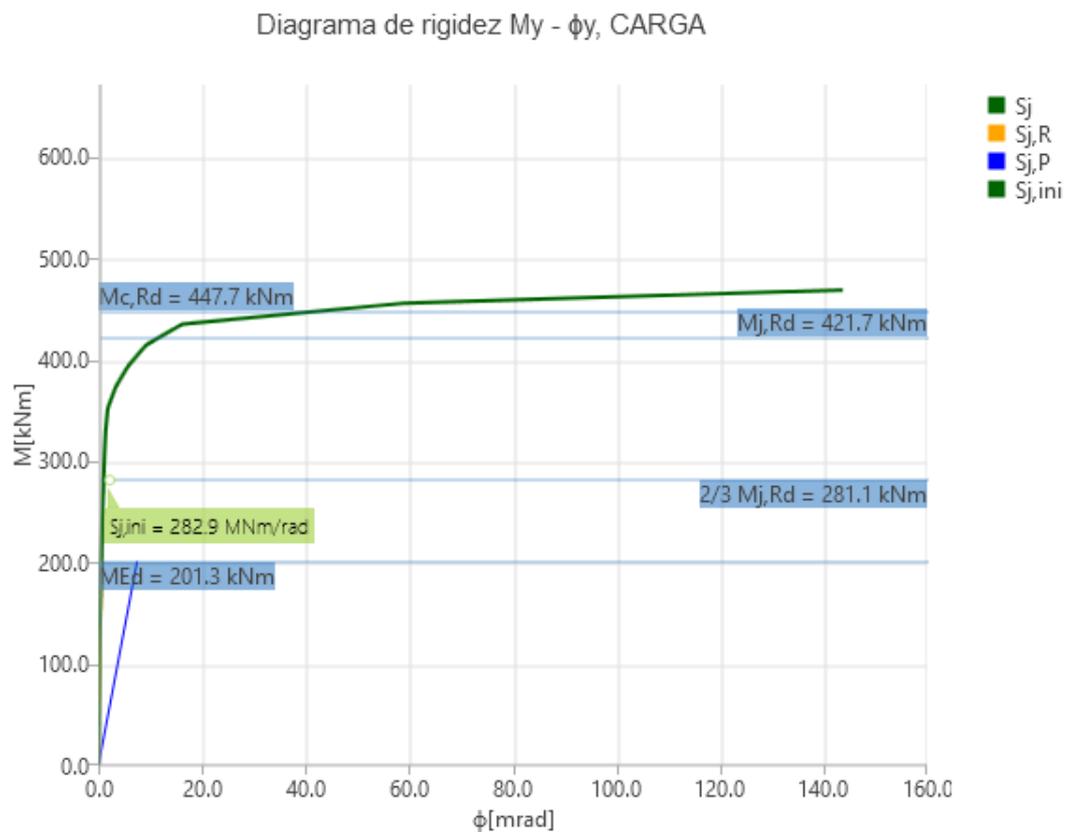
Finalmente, y continuando con el proceso iterativo se observa que la rigidez secante final no presenta gran diferencia y tiene un valor en promedio de:

$$S_{js} = 386.9 \frac{\text{MN} \cdot \text{m}}{\text{rad}} = 386900 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{rad}}$$

A continuación, se presenta la curva de momento-rotación final (figura 64) que será representativa sobre los cálculos posteriores de esta investigación, específicamente para el análisis no lineal (PushOver) del pórtico característico.

### Figura 64

*Curva Momento-Rotación de la Conexión (Sj - Curva de Rigidez) edif. Prototipo Corregido, Primera Iteración*



Es oportuno precisar, que, con la aplicación de la rigidez secante última al modelo ( $S_{j,s}=386.9 \text{ MN-m/rad}$ ), se exceden ligeramente los valores límites de deriva (10%), al igual que se presenta un incremento del periodo, producto de la

diferencia de rigidez, que evidentemente es más preciso al colocar la rigidez rotacional secante teórica de la conexión. El porcentaje de precisión es del 6% para el periodo fundamental, y del 5.7% en derivas, en las tablas 10 y 11 se reflejan dichos valores.

**Tabla 10**

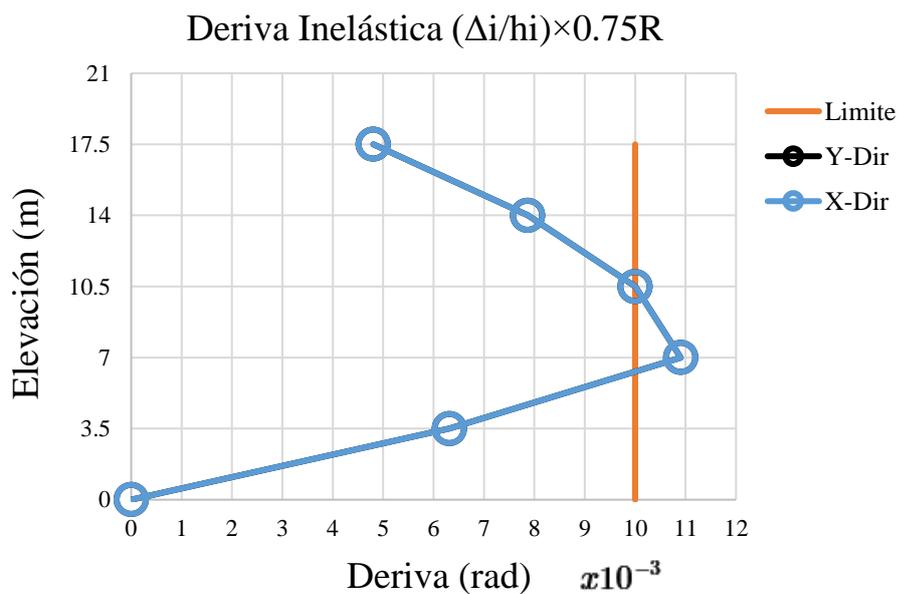
*Comparación Entre Periodos Fundamentales (Idea Statica)*

		Periodos Fundamentales			
Caso	Mode	Edif. PROTOTIPO CORREGIDO, RIGIDEZ SECANTE ( $S_j, s$ ) 386.9 MN-m/rad	EDIF. PROTOTIPO Rigidez al 75%	Discrepancia [ $\Delta$ ]	Precisión [%]
		[s]	[s]		
Modal	1	0.729	0.685	0.044	6.0
Modal	2	0.729	0.685	0.044	6.0

**Figura 65**

*Deriva de Piso de los Diafragmas Para los Distintos Niveles del Edificio,*

*Empleando la Rigidez Secante de la Conexión*



**Tabla 11***Comparación Entre Derivas Inelásticas (Idea Statica)*

<b>Derivas Inelásticas <math>[\Delta_i/h_i] \times 0.75R</math></b>				
Dirección "X-X" Dirección "Y-Y"	Edif. PROTOTIPO CORREGIDO, RIGIDEZ SECANTE (Sj,s) 386.9 [MN-m/rad]	EDIF. PROTOTIPO Rigidez al 75%	Discrepancia [Δ]	Precisión [%]
T. + 17.50m	0.0048	0.0045	0.00035	7.2
P4 + 14.00m	0.0079	0.0074	0.00050	6.3
P3 + 10.50m	0.010	0.0096	0.00080	7.7
P2 + 7.00m	0.0109	0.010	0.00062	5.7
P1 + 3.50m	0.0063	0.0060	0.00031	5.0

#### **4.5. Validación Numérica de la Conexión Bajo la Aplicación del Software ANSYS**

A continuación, se presenta de forma detallada el modelo de la conexión metálica empleando diafragmas o anillos externos en perfiles tubulares tipo "BOX" y vigas de sección "I", realizado en elemento finitos, empleando ANSYS v.2020 R1. Se detalla la respuesta estructural obtenida en términos de la curva momento-rotación, plastificación de la sección (rotula plástica) y rigidez. En el modelo se definen las propiedades constitutivas de los materiales estudiadas por Salas, 2016 con el fin de establecer resultados congruentes que definen el comportamiento real de las estructuras, asimismo, se definen el mallado por elementos finitos, tipos de contacto entre elementos y superficies, el protocolo de carga en viga y por último el tipo de análisis.

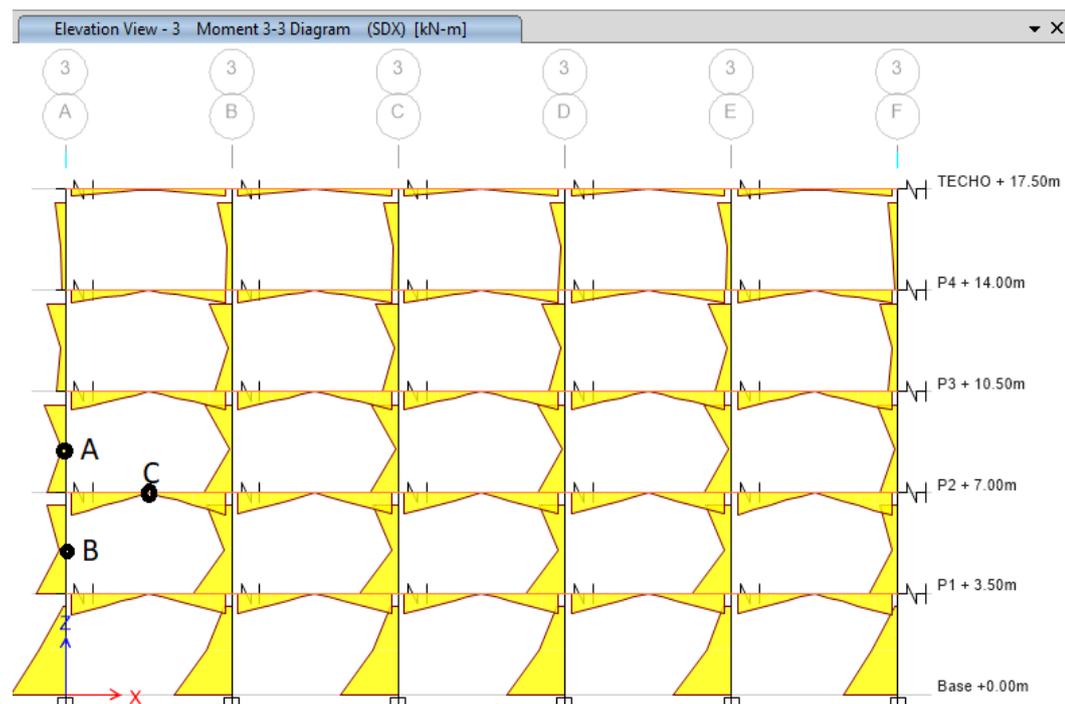
Dentro de las consideraciones generales del modelo se destaca que las cargas sísmicas aplicadas al edificio prototipo conformado por pórtico tipo SMF generan deformaciones en la estructura como se muestra en la Figura 66 y 67, en la cual se considera que existen puntos de inflexión en los centros medios de vigas y columnas, y asumiendo que en estos puntos los momentos flectores resultan ser aproximadamente cero. Para esta investigación se centró en la zona comprendida

por los puntos “A”, “B” y “C” para caracterizar el comportamiento inelástico del pórtico basado en el mecanismo de plastificación de dicha conexión.

En la figura 68 se muestra la geometría de la conexión empleada y su respectivo mallado en ANSYS. Es importante destacar que el acero como material estructural se caracteriza por tener un comportamiento dúctil (alta incursión inelástica), el cual luego de alcanzar su límite de cedencia es capaz de deformarse en el rango plástico sin degradación de su resistencia. Esta propiedad fue incorporada en el modelo como la no-linealidad del material.

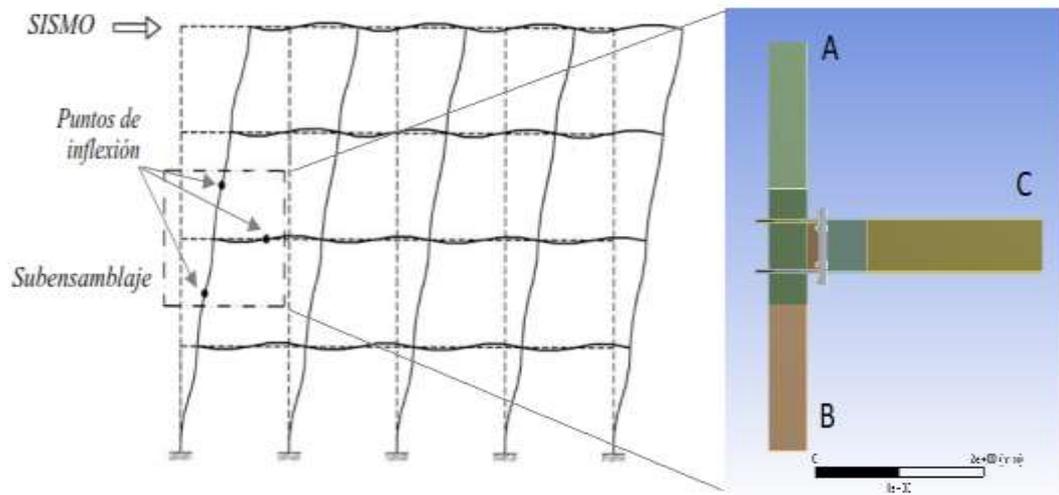
### Figura 66

#### *Puntos de Inflexión en Vigas y Columnas Para Carga Sísmica*

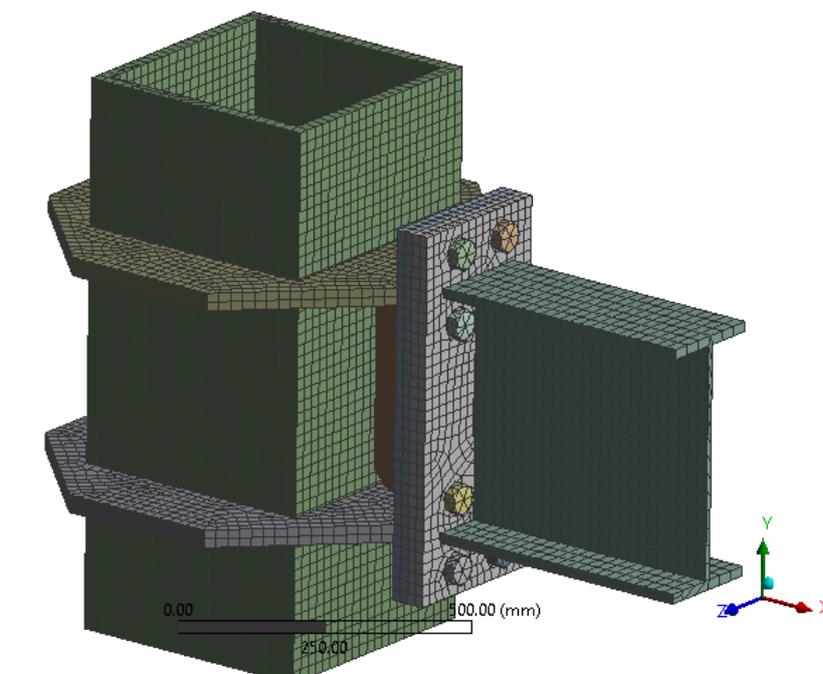


**Figura 67**

*Deformación del Pórtico Resistente a Momento Bajo Carga Sísmica*

**Figura 68**

*Modelo del Sub-Ensamblaje Para el Nodo Considerado*



Asimismo, para los contactos entre elementos, es caracterizado por la unión y/o separación entre superficies de dichos elementos que conforman la conexión. Para el caso de las planchas que conectan la viga con los anillos (sirven para el montaje), se entiende por ensayos de laboratorio (Nuñez, 2017) que a medida que se deforman los pernos por tensión dichas planchas se separan creando una no linealidad. Por tal motivo, las no linealidades de contacto fueron consideradas en el presente estudio.

#### ***4.5.1 Tipos de Elementos***

Los programas de análisis por elementos finitos poseen diversos módulos de análisis, tal es el caso de ANSYS. El módulo que interesa para el análisis de la conexión es el Static Structural, el cual tiene una gama de elementos disponibles que se muestran en la Figura 69. De esos elementos el que será utilizado es el 3-D Structural Solid. Este es un elemento tridimensional con tres grados de libertad en los nodos, correspondientes a la traslación en las tres dimensiones. En el análisis estructural se obtienen las tensiones y deformaciones para las seis caras del elemento.

Por otro lado, los elementos 3-D Structural Solid que dispone ANSYS son, por un lado, el SOLID186 Hexaedro, es un elemento tridimensional de orden superior que presenta un comportamiento de desplazamiento cuadrático. El elemento está definido por 20 nodos con tres grados de libertad por nodo y traslaciones en las direcciones nodales “x”, “y”, “z”. Estos elementos permiten modelar la plasticidad del material y los efectos por grandes deformaciones. Siendo este ampliamente usado en la evaluación de conexiones a momento considerando no-linealidades (Figura 70a).

Así mismo, los elementos SOLID185 Hexaedro, definido por ocho nodos ubicados en los vértices. Cada nodo posee tres grados de libertad, correspondientes a la traslación en las tres dimensiones. Se puede convertir en pentaedro y tetraedro solapando sus nodos. En la Figura 70b se muestra una representación del elemento.

De la misma manera, para el SOLID187 Tetraedro, definido por diez nodos, cuatro ubicados en los vértices y seis en el centro de las aristas. Cada nodo posee

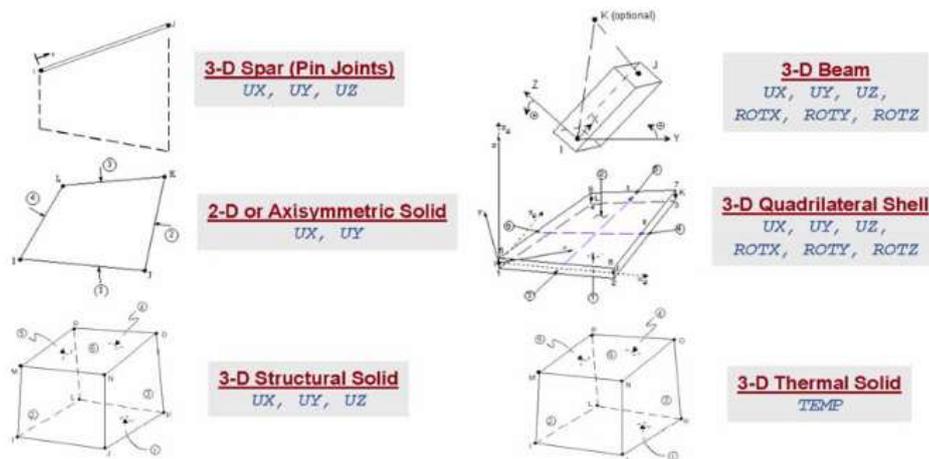
tres grados de libertad, correspondientes a la traslación en las tres dimensiones. En la Figura 71a se muestra una representación del elemento.

Por último, el SOLID285 Tetraedro, definido por cuatro nodos ubicados en los vértices. Cada nodo posee tres grados de libertad, correspondientes a la traslación en las tres dimensiones. Ver la Figura 71b.

Los elementos anteriores poseen las siguientes propiedades: plasticidad, hiperelasticidad, endurecimiento por deformación, cedencia, grandes desplazamientos y gran capacidad de deformación. También tienen la capacidad de formulación mixta para la simulación de las deformaciones de materiales elastoplásticos y materiales hiperelásticos. Además, los elementos SOLID186 y SOLID187 poseen comportamiento de segundo orden para grandes desplazamientos. Para el modelo del presente trabajo se escogieron los elementos SOLID186 y SOLID187.

## Figura 69

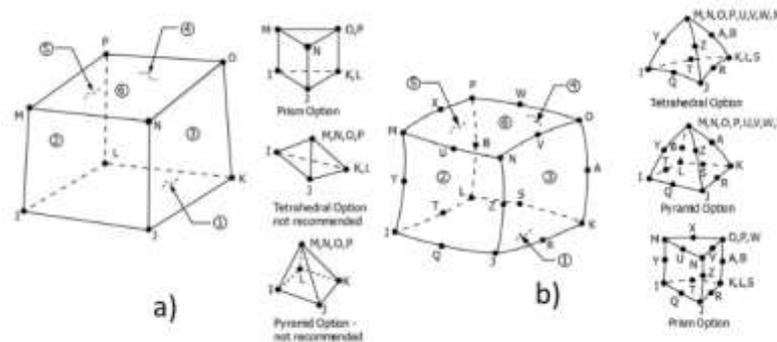
*Tipos de Elementos en ANSYS Para el Módulo de Análisis*



*Nota.* Tomado de *Finite Element Simulations with ANSYS Workbench 18*, Lee, 2018, Universidad Nacional Cheng Kung (<https://books.google.com>)

**Figura 70**

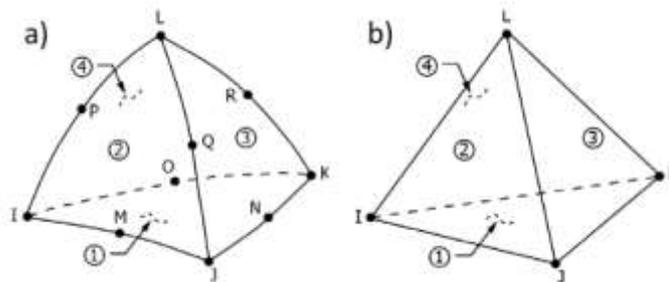
*Elementos 3-D Structural Solid Hexaédricos en ANSYS*



*Nota.* Tomado de ANSYS Mechanical: “Introduction to Structural Nonlinearities.”, ANSYS, (2020).

**Figura 71**

*Elementos 3-D Structural Solid Tetraédricos en ANSYS*



*Nota.* Tomado de ANSYS Mechanical: “Introduction to Structural Nonlinearities.”, ANSYS, (2020).

#### 4.5.2 Definición del Mallado

El mallado es una de las etapas más importantes del modelado, ya que representa la discretización del modelo matemático. Mientras más elementos se utilicen, la precisión de los resultados aumenta, ya que los elementos describen el medio continuo de forma más exacta. Sin embargo, a medida que se densifica el mallado se incrementa el tiempo computacional requerido.

Adicionalmente, para el caso que nos ocupa, requerimos tener resultados lo más precisos posibles por tratarse de un análisis no-lineal y para ello se requiere un mallado “fino” porque de ello permitirá que a medida que se incremente la carga cíclica en la viga obtengamos el punto preciso donde ocurre la fluencia, además de los otros resultados propios del análisis, entonces podemos indicar que la clave se encuentra en balancear el tamaño y calidad de los elementos y el nivel de precisión aumentara.

El modelo se separó en diferentes áreas, en función del componente de la conexión (columnas, viga, planchas, anillos, etc.), para lograr un mallado más fino en las zonas donde se esperan las mayores tensiones y deformaciones inelásticas, es por esto que las vigas tienen un mallado más denso cercano a la conexión y poder apreciar la formulación plástica en esta zona, así mismo sucede con las columnas. Esto se resume en un mejor aprovechamiento de los recursos de hardware. El número total de elementos creado fue de 22047, y de nodos 113170.

#### ***4.5.3 Propiedades Mecánicas de los Materiales***

Para definir la curva tensión-deformación del material ANSYS dispone de 4 tipos de comportamiento plástico en el material, estos son:

- Bilinear Isotropic Hardening (endurecimiento isotrópico bilineal).
- Multilinear Isotropic Hardening (endurecimiento isotrópico multilineal).
- **Bilinear Kinematic Hardening (endurecimiento cinemático bilineal).**
- Multilinear Kinematic Hardening (endurecimiento cinemático multilineal).

El comportamiento Kinematic Hardening (endurecimiento cinemático), la superficie de cedencia no crece en todas las direcciones por igual mientras se desarrolla la deformación plástica, lo que es indicativo del efecto Bauschinger. Dicho efecto ANSYS lo simula con precisión en el Kinematic Hardening, además para este comportamiento plástico el programa considera la teoría de falla de Von Mises, ideal para nuestro análisis.

De la investigación de Salas (2016), en el departamento de Ingeniería Civil de la universidad de Chile, realizo ensayos a materiales del tipo ASTM A36 y ASTM

A490 para pernos de alta resistencia, donde determino sus relaciones constitutivas y propiedades mecánicas reales. Dichos valores son usados en la presente investigación para calibrar el modelo. Se destaca que se trabajó con los valores promedios de dichos ensayos.

La Tabla 12 se refiere al acero A36, mientras que la Tabla 13 corresponde a los pernos A490.

**Tabla 12**

*Propiedades Mecánicas Obtenidas del Ensayo de Probetas Planas de Espesor 12mm*

Probeta	Esfuerzo de fluencia, $F_y$ [MPa]	Resistencia a la tracción, $F_u$ [MPa]	Módulo de Young, $E$ [MPa]	Alargamiento $\epsilon$ [%]	Estricción [%]
A36/12-01	288,9	437,3	189380	30,8	44,9
A36/12-02	291,8	444,4	199770	26,0	39,3
A36/12-03	301,0	451,8	213070	27,0	39,6
Promedio:	293,9	444,5	200740	27,9	41,3

*Nota.* Tomado del *Estudio Experimental de Conexiones de Momento Usando Perfiles T Soldados*, Salas, 2016.

**Tabla 13**

*Propiedades Mecánicas de los Pernos de Acero ASTM A490*

Probeta	Diámetro [mm]	Esfuerzo de fluencia, $F_y$ [MPa]	Resistencia a la tracción, $F_u$ [MPa]	Módulo de Young, $E$ [MPa]	Alargamiento $L_o = 36$ mm [%]	Estricción [%]
A490 - 01	9,07	1209	1281	198347	16,2	42,0
A490 - 02	9,04	1142	1226	196551	14,2	47,0
A490 - 03	8,98	1096	1232	192546	14,5	49,8
Promedio:		1149	1246,3	195814,7	15	46,3

*Nota.* Tomado del *Estudio Experimental de Conexiones de Momento Usando Perfiles T Soldados*, Salas, 2016.

El software por elementos finitos “ANSYS” solicita el ingreso de materiales con propiedades constitutivas donde se involucre el rango elástico y la parte plástica para construir la curva tensión-deformación de cada material no-lineal. Por tanto, las deformaciones unitarias y tensiones ingenieriles obtenidas por (Salas, 2016) fueron llevadas a deformaciones y tensiones reales a partir de las siguientes expresiones:

$$\varepsilon_{real} = \ln(1 + \varepsilon)$$

$$\sigma_{real} = \sigma(1 + \varepsilon)$$

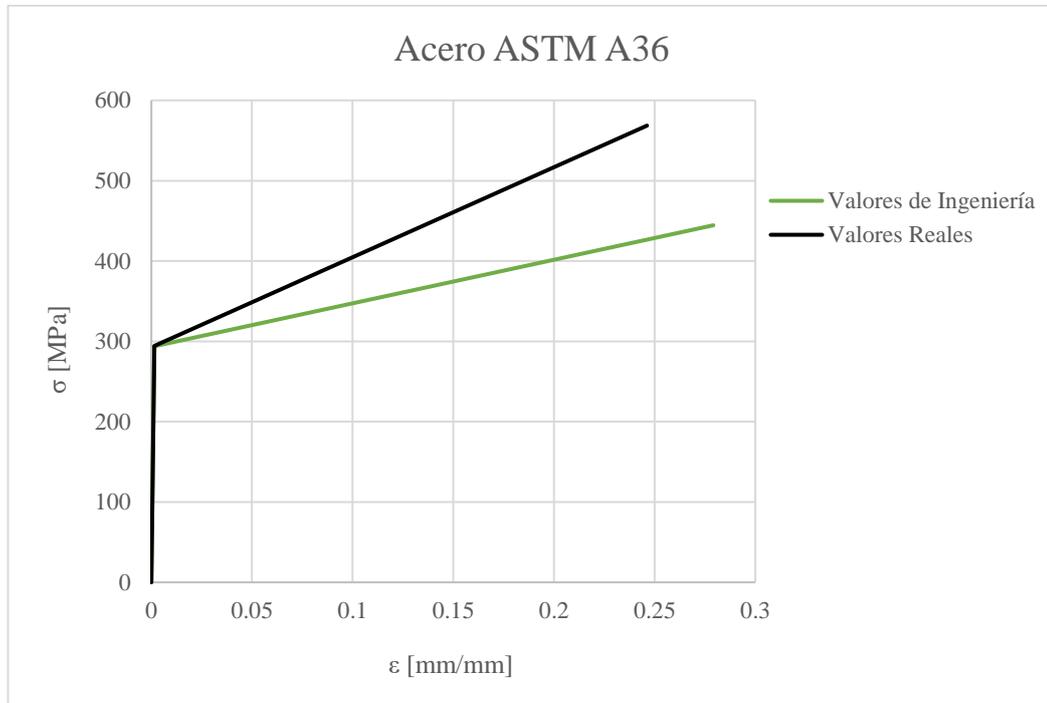
Para vigas, columnas, planchas, diafragma y rigidizador, se le aplico un material del tipo ASTM A36. En la Tabla 14 se presentan las propiedades tensión-deformación que definen el comportamiento inelástico del material. La definición del material utilizada en el ANSYS es como un material Bilinear Kinematic Hardening (endurecimiento cinemático bilineal). En la Figura 72 se muestran las curvas tensión-deformación real y de ingeniería construidas a partir de las relaciones anteriormente obtenidas. Asimismo, los pernos (cabeza, vástago, tuerca) son modelados con acero ASTM A490. Del mismo modo, dentro del software se modeló como un material Bilinear Kinematic Hardening. La Tabla 15 y la Figura 73 muestran la relación constitutiva y las curvas tensión-deformación real y de ingeniería, respectivamente. La deformación plástica real se obtiene a partir de las correspondientes curvas reales tensión-deformación y restando la deformación elástica real.

$$\varepsilon^p_{real} = \varepsilon_{real} - \sigma_{real}/E$$

**Tabla 14**

*Relación Constitutiva Para el Acero ASTM A36*

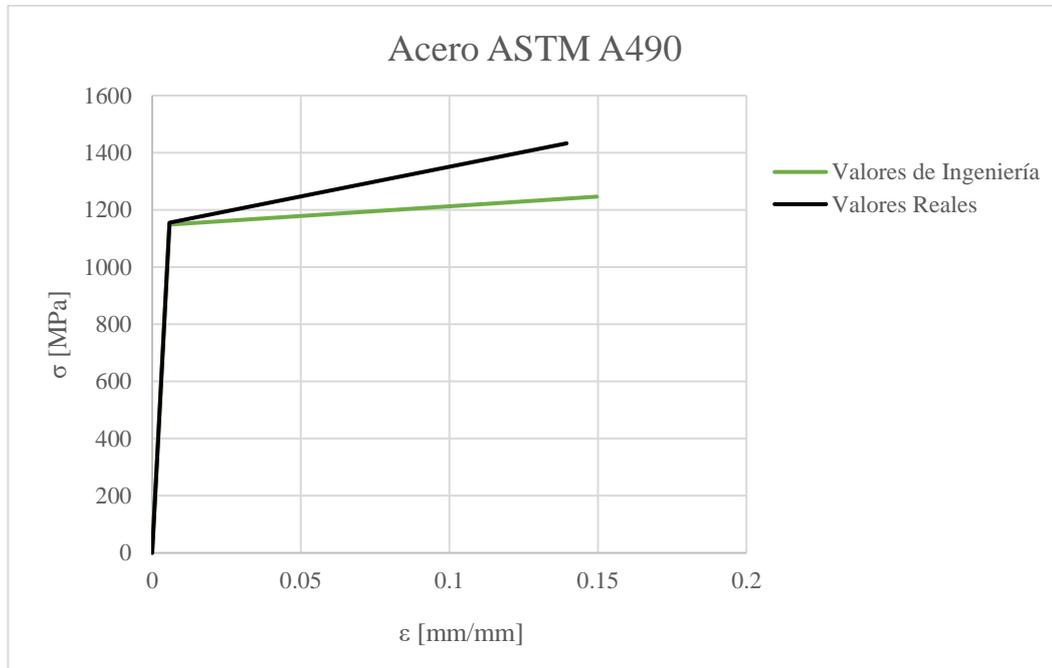
Acero ASTM A36						
Valores de Ingeniería		Valores Reales		Deformaciones Plásticas		Mod. Elástico
$\varepsilon$	$\sigma$	$\varepsilon$	$\sigma$	$\varepsilon_p$ real	$\sigma$ real	
[mm/mm]	[MPa]	[mm/mm]	[MPa]	[mm/mm]	[MPa]	[MPa]
0	0	0	0			
0.001464	293.90	0.001463	294.33	0.00000	294.33	
0.279152	444.50	0.246197	568.58	0.24337	568.58	201183

**Figura 72***Relación Constitutiva Para el Acero ASTM A36***Tabla 15***Relación Constitutiva Para el Acero ASTM A490*

Acero ASTM A490						
Valores de Ingeniería		Valores Reales		Deformaciones Plásticas		Mod. Elástico
ε	σ	ε	σ	ε <sub>p</sub> real	σ real	
[mm/mm]	[MPa]	[mm/mm]	[MPa]	[mm/mm]	[MPa]	[MPa]
0	0	0	0			
0.005868	1149.0	0.00585	1155.74	0.00000	1155.74	197562.4
0.149667	1246.3	0.139472	1432.83	0.132219	1432.83	

**Figura 73**

*Relación Constitutiva Para el Acero ASTM A490*



#### **4.5.4. Pre-tensionamiento de Pernos**

La pretensión de todos los pernos se muestra en la Figura 74, el cual para un 75% del límite elástico es de 698.15 kN. Para simular este efecto ANSYS cuenta con el elemento PRETS179, el cual presenta un solo grado de libertad que representa la dirección definida para el pretensionamiento, (ver Figura 75). Dentro de su rutina de análisis ANSYS transforma la carga aplicada en áreas o en volúmenes a elementos unidireccionales en el eje centroidal sobre la dirección específica permitiendo cargas de tracción y compresión.

La estimación de precarga en el perno para alcanzar el 75% del límite elástico del material se calculó de la siguiente manera:

$$D := \left(1 + \frac{1}{4}\right) \text{in} = 31.75 \text{ mm} \quad A := \pi \cdot \frac{D^2}{4} = 791.73 \text{ mm}^2 \quad S_y := 1175.74 \text{ MPa}$$

$$P_{max} := 0.75 \cdot S_y \cdot A = 698.15 \text{ kN}$$

Siendo la pretensión mínima normativa AISC 360 (tabla J3.1):

### Figura 74

#### Pretensión Mínima de Pernos

Tamaño Perno, in	Grupo A- (ej. Pernos A325)	Grupo B (ej. Pernos A490)	Grupo C Grado 2 <sup>[b]</sup> (ej. Pernos F3043 Gr.2)
1/2	5,45	6,81	–
3/8	8,63	10,90	–
3/4	12,71	15,89	–
7/8	17,71	22,25	–
1	23,15	29,06	40,86
1 1/8	29,06	36,32	51,30
1 1/4	36,77	46,31	64,92
1 3/8	44,04	54,93	–
1 1/2	53,57	67,19	–

<sup>[a]</sup> Igual a 0,70 veces la resistencia última de los pernos, redondeada en kip al valor entero más cercano, tal como lo especifican las Especificaciones ASTM F3125/F3125M para pernos Grado A325 y A490 con hilo UNC.  
<sup>[b]</sup> Igual a 0,70 veces la resistencia última de los pernos, redondeada al valor en kip entero más cercano, de acuerdo con a ASTM F3043 Grado 2 y ASTM F3111 Grado 2.

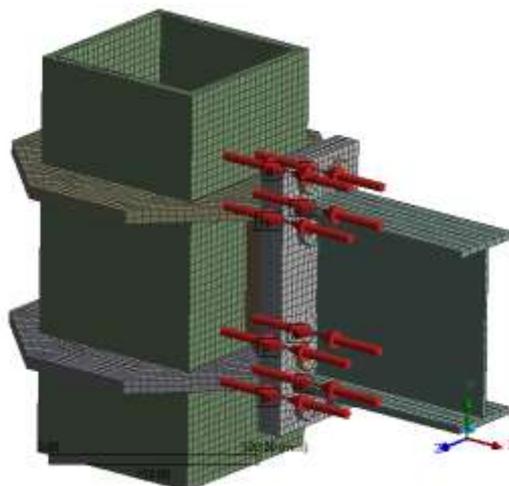
Nota. Tomado de AISC 360, 2016.

Las siguientes ecuaciones determinan el mínimo de pretensión que tomarían los pernos de  $\phi$  1 1/4”.

$$P_{min} := 46.31 \text{ tonnef} = 102.096 \text{ kip} \quad 102.096 \text{ kip} = 454 \text{ kN}$$

### Figura 75

#### Pretensión de Pernos en ANSYS



#### ***4.5.5 Contacto Entre Elementos***

Cuando se emplea los elementos finitos como solución numérica independientemente del software que se utilice, el medio de unión entre elementos sólidos es fundamental, ya que los contactos describen como será la interacción entre ellos. Las zonas de unión son críticas por ende se deben emplear contactos adecuados para cada solución numérica.

Para que la interacción entre las distintas superficies o sólidos, sea lo más ajustado a los ensayos de Nuñez, 2017, en ANSYS se emplean 4 tipos diferentes de contactos, los cuales se deben asignar de acuerdo con el fenómeno físico a representar.

- Bonded: Empotrado, sin separación y sin deslizamiento (fijos y/o soldados).
- No Separation: Sin separación, pueden ocurrir pequeños deslizamientos.
- Frictionless: Las superficies son libres de deslizarse y separarse sin resistencia.
- Frictional: Se emplea un coeficiente de rugosidad. Posee libertad de separación, pero sin resistencia.

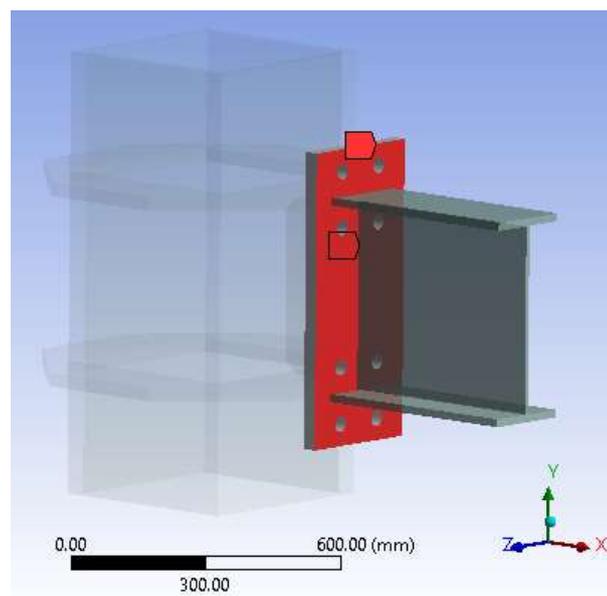
El fenómeno físico que se quiere representar entre las planchas extremas es que se puedan separar, pero entre ellas deberá haber roce, por tal motivo es fundamental el empleo de un coeficiente de roce. Dicho coeficiente oscila entre 0.20 y 0.50. para nuestro caso particular usaremos el coeficiente asumido por la investigación de Gallegos, 2017, de  $\mu=0.30$ . Por otro lado, el tipo de contacto empleado en nuestro modelo numérico es del tipo “Frictional”.

En el mismo orden de ideas, las uniones soldadas serán del tipo “Bonded”, empleadas entre las planchas que forman la columna, la unión entre la columna y los anillos, además, de la plancha extrema con la viga, y, por último, la plancha extrema con anillos y plancha vertical. Este tipo de contacto como se mencionó anteriormente impide cualquier movimiento simulando una soldadura de penetración completa entre elementos. Asimismo, la unión entre las tuercas y sus pernos se simuló de esta forma para simplificar el modelo matemático.

Por otro lado, la cabeza del perno – plancha extrema, este contacto al igual que la opción Frictional en el apartado Type. Igualmente, se introduce el valor de 0.30 en el apartado Friction Coefficient.

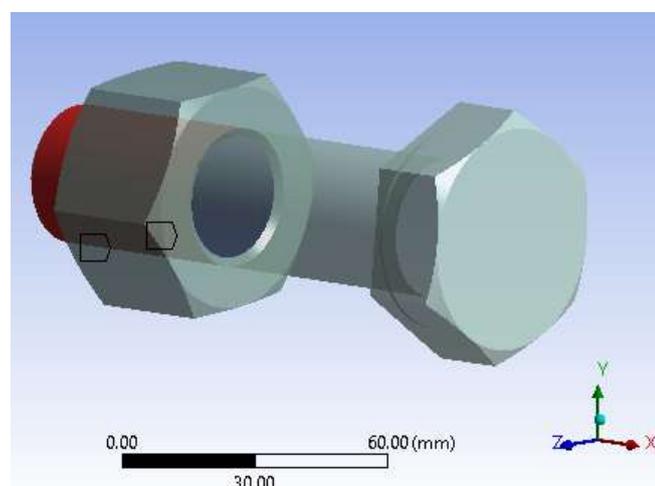
**Figura 76**

*Conexión Tipo BONDED PL Extrema - Viga*



**Figura 77**

*Conexión tipo BONDED Vástago de perno - Tuerca*



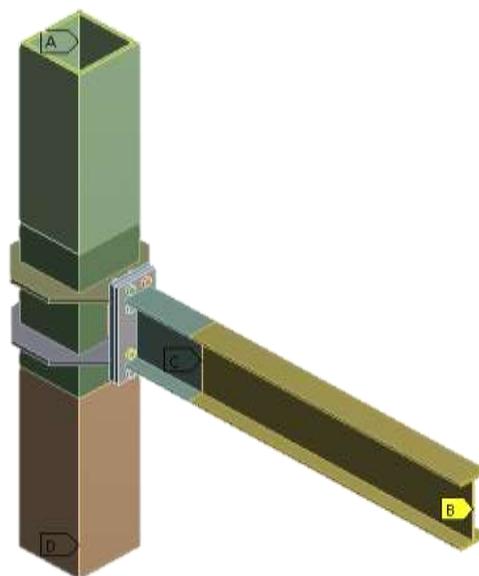
#### 4.5.6. Condiciones de Borde

Entre las diversas condiciones de apoyo disponibles en ANSYS v.2020 se elige la condición de **Remote Displacement**, ya que permite definir restricciones a los desplazamientos y rotaciones en las tres direcciones principales a las secciones extremas de los perfiles (caras extremas de la columna y cara extrema libre de la viga).

Por tanto, se restringió el desplazamiento en los puntos “A” y “D” solo liberando las rotaciones en el plano, ya que la sección tomada está ubicada en un segundo nivel y se mantiene la continuidad de la columna. La carga bajo el protocolo de carga cíclica que simulan un evento sísmico se aplicó de forma vertical en el punto “B” el cual está ubicado en el punto de inflexión de la viga, en dicho punto se restringe los desplazamientos tangenciales y fuera del plano, de forma adicional, se restringió el desplazamiento fuera del plano para el punto “C” (ubicación del soporte lateral), esto con el objetivo de evitar el pandeo lateral torsional de la viga (Figura 78). La asignación de este tipo de condiciones de borde se logró al usar “Remote Point Displacement” en ANSYS.

#### Figura 78

*Condiciones de Borde del Modelo*



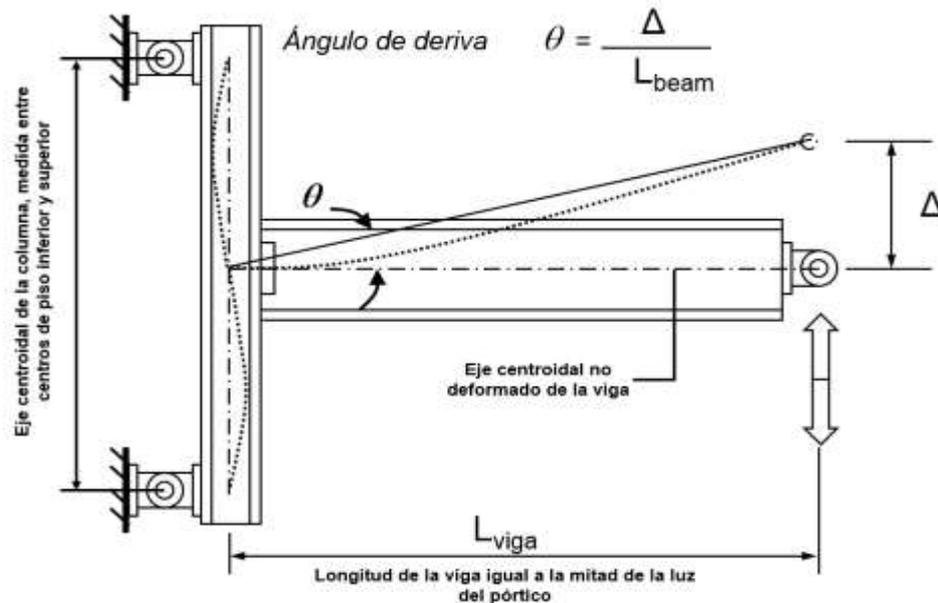
#### ***4.5.7 Sistemas de Cargas***

Las cargas aplicadas al modelo (conexión) además de la pretensión de los pernos, es la carga que proviene de un protocolo de la norma internacional AISC 341, dicho protocolo es una carga cíclica asignada al extremo de viga (punto de inflexión de la viga) que representa de alguna manera un movimiento sísmico y poder obtener de esta manera su respuesta elástica e inelástica mediante la gráfica histerética. El protocolo es ejecutado aplicando desplazamientos equivalentes al ángulo de deriva de piso  $[\theta]$ . La normativa toma este protocolo en base al documento SAC/BD-97/02, (SAC, 1997). El ensamble típico de una conexión exterior con una sola viga se muestra en la figura 79, en dicha figura se observa el valor de  $[\theta]$  que es el ángulo de rotación de la viga con respecto al eje horizontal de la misma, y se obtiene con el cociente entre el desplazamiento vertical y la longitud de la viga.

Teniendo en cuenta las consideraciones anteriores, la viga es cargada con desplazamientos verticales en el eje “Y”, de forma creciente, siguiendo el protocolo, esto sucede en el punto medido de la viga, es decir a una distancia de 3.0 [m]. La distancia debe ser medida desde el centro de la columna, representando el punto medio de una viga de 6 [m] de longitud. Estas cargas cíclicas fueron aplicadas en el punto “B” (Figura 78), Dentro del programa ANSYS se definen los pasos de carga como estáticos y se aplican gradualmente en varios sub-pasos, alternando el signo de cada valor, de esta forma se construye los lasos histeréticos hasta que el sistema alcance una rotación de 0.05 [rad] como mínimo. Si llegando al valor de rotación de 0.05 [rad] no se alcanza el 80% de  $M_p$  de la viga, la norma indica un incremento gradual hasta alcanzar dicho valor. El protocolo de carga aplicado en el extremo la de viga se muestra en la Figura 80, donde el eje de las ordenadas se presenta en términos de pasos de carga y desplazamiento en el extremo libre de la viga.

**Figura 79**

*Configuración del Nudo y Aplicación de Cargas*



*Nota.* Tomado de las *Notas de Clase, Design of Seismic Resistant Steel Building Steel Building Structures, Moment Resisting Frames*, Michael D. Engelhard, University of Texas at Austin.

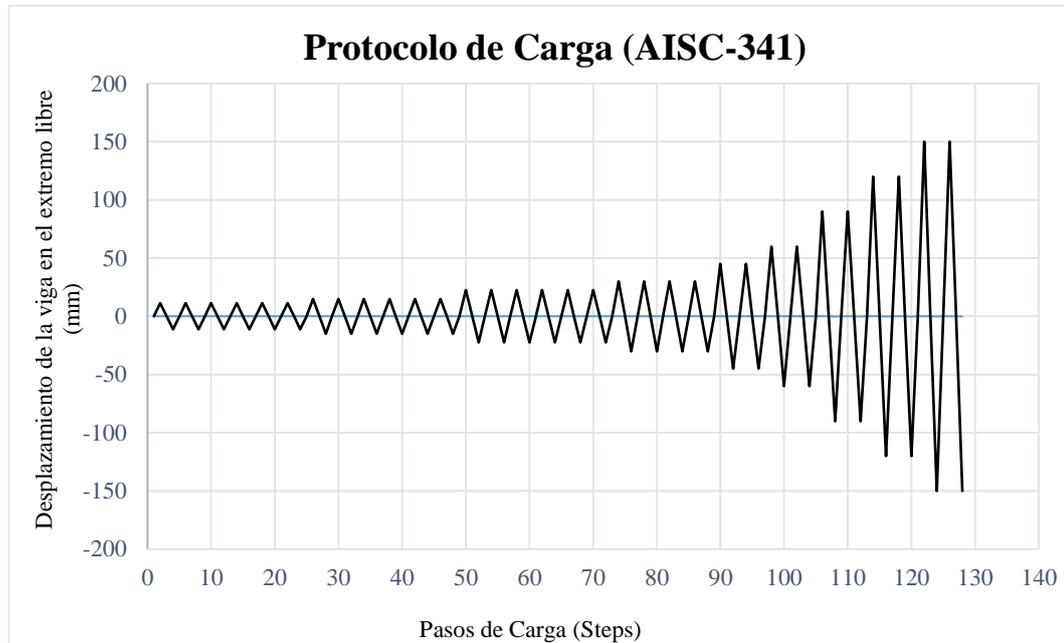
Los desplazamientos aplicados (figura 80) a la conexión propuesta provienen a través de los ángulos de rotaciones que se presentan a continuación:

- 6 ciclos a  $\theta = \pm 0.00375$  rad
- 6 ciclos a  $\theta = \pm 0.005$  rad
- 6 ciclos a  $\theta = \pm 0.0075$  rad
- 4 ciclos a  $\theta = \pm 0.01$  rad
- 2 ciclos a  $\theta = \pm 0.015$  rad
- 2 ciclos a  $\theta = \pm 0.02$  rad
- 2 ciclos a  $\theta = \pm 0.03$  rad
- 2 ciclos a  $\theta = \pm 0.04$  rad
- 2 ciclos a  $\theta = \pm 0.05$  rad

El Ángulo de deriva experimentado por la conexión  $[\theta]$  es definido como el desplazamiento del extremo de la viga dividida por la longitud media del vano. Esta suposición resulta válida ya que la conexión se considera rígida al mantener un ángulo recto de  $90^\circ$  entre la viga y la columna.

**Figura 80**

*Protocolo de Carga AISC, Aplicado al Modelo*



#### **4.5.8. Comportamiento Histerético**

La curva de histéresis para el desplazamiento cíclico propuesto se muestra en la Figura 81. A partir de esta se pueden hacer varias observaciones respecto al comportamiento de la conexión. En primer lugar, el diagrama presenta una forma bastante simétrica, lo que indica que el comportamiento de la conexión fue similar para rotaciones tanto positivas como negativas. Adicionalmente, se evidencia una degradación uniforme e importante del momento resistente a medida que aumenta la rotación de los ciclos sucesivos.

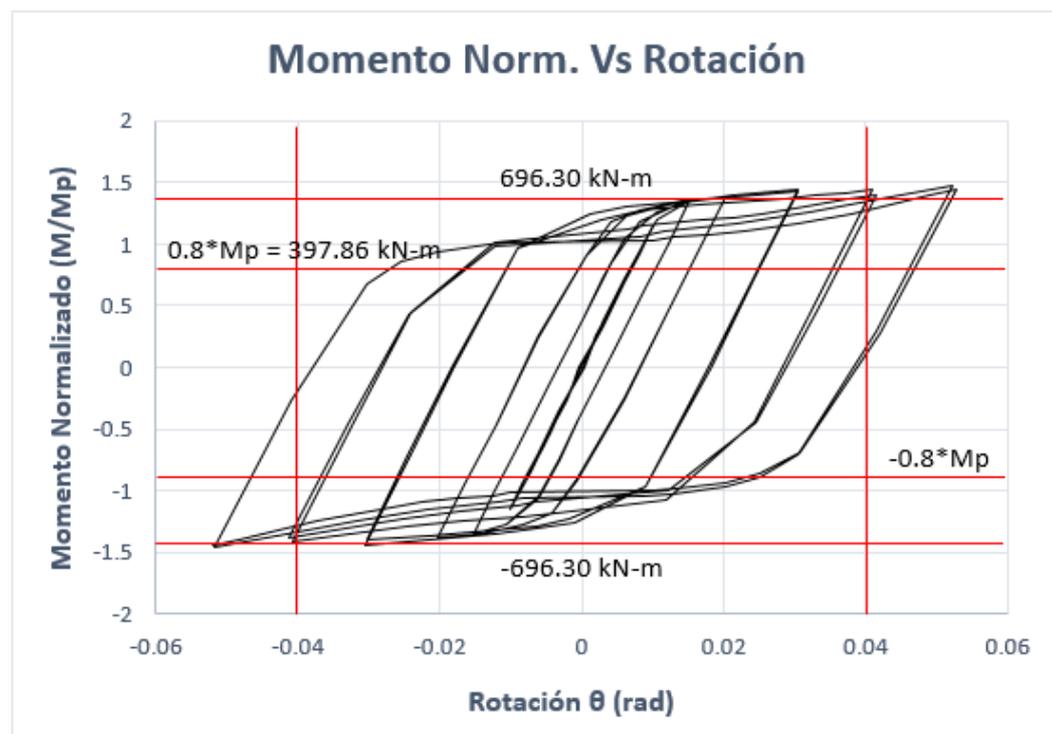
Para una mejor visualización del comportamiento histerético experimentado por la viga, el momento calculado fue normalizado por el momento plástico de la viga ( $M_p$ ), determinado por la AISC 360 (AISC, 2016) según la expresión siguiente:

$$M_p := Z_{xb1} \cdot F_{yb} = 497.33 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{Ec. 4-10})$$

Como se observa en la figura 81, la curva presenta ciclos histeréticos crecientes y estables luego de la fluencia, posee una parte elástica y una parte inelástica bien marcados, el ángulo de deriva de piso de la conexión supera el valor de 0.04 [rad], y la resistencia a flexión de las conexiones es mayor a 0.80 Mp. Por consiguiente, el comportamiento histerético de la configuración propuesta en esta investigación es aceptable y califica conforme al AISC.

**Figura 81**

*Curvas de Histéresis Momento Normalizado - Rotación*



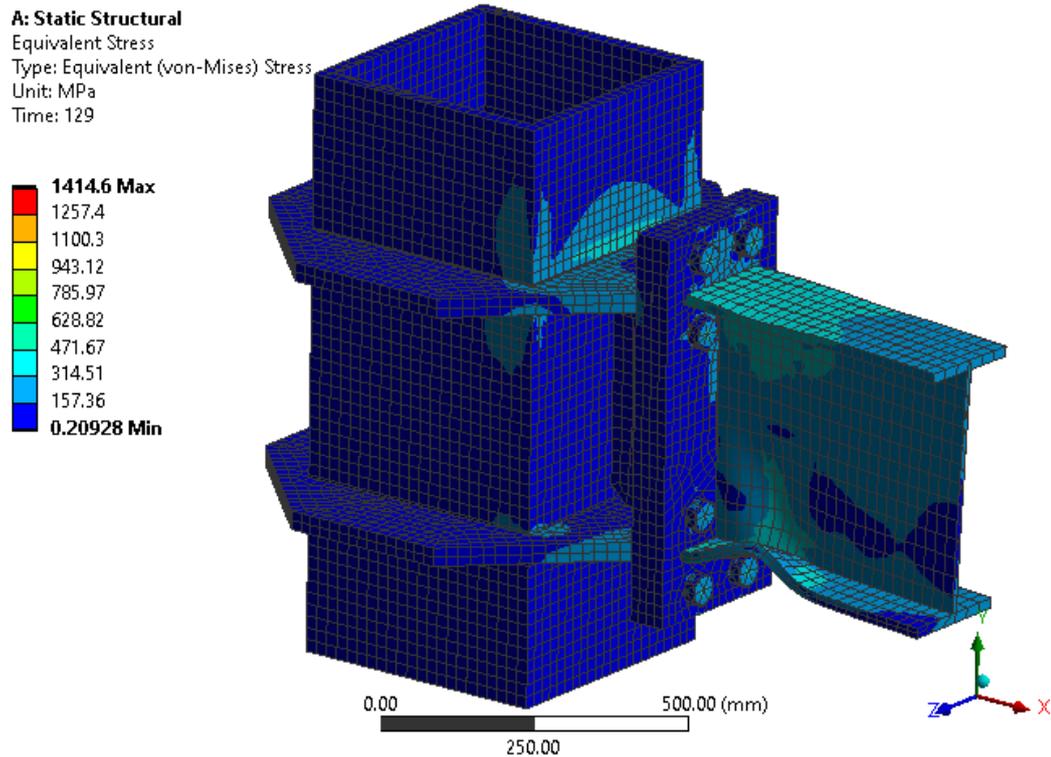
#### **4.5.9. Mecanismo de Plastificación**

En la etapa de diseño se asumió una ubicación de rótula plástica a partir de la cual se calcularon las máximas fuerzas a las que estaría sometida la conexión. El ensayo numérico permitió evidenciar la zona de plastificación ubicándola en el alma de la viga (Figura 82). Se destaca que todos los componentes de la conexión mantienen un comportamiento elástico hasta la condición de carga correspondiente a la

rotación de  $\theta=0.01$  [rad], observándose las primeras plastificaciones para una rotación de  $\theta=0.015$  [rad].

## Figura 82

*Máximas Tensiones, Bajo el Criterio de Von Mises [MPa]*

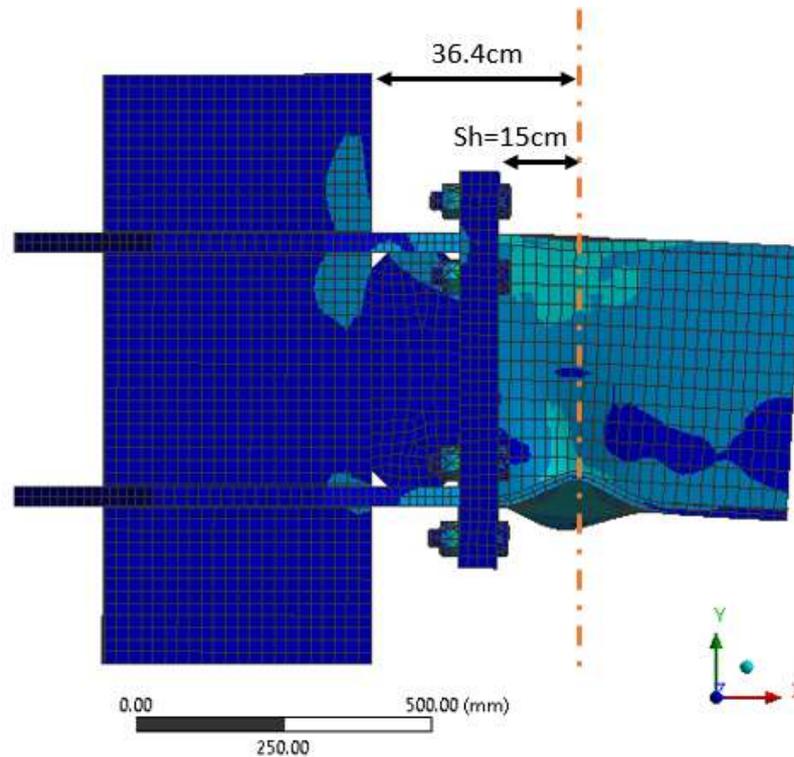


Al completar el análisis por elementos finitos de la conexión se obtuvo las deformaciones máximas que permitió determinar la ubicación real de la rótula plástica, la misma se encuentra a 150 [mm] de la cara de la plancha extrema (Figura 83). Del análisis numérico realizado en el anexo “A” se obtuvo un  $S_h$  de 23.12 [cm] mínimo, desde la cara de la columna hasta la rótula, con lo cual está dentro de la tolerancia.

$$S_h := \min\left(\frac{d_b}{2}, 3 \cdot b_{fb}\right) = 23.12 \text{ cm}$$

### Figura 83

#### *Ubicación de la Rótula Plástica del Análisis Numérico*



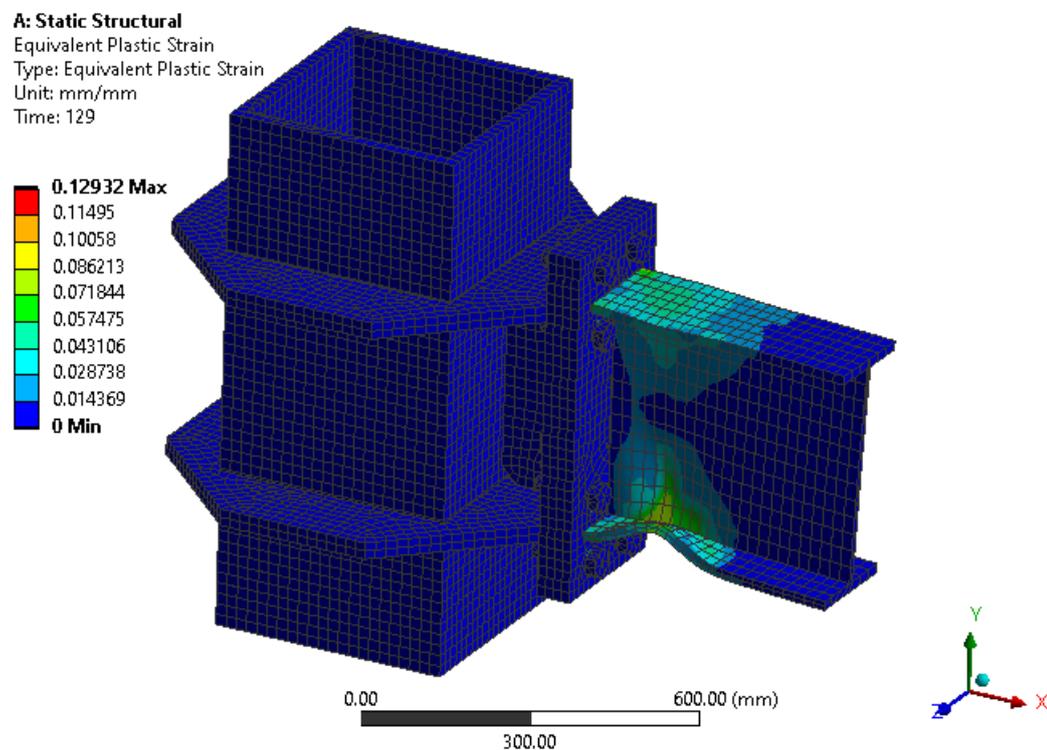
Para el último paso de carga la distribución de tensión en la conexión se observa en la Figura 82, el paso 129 es el equivalente a una deriva de piso de  $\theta=0.05$  [rad] por ende es el caso más crítico, para visualizar de una manera óptima se presenta una escala de colores para fácil interpretación de los resultados en unidades de [MPa]. El programa ANSYS determina mediante el criterio de falla para materiales dúctiles, la teoría de la energía de distorsión máxima (Von Mises), Según la teoría de energía de distorsión, la falla ocurrirá cuando uno de los esfuerzos principales alcance el valor crítico de fluencia  $\sigma_{yp}$ , dicho valor dependerá del valor de fluencia de cada material.

El fenómeno descrito en el anexo “A”, en cuanto al criterio de columna fuerte viga débil se observa en las figuras 82 y 84 donde las tensiones máximas se encuentran en viga y anillos permitiendo que la columna permanezca en su rango elástico favoreciendo una mayor capacidad estructural.

En cuanto a las deformaciones plásticas, la intención de aplicar un protocolo de carga es la de poder visualizar en cuales elementos ocurre plastificación, la mayor concentración de tensiones debe estar situada en la viga cercana a las planchas extremas porque es allí donde la rótula plástica se espera. La rotula plástica aparece ya que el límite elástico es superado. Asimismo, para el comportamiento global la columna y los elementos de la conexión poseen poca incursión inelástica, siendo exclusivamente la viga donde se concentra toda la acción inelástica. El comportamiento antes mencionado está asociado a un mecanismo de falla dúctil y es el comportamiento deseado en la actual filosofía sismorresistente. En la figura 84 se puede apreciar las deformaciones en unidades [mm/mm]. En las figuras 82 y 84 se observa de manera clara que las planchas extremas no tienen gran incursión inelástica para la configuración de nudo propuesta.

**Figura 84**

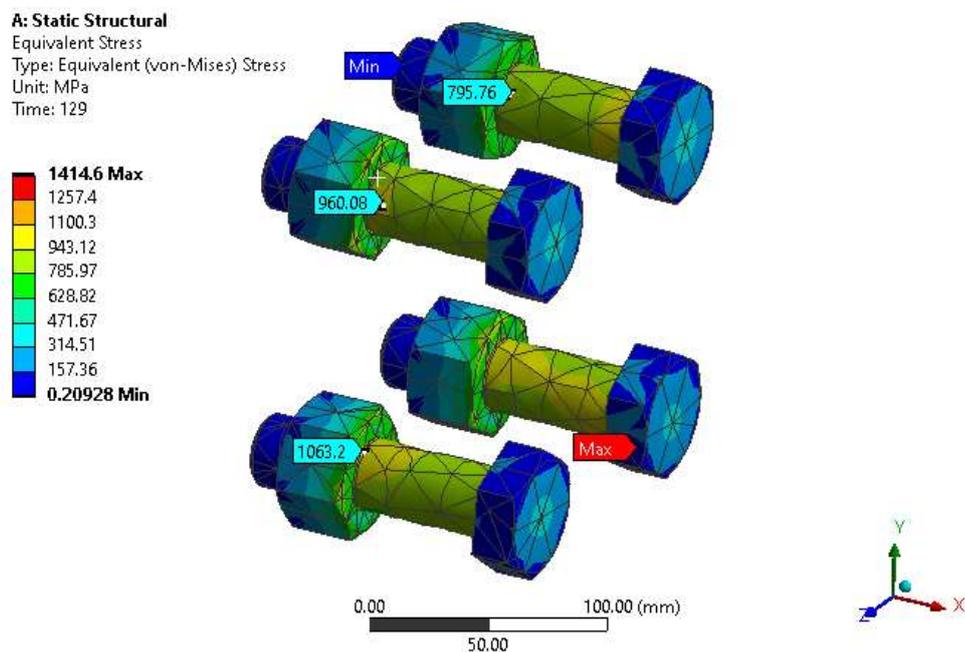
*Máximas Deformaciones Plásticas [mm/mm]*



Por otro lado, para la configuración de los pernos de alta resistencia de acero ASTM A490, en temas de diámetro y longitud al ser analizado por elementos finitos, el comportamiento de los mismos, no se aprecia excedencia en el rango elástico, como se puede observar en la figura 85.

**Figura 85**

*Máximas Tensiones en los Pernos, Bajo el Criterio de Von Mises*



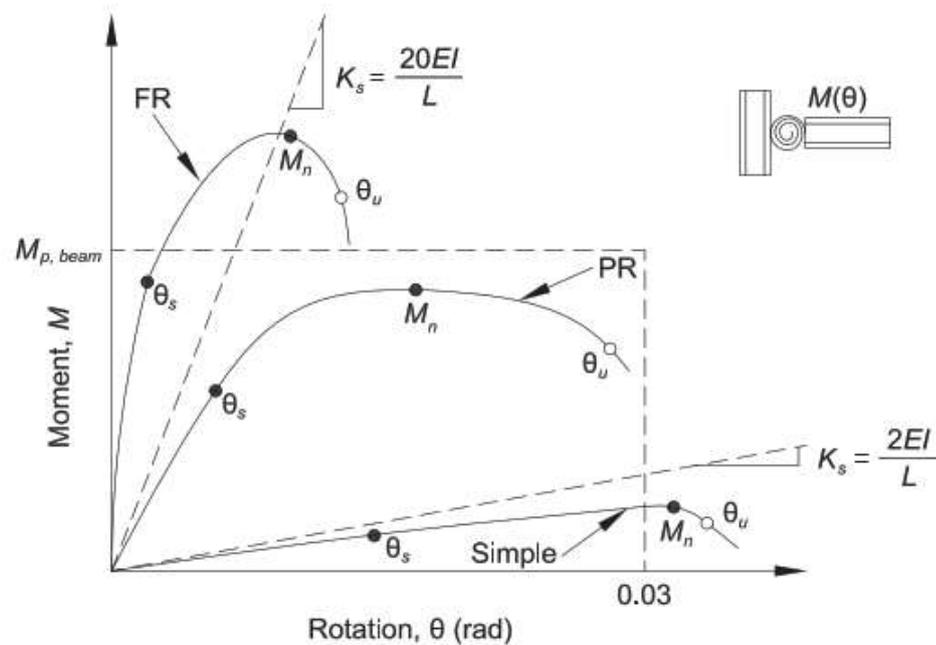
Como podemos observar la resistencia de la conexión propuesta excede ampliamente la resistencia a momento plástico de la viga, entonces la ductilidad del sistema estructural es controlada por la viga y la conexión puede ser considerada como elástica (falla dúctil). En caso de que la resistencia a momento plástico de la viga solo es excedida ligeramente, entonces la conexión puede experimentar deformaciones inelásticas antes de que la viga alcance su máxima resistencia (falla frágil). Solo cuando la resistencia de la viga excede su resistencia las deformaciones pueden presentarse en la conexión.

Acorde la figura 86, la capacidad de rotación  $\theta_u$  se define como el valor de la rotación de la conexión en el punto donde el momento resistente ha caído a  $0.8M_n$  o para cuando la conexión se ha deformado más de  $0.03$  [rad], ese segundo criterio

se aplica en conexiones donde no existe pérdida de resistencia hasta que grandes rotaciones ocurran como lo es en nuestro caso. En la figura 87 se muestra la envolvente M- $\theta$  de la conexión, y de esta se determina la ductilidad de la conexión como  $\mu = \theta_u / \theta_y = 6.86$ , y la rigidez rotacional  $K_o = 56114.51$  [kN-m/rad]. La rigidez inicial del sistema ( $K_o$ ) corresponde a la pendiente de la recta previo a la primera manifestación de comportamiento no-lineal, empleada en el análisis PushOver.

### Figura 86

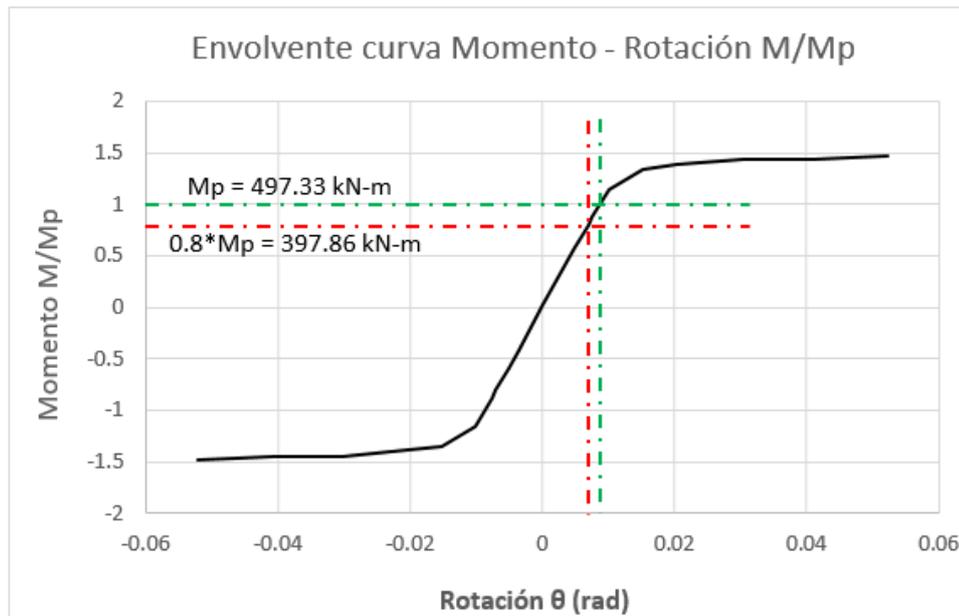
*Curva Momento-Rotación de Conexiones Completamente Restringidas (FR), Parcialmente Restringidas (PR) y Conexiones Simples*



*Nota.* Adaptado del AISC 360, 2016.

**Figura 87**

*Envolvente de la Curva Momento Normalizado – Rotación*



#### 4.6. Respuesta del Edificio Prototipo Ante un Análisis Estático no Lineal (pushover)

El diseño por desempeño sísmico de estructuras metálicas se basa en la premisa de que su comportamiento puede predecirse y/o evaluarse, con suficiente seguridad tanto para el ingeniero como el cliente, con el objetivo de tomar decisiones más acertadas, teniendo información sustentada en consideraciones con respecto al ciclo de vida del edificio en vez de sólo costos de construcción.

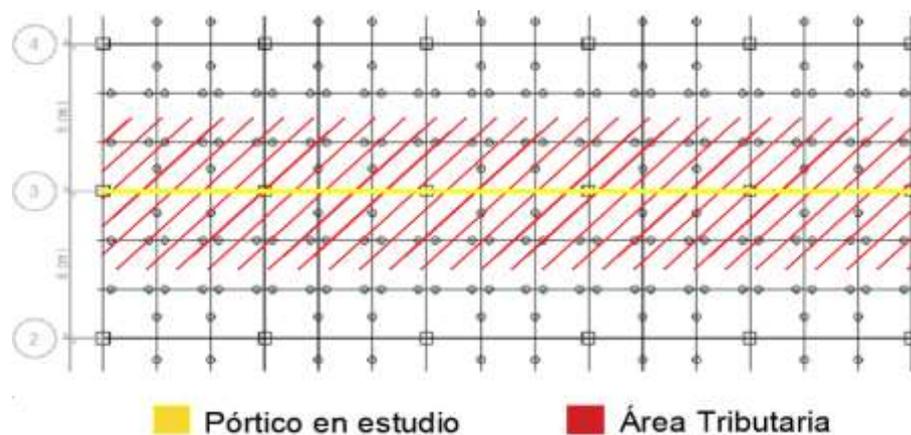
En la presente investigación se implementa un modelo no lineal para un pórtico plano representativo (pórtico 03), dicho marco es central y fue extraído del modelo desarrollado anteriormente en esta investigación, el mismo concentra el comportamiento no lineal en rotulas plásticas en vigas y columnas. Se destaca el empleo del programa ETABS v20.1 para dicha labor.

Las cargas aplicadas al marco plano se obtuvieron de tributar las cargas para el análisis y diseño del apartado 4.1.3 (definición de cargas gravitacionales) hasta la mitad del largo total de los vanos en ambos sentidos (ver figura 88), de esta

distribución se genera un corte de diseño aproximado a  $Q_d = 74$  [Ton] que corresponde a una quinta parte del corte de diseño del modelo 3D (ver tabla 16), con lo cual representa la totalidad de cargas del modelo original.

### Figura 88

*Distribución de Cargas Para el Pórtico en Estudio*



Es importante destacar que el presente análisis no lineal se desarrolla tomando en cuenta la rigidez real de la conexión calculada en la sección 4.5 (ANSYS). El valor de la rigidez rotacional de  $K_o = 56114.51$  [kN-m/rad] fue aplicada en el ETABS a las juntas del pórtico en estudio. A continuación, se presentan los resultados de la deriva final, periodos y una tabla comparativa con respecto a la hipótesis tomada en un inicio del 75% como brazos rígidos en el ETABS.

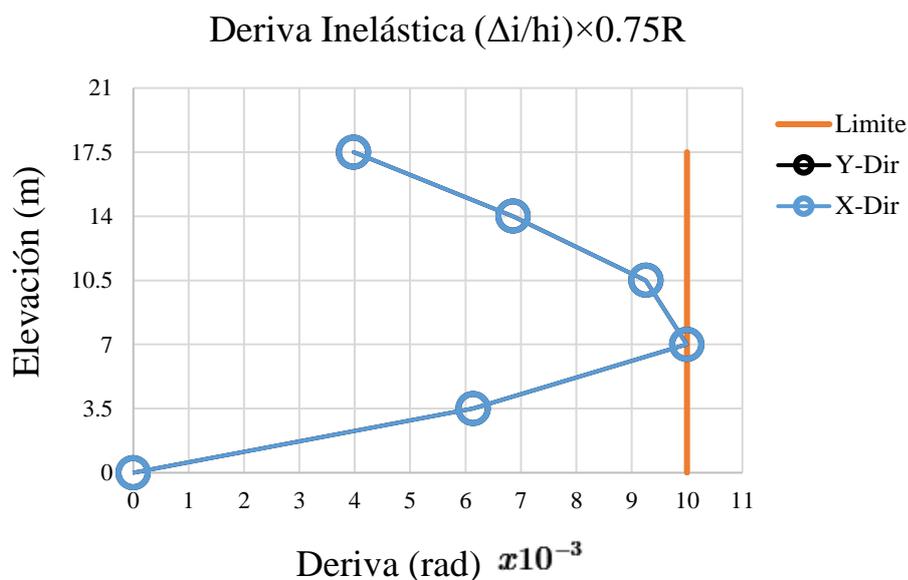
### Tabla 16

*Comparación Entre Periodos Fundamentales (ANSYS)*

Periodos Fundamentales					
Caso	Modo	Edif. PROTOTIPO CORREGIDO, RIGIDEZ DEL RESORTE (ANSYS). 56114.51 kN-m/rad	EDIF. PROTOTIPO Rigidez al 75%	Discrepancia	Precisión
		[s]	[s]	[Δ]	[%]
Modal	1	0.655	0.685	-0.03	-4.6
Modal	2	0.655	0.685	-0.03	-4.6

**Figura 89**

*Deriva de piso de los diafragmas para los distintos niveles del edificio, empleando la rigidez rotacional de la conexión precalificada en ANSYS*

**Tabla 17**

*Comparación Entre Derivas Inelásticas (ANSYS)*

<b>Comparación de Derivas Inelásticas <math>(\Delta_i/h_i) \times 0.75R</math></b>				
Dirección "X-X"	Edif. PROTOTIPO CORREGIDO, RIGIDEZ ROTACIONAL ANSYS	EDIF. PROTOTIPO Rigidez al 75%	Discrepancia	Precisión
Dirección "Y-Y"	56114.51 kN-m/rad		$\Delta$	%
T. + 17.50m	0.0040	0.0046	-0.00064	-16.0
P4 + 14.00m	0.0069	0.0074	-0.00055	-8.0
P3 + 10.50m	0.0093	0.0097	-0.00047	-5.1
P2 + 7.00m	0.009996	0.0102	-0.00024	-2.4
P1 + 3.50m	0.0061	0.0061	0.00000	0.0

Los resultados anteriores nos permiten establecer que la conexión precalificada en ANSYS en términos de rigidez rotacional, disipación de energía, etc., llega a valores de deriva iguales a los máximos impuestos por la norma peruana sismorresistente E030 ( $\Delta_i/h_i = 0.01$ ), lo cual el modelo final satisface las exigencias

normativas y se procede con el análisis no lineal (PushOver) y poder determinar su desempeño estructural.

Por otro lado, se destaca la importancia de las rotulas plásticas pertenecientes a los elementos primarios, que son aquellos de proveer la resistencia sísmica de la estructura. Debido a que el análisis se enfoca en pórticos del tipo SMF se consideran las vigas y columnas como elementos primarios. Los parámetros definidos para las rotulas se encuentran en los anexos “B” y anexo “C”, allí se detalla la obtención de los parámetros según la norma ASCE 41-13. En la figura 91, se observa el patrón de rotulas asignado, además se destaca que la distancia de la rótula corresponde a los valores obtenidos en el análisis numérico dentro de ANSYS.

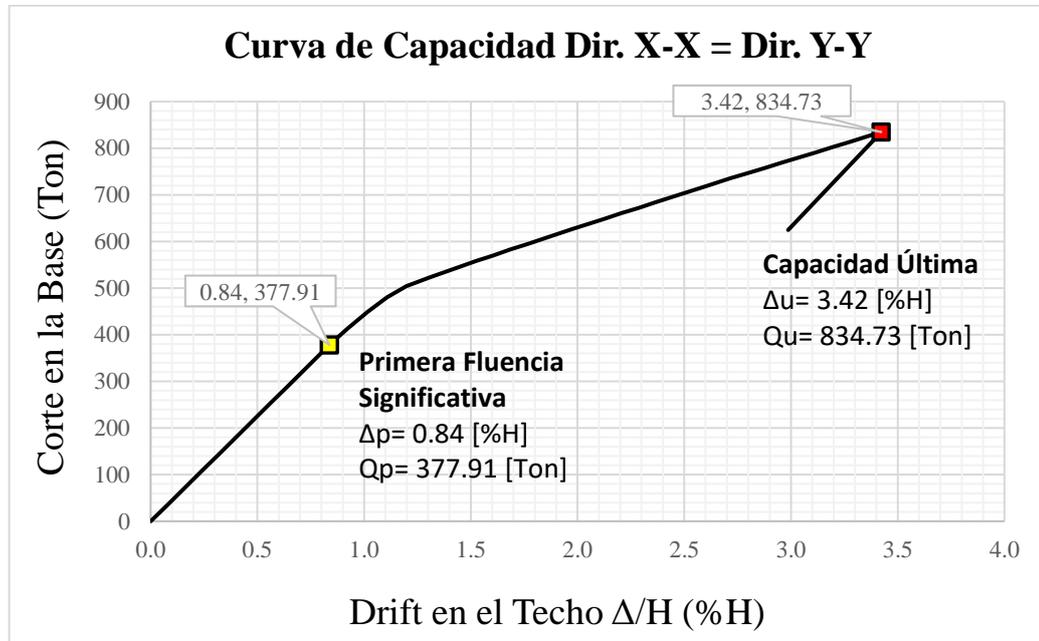
El presente análisis sigue los lineamientos y/o recomendaciones de FEMA (2009), la cual indica que las distribuciones de cargas laterales se toman en función al comportamiento del primer modo o modo fundamental de la estructura, y de esta manera la respuesta de la estructura estará controlada por su modo fundamental y no varía al incursionar en el rango no lineal. A continuación, se presenta en la figura 90 la curva de capacidad, corte máximo y ductilidad del sistema estructural.

En la figura 90 se refleja la curva de capacidad, como resultado del análisis Pushover, la curva presenta dos tramos bien definidos (Curva Bilineal) para el primer trayecto se encuentra el origen hasta la primera fluencia significativa ( $\Delta_p$ ,  $Q_p$ ), el cual corresponde al cortante y desplazamiento de diseño. Para la segunda recta queda definido el tramo inelástico, cuyo final está dado por el desplazamiento y cortante máximo ( $\Delta_{max}$ ,  $Q_{max}$ ).

En la figura 90 en el punto de la máxima capacidad se observa un corte de  $Q_{max} = 834.73$  [Ton], además se logra un desplazamiento de techo aproximado de  $\Delta_u = 3.42$  [%H] = 0.60 [m] de la altura del edificio. En el último tramo después de la capacidad ultima se genera una pérdida de capacidad irregular que es producto del paso a estado residual en las vigas pertenecientes al sistema estructural.

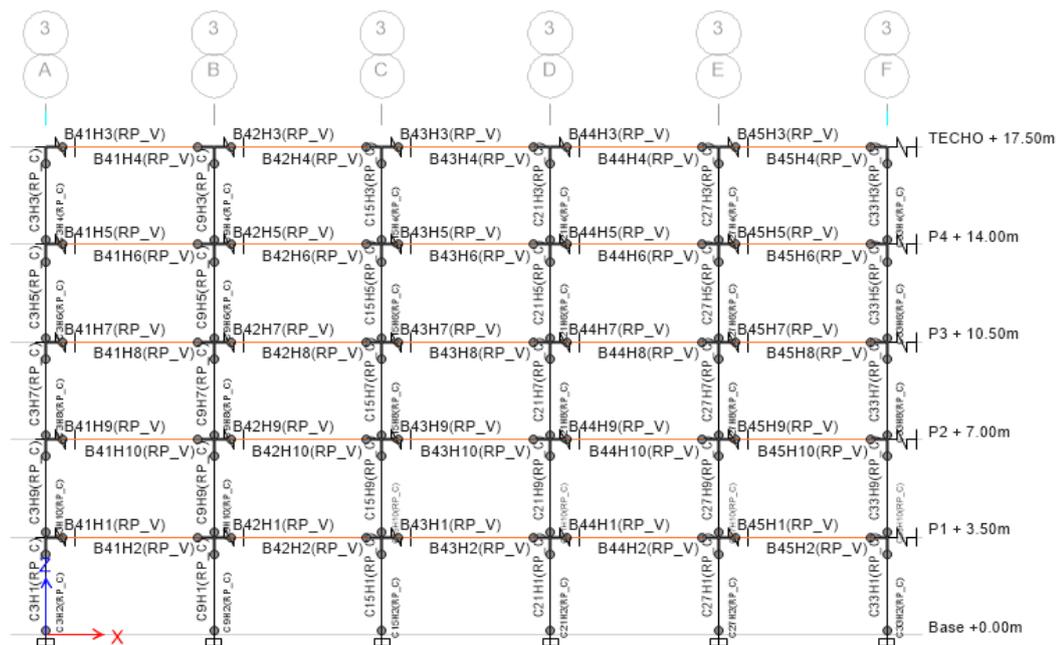
**Figura 90**

*Curva de Capacidad del Edificio Prototipo*



**Figura 91**

*Configuración de Rotulas Incorporadas al Pórtico Prototipo*



De las consideraciones más importantes se destaca el hecho de que el prototipo posee un comportamiento elástico hasta un corte aproximado de  $Q_y = 377.91$  [Ton], ligeramente superior al corte por sismo estático (SEX y SEY) valor que equivale a 5 veces el corte de diseño  $Q_d$  para un pórtico, entendiendo que la edificación cuenta con 05 pórticos en cada dirección ortogonal. Asimismo, la sobrerresistencia ( $\Omega$ ) se obtiene con la siguiente expresión.

$$\Omega = \frac{Q_{max}}{Q_d}$$

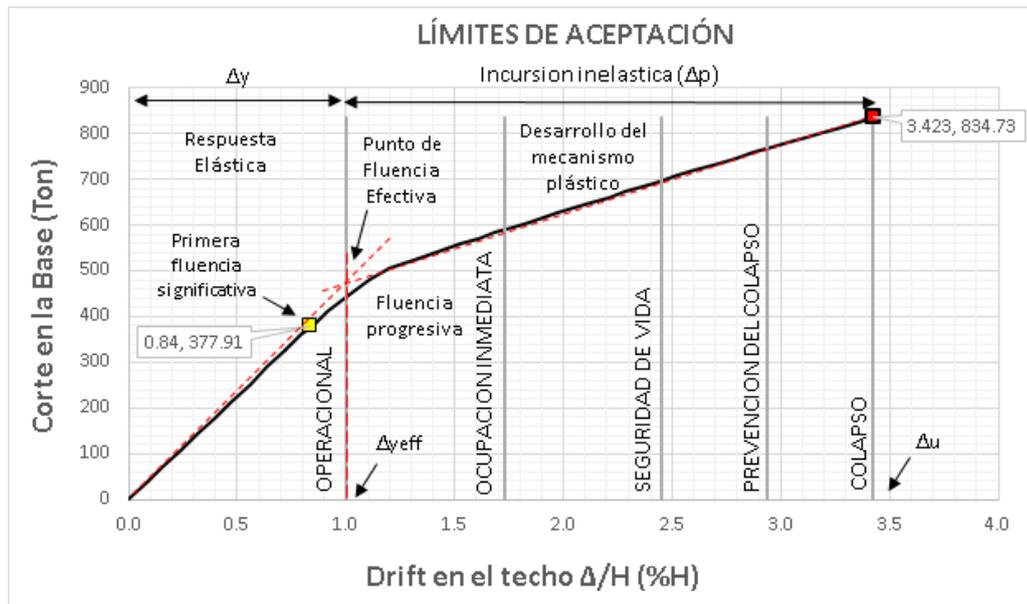
Se determina que el valor de  $\Omega = 11.20$  [adm]. Como se aprecia el valor es alto y se interpreta como la exigencia de deriva por parte de la norma peruana E.030 además de las restricciones de la norma AISC 2016 para relación de esbeltez en perfiles tubulares de secciones sísmicamente compactas o de alta ductilidad en sistemas “SMF”. La ductilidad basada en el periodo ( $\mu_T$ ) se define como el cociente entre el desplazamiento último ( $\Delta_{max}$ ) y el desplazamiento de fluencia ( $\Delta_{yeff}$ ), por tanto, el valor de la ductilidad es  $\mu_T=3.42$  [adm].

En la figura 91, se aprecia la aplicación de rotulas plásticas y brazos rigidez (con factor de rigidez igual a cero) en el marco propuesto para el análisis no lineal, se destaca que se empleó una distancia del eje de la columna hasta el brazo rígido de 43.9 [cm] (eje de la columna hasta la cara de la plancha extrema) y de este punto 15 [cm] hasta llegar a la rótula plástica, este procedimiento asegura la ubicación exacta tanto de la conexión como de la rotulación plástica en viga. El mismo procedimiento se siguió en columnas descontando el peralte de la viga.

Por otra parte, los límites de aceptación según el nivel de daño (SEAOC, 1995) se reflejan en la figura 92, donde se considera el rango operacional, ocupación inmediata, seguridad de vida, prevención del colapso y por último el colapso. Además, se estima el punto de fluencia efectiva y se representa la prime aparición de la rótula plástica en viga.

**Figura 92**

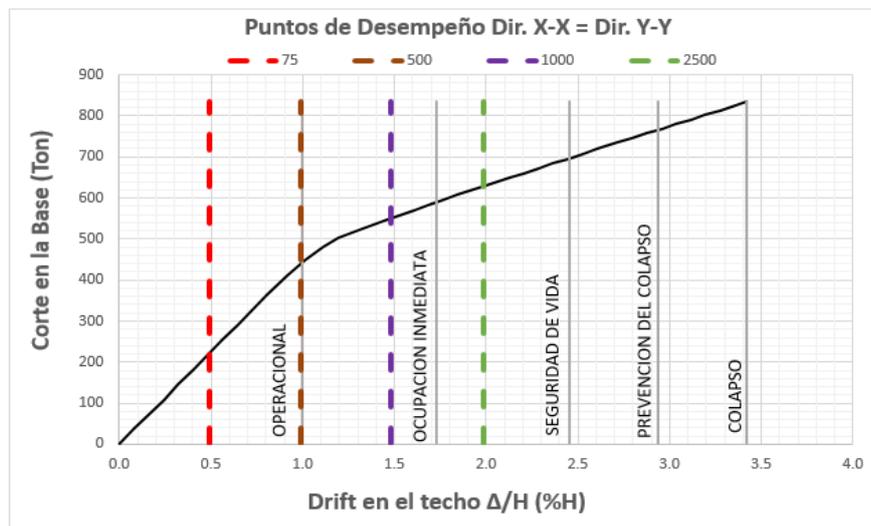
*Niveles de Daño Según (SEAOC 1995)*



Los puntos de desempeño se representan en la figura 93 como resultado de la respuesta del desempeño para los diferentes periodos de retorno establecidos en la normativa nacional e internacional.

**Figura 93**

*Punto de Desempeño del Pórtico Prototipo*



La secuencia de aparición de rótulas se presenta en la figura 94, en primer lugar, se formula la plastificación en vigas de manera progresiva hacia los niveles superiores, asimismo, se observan rotulas en la base de la estructura. Con este patrón de falla obtenido es el esperado en los criterios de diseño y corresponde a un modo dúctil de falla, comprobando el criterio de columna fuerte viga débil.

**Figura 94**

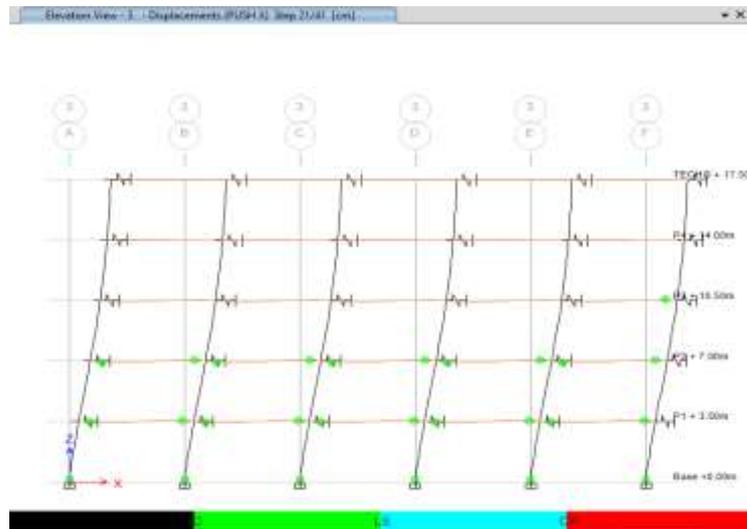
*Patrón de Plastificación de Rótulas del Pórtico Prototipo*



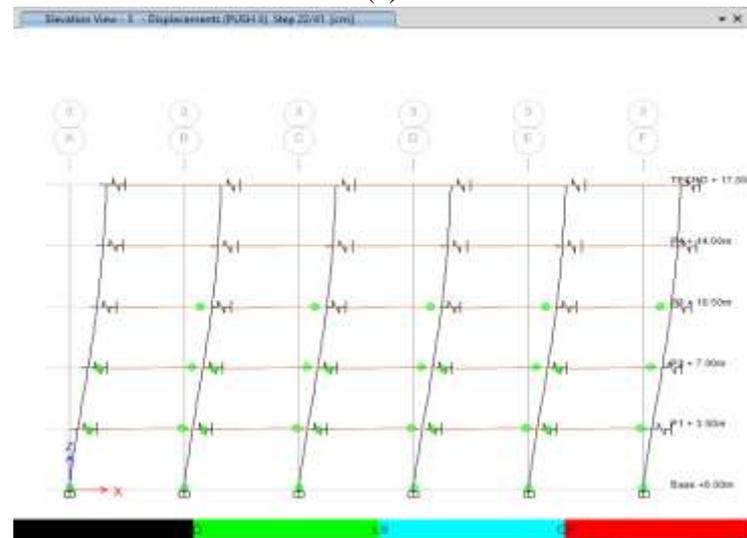
(a)



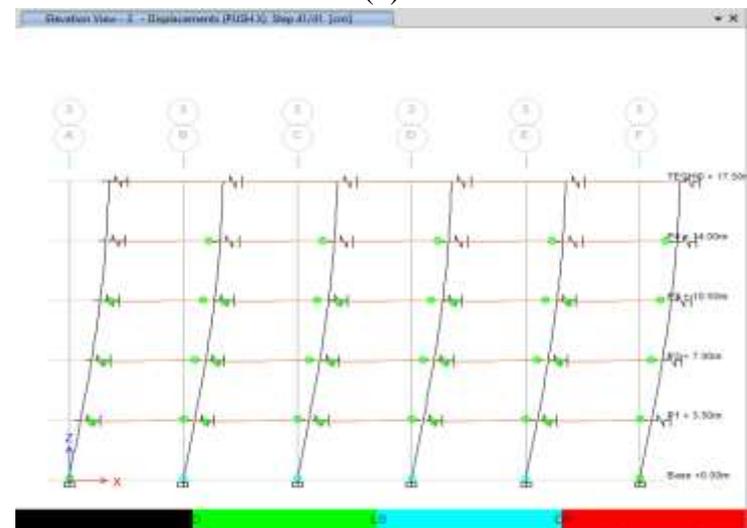
(b)



(c)



(d)



(e)

#### 4.7. Comparación de la Influencia del Aporte de Rigidez de la Conexión Propuesta en Pórticos “SMF”

Es evidente que al incorporar más variables a un modelo lo haremos más complejo, pero a su vez más preciso, en el caso de esta investigación se verificó la conexión por diferentes métodos empleando softwares comerciales en la ingeniería sismorresistente, que nos permitió medir diferentes variables y aceptar el diseño como válido en términos de resistencia y costo.

**Figura 95**

*Costo de Elementos Estructurales no Considerando la Conexión*

Cliente <b>U.P.T.</b>		F. Kilo	<b>S/12.00</b>		
		Fecha	<b>17/11/22</b>		
<b>EDIF. PROTOTIPO DE 05 NIVELES TIPO SMF</b>		Fondo Edif. [m]	<b>30.00</b>		
		Ancho Edif. [m]	<b>30.00</b>		
		Alto Edif. [m]	<b>17.50</b>		
Cant.	Descripcion	Peso [Kgf]	FACTOR	PRECIO U	PRECIO T
1	Box 450x450x25mm	210183.75	S/12.00	S/ 2,522,205.00	S/ 2,522,205.00
1	VP-W18X60	147422.62	S/12.00	S/ 1,769,071.44	S/ 1,769,071.44
1	VS-W14X30	132653.62	S/12.00	S/ 1,591,843.44	S/ 1,591,843.44
1	Colb. e=12cm Cal. 20	49185.00	S/12.00	S/ 590,220.00	S/ 590,220.00
		<b>SUMATORIA PESO [Tonf]</b>	<b>539.44</b>		
		<b>PRECIO SIN IGV</b>	<b>S/. 5,485,881.25</b>		
		<b>PRECIO MAT. INCUYE IGV</b>	<b>S/. 6,473,339.88</b>		

Nota 01: Solo se consideran los elementos tipo frame.  
 Nota 02: Cantidad de nodos para la conexión 180 UND.  
 Nota 03: Pesos tomados del programa ETABS.

El costo para la estructura propuesta como prototipo sin considerar sus conexiones (solo elementos frame), se refleja en la figura 95, usando un factor por kilo, dicho ratio (12 soles por kilo) es tomado de diversos sondeos a empresas metalmecánicas emplazadas en la ciudad de lima, Asimismo, en la figura 96 se muestra los costos implementando la conexión. Para el primer caso, se obtiene un costo en dólar americano por “m<sup>2</sup>” de \$359.63 y para el segundo caso \$419.42 entendiéndose que tenemos 900 [m<sup>2</sup>] por nivel. De lo antes mencionado hay un incremento del 16.62% si se consideran las conexiones. Por tanto, es de suma importancia realizar predimensionados y buscar la mejor solución costo beneficio.

## Figura 96

### Costo de Elementos Estructurales Considerando la Conexión

Cliente	U.P.T.	F. Kilo	S/12.00
		Fecha	17/11/22

EDIF. PROTOTIPO DE 05 NIVELES TIPO SMF		Fondo Edif. [m]	30.00
		Ancho Edif. [m]	30.00
		Alto Edif. [m]	17.50

Cant.	Descripcion	Peso [Kgf]	FACTOR	PRECIO U	PRECIO T
1	Box 450x450x25mm	210183.75	S/12.00	S/ 2,522,205.00	S/ 2,522,205.00
1	VP-W18X60	147422.62	S/12.00	S/ 1,769,071.44	S/ 1,769,071.44
1	VS-W14X30	132653.62	S/12.00	S/ 1,591,843.44	S/ 1,591,843.44
1	Colb. e=12cm Cal. 20	49185.00	S/12.00	S/ 590,220.00	S/ 590,220.00
1200	PL 32mm	47.07	S/12.00	S/ 564.84	S/ 677,804.68
360	Anillo (Diafragma)	63.86	S/12.00	S/ 766.26	S/ 275,853.77
600	Rigidizador vertical	5.46	S/12.00	S/ 65.50	S/ 39,300.62
4800	Perno Hexagonal 1 1/4" Gr 8	1.05	S/12.00	S/ 12.63	S/ 60,617.47
4800	Tuerca Hexagonal 1 1/4" Gr 8	0.39	S/12.00	S/ 4.71	S/ 22,586.75
SUMA PESO [Tonf]					539.44
SUMA PESO [Tonf]					89.68
PRECIO SIN IGTV					S/. 6,397,884.05
PRECIO MAT. INCUYE IGTV					S/. 7,549,503.17

Nota 01: Solo se consideran los elementos tipo frame.  
 Nota 02: Cantidad de nodos para la conexion 180 UND.  
 Nota 03: Pesos tomados del programa FTABS.

De las tablas 11 y 17 entendemos que para este caso estamos trabajando a valores límites de deriva para obtener la mejor relación costo / beneficio. La influencia que tiene el aporte de rigidez de la conexión a la edificación es de suma importancia ya que puede ser la diferencia entre que cumpla o no los requerimientos normativos.

#### 4.8. Prueba Estadística

Para validar la hipótesis inicial sobre la escogencia de un valor del 75% como rigidez en nodos, sea adecuada para pórticos a momento con el tipo de conexiones con diafragmas externos, se realiza una estadística no paramétrica para comparar las muestras de más de dos grupos independientes con la prueba de Kruskal-Wallis. Para dicha metodología se empleó el programa estadístico SPSS versión 25, con un nivel de significancia de  $p < 0.05$ .

Entendiendo que los desplazamientos representan daño, el control de las derivas inelásticas juegan un rol importante en la obtención de objetivos de desempeño adecuados, además de controlar el daño. Según la rigidez a considerar (Rigidez del

75%, Rigidez por Idea StatiCa y Rigidez por Ansys) se presentan en los diferentes niveles o pisos de la edificación derivas inelásticas, que deberán ser menores a las derivas limites indicadas por la norma sismorresistente peruana. Por tanto, se deberá obtener el nivel de significancia entre los diferentes métodos de obtención de la rigidez.

A continuación, se presentan en la tabla 18 de forma resumida la data recolectada en el programa ETABS de los ensayos numéricos respecto a las derivas inelásticas con distintos casos de rigideces.

**Tabla 18**

*Data Para Prueba Estadística*

<b>Data Prueba Estadística</b>		
<b>Caso de Rigidez_Lateral</b>	<b>Deriva_Inelastica</b>	<b>Niv. / Pisos</b>
75%	0.0045	T. + 17.50m
75%	0.0074	P4 + 14.00m
75%	0.0097	P3 + 10.50m
75%	0.0102	P2 + 7.00m
75%	0.0061	P1 + 3.50m
Idea StatiCa	0.0048	T. + 17.50m
Idea StatiCa	0.0079	P4 + 14.00m
Idea StatiCa	0.0100	P3 + 10.50m
Idea StatiCa	0.0109	P2 + 7.00m
Idea StatiCa	0.0063	P1 + 3.50m
Ansys	0.0040	T. + 17.50m
Ansys	0.0069	P4 + 14.00m
Ansys	0.0093	P3 + 10.50m
Ansys	0.0099	P2 + 7.00m
Ansys	0.0061	P1 + 3.50m

*Nota.* Tomado como resultado del *Programa Estadístico SPSS v.25*. El 75% se considera como hipótesis inicial de rigidez, del cálculo de la conexión en el programa Idea StatiCa genera una rigidez y el cálculo de la conexión en el programa Ansys genera una rigidez.

La prueba de hipótesis es la siguiente:

**H<sub>0</sub>**: Las medianas son iguales en todos los grupos (Las rigideces son iguales para los tres casos de estudio, por tanto, las derivas inelásticas son iguales)

**H<sub>a</sub>**: Las medianas son diferentes en al menos un grupo (Las rigideces son diferentes para los tres casos de estudio, por tanto, las derivas inelásticas son distintas)

Por otro lado, para la regla de decisión se toman los siguientes criterios:

Si  $p < 0.05$  aceptamos la Hipótesis Alterna “**H<sub>a</sub>**”, rechazamos la Hipótesis Nula “**H<sub>0</sub>**”

Si  $p \geq 0.05$  aceptamos la Hipótesis Nula “**H<sub>0</sub>**”, y rechazamos la Hipótesis Alterna “**H<sub>a</sub>**”

En la tabla 19 se presenta de manera resumida el resultado de la prueba de hipótesis según el método de Kruskal-Wallis.

**Tabla 19**

*Resumen de Prueba Estadística*

<b>Resumen de Prueba de Hipótesis</b>				
<b>Hipótesis Nula</b>	<b>Prueba</b>	<b>Sig.</b>	<b>Decisión</b>	<b>Kruskal-Wallis</b>
La distribución de Deriva_Inelastica es la misma entre las categorías de Rigidez_Lateral.	Prueba de Kruskal-Wallis para muestras independientes	0.717	Retener la hipótesis nula.	0.666

*Nota.* Tomado como resultado del Programa Estadístico SPSS V. 25, el nivel de significancia es de  $p < 0.05$ .

Como  $p = 0.717$  mayor que  $p < 0.05$ , aceptamos la “**H<sub>0</sub>**”, es decir no hay diferencias significativas entre las dos medianas, por lo tanto, la distribución de Deriva\_Inelastica es la misma entre las categorías de Rigidez\_Lateral.

## Conclusiones

1. La evaluación del desempeño sísmico en pórticos especiales resistente a momento, empleando columnas tubulares y vigas de sección I conectados con diafragmas externos para zonas de alta sismicidad, Lima, 2021, arroja resultados importantes para entender de forma global el comportamiento físico de estructuras metálicas, entendiendo que las conexiones de dichos pórticos juegan un papel importante al momento de obtener la rigidez lateral de los sistemas SMF. La investigación presentada en este documento se encuentra dentro del rango aceptable para el tipo de edificación, sin embargo, por las grandes restricciones normativas aplicadas a estos sistemas se suele ser conservador lo que evidentemente genera un costo adicional al momento de construir.

De igual manera, se puntualiza que las conexiones están muy lejos de ser totalmente rígidas con empotramientos perfectos para casos reales, solo justificados para casos hipotéticos o teóricos. Asimismo, se afirma que el emplear perfiles tubulares en columnas es factible, empleados con el reforzamiento de diafragmas o anillos que garantizan el buen desempeño global de la unión y por ende de la estructura. Por último, el realizar el estudio de las conexiones permite al profesional proyectista estimar costos reales de la edificación.

2. La edificación de mediana altura propuesta, de cinco niveles con pórticos de acero a momento (SMF), cumple todos los requisitos de resistencia de la norma sísmica N.T.P. E.030 además, de las normas técnicas E.020 y E.090, empleando para el análisis hojas de cálculo y Software dedicado al análisis estructural. Queda demostrado que el procedimiento empleado es válido dejando en evidencia el cálculo numérico a detalle, siendo un aporte fundamental a futuros investigadores.

Los periodos fundamentales en ambas direcciones ortogonales son de 0.685 [s] esto debido a la simetría en planta. Por otro lado, el corte estático en la base fue de 345 [Tonf] no requiriendo hacer corrección ya que el corte dinámico fue de 281.59 [Tonf] mayor al 80% del corte estático mínimo. El valor del factor de reducción de respuesta “R” fue tomado según la indicación de la norma sismorresistente peruana.

El diseño de las vigas y columnas como elementos principales, estuvieron controladas por los límites de deriva impuestos por la norma sismorresistente peruana E.030. Lo que es evidente por la exigencia normativa de ser elementos de alta ductilidad y/o sísmicamente compactos, a fin de prevenir el pandeo local.

3. Para la validación numérica de la conexión propuesta del edificio prototipo, se emplearon tres modelos, uno con una rigidez inicial igual al 75% (Modelo en ETABS), un segundo modelo en el IDEA StatiCa, la cual se obtuvo una rigidez propia de la conexión y sirvió como pre-dimensionado, y por último se generó un modelo en ANSYS que suministró como resultado de la simulación numérica y la respuesta histerética de la conexión en términos de la relación fuerza- desplazamiento y la relación momento-rotación. Previo al análisis y con el fin de determinar la geometría y resistencia de los elementos de la conexión se presente en el anexo “A” un procedimiento de calibración según la normativa AISC-358-20\_Cap. 6.8 y procedimiento de Núñez.

La curva histerética muestra ciclos crecientes luego de la fluencia. Además, se aprecia que el ángulo de deriva de piso supera el valor de 0.04 [rad], su resistencia a flexión es mayor a 0.80 [Mp]. En consecuencia, el comportamiento histerético de la configuración del nudo es aceptable conforme al AISC 341, Capitulo E3. La disipación de energía se genera en la plastificación de la viga a una distancia de 36.4 [cm] de la cara de la columna (rotula plástica) y dejando en rango elástico a la columna y a la conexión (criterio columna fuerte / viga débil). La parte elástica está presente en la conexión hasta la condición aproximada de carga correspondiente a la rotación de 0,01 radianes.

Se destaca el hecho, por un lado, del uso de la teoría de la máxima energía de deformación por distorsión (Von Mises) como método válido para determinar las áreas de cedencia en el material y comprobar que elementos ceden y cuáles no. Por otro lado, existe limitación del modelo numérico planteado en esta investigación, en temas de soldadura para la unión entre los elementos de la conexión propuesta, ya que no se consideró en el modelo de ANSYS.

4. Los parámetros de diseño en la norma sísmica peruana N.T.P. E.030, para este tipo de edificaciones resultan conservadores. En particular, el requerimiento de desplazamiento máximo, que conlleva a grandes sobredimensionado en los elementos estructurales, en especial a edificaciones de mediana altura. Además, la exigencia de un ancho-espesor mínimo para secciones de alta ductilidad contribuyen a aumentar la sobrerresistencia del sistema.

La respuesta inelástica fue la esperada, el pórtico analizado en esta sección arrojó un patrón de rotulas idóneo para generar fallas o plastificación en vigas, primeramente, mientras las columnas permanecen en rango elástico con excepción de la base de estas. Para deformaciones últimas de un 3,42% de la altura total del edificio, junto con una sobrerresistencia de 11,2. A partir del análisis pushover fue posible observar la ductilidad del sistema siendo este de  $\mu_T=3.42$ . Con respecto al nivel de desempeño observado, y debido a las exigencias y control de desplazamiento termina propiciando un diseño elástico de la estructura ante sismos de intensidad media, es decir pasaríamos de un objetivo de desempeño básico por el tipo de edificación, a un objetivo esencial y/o peligroso.

El emplear la rigidez rotacional de la conexión modelada en ANSYS genera confianza debido a que fue calibrada y su respuesta en términos de rigidez y disipación de energía son aceptables por las normas aplicables, además se evidencia que estas conexiones están lejos de ser totalmente rígidas y más bien

se deben calificar como semirrígidas. Emplear un valor del 75% como rigidez en programas como ETABS garantizan un buen pre-dimensionado, no olvidando que siempre será necesario realizar un análisis numérico en una herramienta computacional como mínimo para validar la conexión propuesta, siendo lo reglamentario realizar pruebas experimentales.

En el anexo “B” y “C” se presentan de manera formal la obtención de los parámetros para graficar la rotulas plásticas en términos de momento-rotación, para vigas y columnas respectivamente. Dichos parámetros de rotaciones plásticas y resistencia residual se contemplan dentro de la norma ASCE 41-13, la ductilidad rotacional en viga y columna obtenida fue de  $\mu=10$ .

5. Se deben realizar modelos no solo cumpliendo normativas, también se debe entender el costo que acarrea nuestra intervención como expertos en la materia, tener en cuenta que podemos ofrecer distintas opciones a nuestro cliente en función del costo / beneficio. La estructura presentada en esta investigación al estar en el límite de derivas y cumpliendo todos los requerimientos normativos se concluye que fue la mejor opción. Por otra parte, ante un análisis no lineal se comprueba que el objetivo del desempeño se hizo más estricto.

## Recomendaciones

1. Las investigaciones de estructuras metálicas deben ser atendidas por investigadores, universidades y por los entes gubernamentales y/o comisiones encargadas de definir las normas técnicas de estructuras, ya que el acero como material de construcción es tan importante como los ya existentes. En Latinoamérica existe un auge en el empleo de esta modalidad estructural por tener un gran rendimiento y fácil instalación. Crear bases de datos en laboratorios para conexiones permitirá precalificar y/o evaluar propuestas que no están contempladas aún en las normas americanas. Además, evaluar el desempeño de pórticos SMF permitirá entender comportamientos acertados y ajustados a la realidad.
2. El presente estudio se encuentra limitado a condiciones específicas como lo son la altura, el uso y la zona sísmica, entre otros parámetros, lo cual se recomienda a futuros investigadores hacer un estudio más extenso enfocado a edificaciones de gran altura y/o mediana altura en zonas de mediana y alta sismicidad, por ejemplo, de manera de poder establecer estadísticamente comportamientos y abarcar mayor número de parámetros. Asimismo, poder involucrar en los modelos numéricos los elementos no estructurales como la mampostería que aportan indudablemente rigidez al sistema estructural.
3. Ya que para la presente investigación las soldaduras fueron del tipo “bonded” en el ANSYS, se recomienda para futuros investigadores incorporar la soldadura en los modelos como medio de unión en los programas por elementos finitos, y así poder verificar otros aspectos importantes ya que es evidente la concentración de tensiones que pueden llegar a ser elevadas en las uniones.

Por último, se destaca el hecho que en nuestro país no existe bases de datos de ensayos experimentales para conexiones en sistemas “SMF” lo cual dificulta el estudio de los mismos, entendiendo que solo contamos con ensayos del extranjero. Se recomienda a las entidades dedicadas a la investigación sean

privadas o públicas en el Perú realicen mayor estudio generando bases de datos con perfiles tubulares de acero. Los análisis numéricos no son perfectos por tanto es importante los ensayos de laboratorio y poder contribuir de una manera correcta al país.

4. Se recomienda a los encargados de revisar y aprobar la norma sismorresistente del Perú, realizar un estudio más detallado con respecto a las restricciones de deriva de piso descrita en la norma E.030 para edificaciones de acero. Además, implementar modelos numéricos que contemplen elementos no estructurales que aportan rigidez al sistema y observar su comportamiento en términos de derivas de piso.
5. Para este apartado, se recomienda a nuevos investigadores considerar concreto dentro de las columnas tipo cajón de acero, y de esta manera aumentar la rigidez disminuyendo espesores en columnas.

## Referencias

- Aguiar, R. (2003). *Análisis sísmico por desempeño*. Valle de los Chillos. Centro de Investigaciones Científicas, Escuela Politécnica del Ejército.
- American Institute of Steel Construction. (2016, 7 de Julio). *Specification for structural steel buildings*. AISC.
- American Institute of Steel Construction. (2020, 12 de Mayo). *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*. AISC.
- American Society of Civil Engineers. (2013), *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. ASCE.
- Andrew, P., y Ferdinand, S. (2011). *Resistencia de Materiales*. 4ta. Edición. Alfaomega.
- ANSYS (2020). *Introduction to Structural Nonlinearities*. Bc. Syllignakis Stefanos.
- Arias, F. (2006). *El Proyecto de Investigación*. 5ta. Edición. Episteme.
- Arthur, P., y Richard J. (2003). *Advanced Mechanics of Materials*. 6ta. Edición. John Wiley & Sons, Inc.
- Ataei, A., Bradford, M., Valipour, H. (2015). *Moment-Rotation Model for Blind-Bolted Flush End-Plate Connections in Composite Frame Structures*, *Journal of Structural Engineering*.
- Balestrini, F. (1988). *Como se elabora el proyecto investigación*. 7ma. Edición. Consultores Asociados.

- Carnevali, R. (2001). *Estructuras de Acero (Método LRFD)*. Talleres gráficos Universitarios de Mérida, Venezuela.
- Charney, F., y Downs, W. (2004). *Modeling procedures for panel zone deformations in moment resisting frames*. Connections in Steel Structures V: Innovative Steel Connections, Amsterdam, the Netherlands.
- Cidect (2004). *Guía de diseño para uniones a columnas de perfiles tubulares estructurales*. Alemania: Verlag tüv.
- CIDECT (2009). *Guía de diseño para nudos de perfiles tubulares rectangulares (RHS) bajo cargas predominantemente estáticas*. 2da. Edición, Alemania: Lss Verlag.
- Cisneros, J., Álvarez, D., Jordão, S., y Silva, L. (2016). Análisis de componentes T equivalentes asimétricas. Enfoque experimental y numérico. *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*. <http://dx.doi.org/10.1016/j.rimni.2016.04.001>
- Covenin-1618 (1998). *Estructuras de Acero para Edificaciones. Método de los Estados Límites*. Fondonorma.
- Crisafulli, F. (2014). *Diseño sismorresistente de construcciones de acero*. 4ta. Edición. Asociación latinoamericana del Acero.
- Cristhian, O. (2019). *Análisis del comportamiento inelástico de una conexión doble T- Columna HSS, ante cargas cíclicas a partir de análisis numéricos y ensayo experimental*. [Tesis de Maestría, Universidad del Valle] Base de datos.
- CSI (2021). *ETABS v 19, Software Manual*. Computers and Structures, Inc.
- FEMA (2009). *Quantification of Building Seismic Performance Factors*. prepared by Applied Technology Council for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.

- FEMA-440 (2006). *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*. prepared by Applied Technology Council for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- Fratelli, M. (2003). *Diseño de Estructuras Metálicas, Estados Límites (LRFD)*. Editorial UNIVE.
- Fratelli, M. (2005). *Temas especiales de estructuras metálicas estados límites LRFD*. Ediciones Unive S.R.L.
- Gallegos, M. (2017). *Desempeño sísmico de nudos en pórticos de acero a momento con columnas tubulares considerando efectos bidireccionales*. [Tesis de Maestría, Universidad de Chile] Repositorio institucional.
- García, J. (2005). *Marco Fundamentos para el Cálculo y Diseño de Estructuras Metálicas de Acero Laminado*. McGrawHill.
- Goel, S., y Chao, S. (2008). *Performance based plastic design. Earthquake-resistant steel structures*. Illinois: International Code Council (ICC).
- Hamburger, R. (2009). *Seismic design of steel special moment frames: a guide for practicing engineers*. NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 2". NIST GCR 09-917-3.
- Hernández, E. (2013). *Diseño conexión precalificadas amomento*. INESA.
- Hernández, R. (1997). *Metodología de la investigación*. McGraw-Hill.
- Hernández, R., Fernández, C., y Baptista, P. (1998). *Metodología de la investigación*. McGraw-Hill.
- Hernández, S., Fernández, C. y Baptista, P. (2010). *Metodología de la investigación*. 5ta Edición. McGraw Hill Interamericana.
- Ibarra, L., Medina, R., y Krawinkler, H. (2005). Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration. *Wiley InterScience*, 10, (495). <http://DOI: 10.1002/eqe.495>

- Jong Wan Hu (2016). *Smart Connection Systems Design and Seismic Analysis*. Department of Civil and Environmental Engineering, Incheon National University, Incheon, Republic of Korea
- Kamba, T., y Kanatani, H. (1993). *Design Formulae for CHS Column-to-Beam Connections with Exterior Diaphragms*. Proc. of 5th Int. Symp. on Tubular Structures, Nottingham, U.K., 1993, pp. 249-256.
- Lee, H. (2018). *Finite Element Simulations with ANSYS Workbench 18* [en línea]. Tainan. Universidad Nacional Cheng Kung. Recuperado en <https://books.google.com>
- Llatas, Y. (2018). *Desarrollo de modelos matemáticos para predecir el comportamiento de conexiones viga columna tipo chapa frontal extendida basados en datos obtenidos mediante FEA*. [Tesis de Maestría, Realizada en la Pontificia Universidad Católica del Perú] Repositorio institucional.
- Loges, S. (2017). Aspectos a considerar en el análisis por desempeño de edificaciones multifamiliares aporticadas de baja altura de acero estructural con crecimiento progresivo. *ResearchGate*. <https://www.researchgate.net/publication/326996122>
- Manuel, V., y Eloisa, L. (2001). *El Método de los Elementos Finitos Aplicado al Análisis Estructural*. Editorial Noela MADRID.
- McComac, (1991). *Diseño de Estructuras de Acero*, 2da. Edición, Editorial Mc. Graw- Hill.
- McCormac, J. (2002). *Diseño de Estructuras de Acero, Método LRFD*. 2da. Edición, Alfaomega.
- McCormac, J. (2013). *Diseño de Estructuras de Acero, Método LRFD*. 5ta. Edición. Alfaomega.

- NIST, (2016), NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 2: Seismic Design of Steel Special Moment Frames: A Guide for Practicing Engineers, NIST GCR 16-917-41 Second Edition.
- Nuñez, E. (2017). *Estudio de Conexiones a Momento empleando Vigas de Alma Abierta y Columnas Tubulares en Sistemas Estructurales de Pórticos a Momento en Estructuras de Acero ante Cargas Sísmicas*. [Tesis Doctoral, Universidad Central de Venezuela] Repositorio Institucional.
- Pareja, N. (2012). *Estudio del comportamiento sísmico lineal y no lineal de pórticos metálicos resistentes a momentos*. [Tesis de Maestría, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú] Repositorio Institucional.
- Popov, E. (2000). *Mecánica de Sólidos*. 2da. Edición. Pearson Educación.
- Raúl, E., Mercdez M. (2010). *Acero Estructural*. Editorial Search México.
- Rink, H.D., de Winkel, G.D., Wardenier, J. and Puthli, R.S., (1991). *Numerical Investigation into the Static Strength of Stiffened I Beam-to-Column Connections*, Proc. of 4th Int. Symp. On Tubular Structures, Delft, Netherlands, 1991, pp. 461-470.
- Sabino, C. (1992). *El proceso de investigación*. Panapo.
- SAC, (1997). *SAC Protocol for fabrication, inspection, testing, and documentation of beam-column connection tests and other experimental specimens*. Sacramento, CA: SAC Joint Venture.
- Salas, C. (2016). *Estudio Experimental de Conexiones de Momento Usando Perfiles T Soldados*. [Tesis para optar a Ingeniero Civil, Universidad de Chile] Repositorio institucional.
- Saneei Z., Ghassemieh, M., y Mazroi, A. (2013). “WUF-W connection performance to box column subjected to uniaxial and biaxial loading. *Journal of Constructional Steel Research*. <http://dx.doi.org/10.1016/j.jcsr.2013.04.008>

- Sherman, R., y Webb, R. (1988). *Qualitative Research in Education: Focus and Methods*". Great Britain: Taylor & Francis (Printers).
- Swanson James A. (1999), *Characterization of the strength, stiffness and ductility behavior of T-Stub connections*. [ Tesis de Doctorado, Georgia Institute of Technology].
- Tabuchi, M., Kanatani, H. y Kamba, T., (1985). *Empirical formulae for local strength of welded RHS column to H-beam connections: Part 2 – An experimental study on the welded RHS column to beam connections*. Transactions of Architectural Institute of Japan, No. 352, pp. 79-89.
- Tavera, H. y Bernal, I. (2002). *Geodinámica, sismicidad y energía sísmica en el Perú*. Monografía, Instituto Geofísico del Perú. Lima, Perú.
- UNICON, (2011) *Manual de diseño con perfiles tubulares*. Editorial UNICON Caracas, Venezuela.
- Vinnakota, S. (2006). *Estructuras de Acero: Comportamiento y LRFD*. Editorial McGraw-Hill.
- Wael, A., Mohammad, N., y libin, W. (2018). *Using Ansys for finite element Analysis*. Momentum Press.
- Zienkiewicz, O. (1999). *The Finite Element Method. Auckland*. Nueva Zelanda: Buitenworth – Heinemann.

## Anexo A

### Diseño de conexión columna Box - viga I utilizando planchas End-Plate (4E) Normativa AISC-358-20\_Cap. 6.8 y procedimiento de Núñez, E. (2017)

#### 1. Propiedades y dimensiones:

##### 1.1 Viga:

##### a) Datos de la sección:

Plates, Strips and Sheets:  
Acero ASTM A36

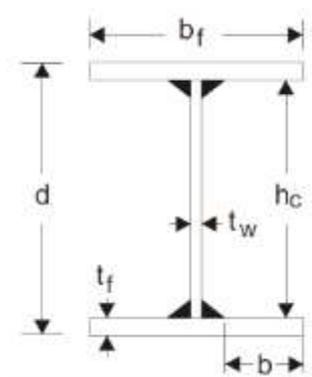
Factor de sobre-resistencia  
de la viga (Fluencia):

$$R_{yb} := 1.3$$

Factor de sobre-resistencia  
de la viga (Última):

$$R_{tb} := 1.2$$

W 18X60



Tensión cedente de la viga:

$$F_{yb} := 250 \text{ MPa}$$

Tensión última de la viga:

$$F_{ub} := 400 \text{ MPa}$$

Módulo de elasticidad:

$$E := 200000 \text{ MPa}$$

Peso /unidad de volumen:

$$\gamma_a := 7.85 \frac{\text{tonne}}{\text{m}^3}$$

$d_b := 462.3 \text{ mm}$	Altura de la sección	$A_b := 112.8 \text{ cm}^2$	Área gruesa
$b_{fb} := 192 \text{ mm}$	Ancho del ala	$S_{xb} := 1748.4 \text{ cm}^3$	Módulo elástico
$t_{fb} := 17.7 \text{ mm}$	Espesor del ala	$Z_{xb} := 1989.3 \text{ cm}^3$	Módulo plástico
$t_{wb} := 10.5 \text{ mm}$	Espesor del alma	$I_{xb} := 40413.2 \text{ cm}^4$	Inercia "X"
$J_b := 88.1 \text{ cm}^4$	Constante torsional de St. Venant	$I_{yb} := 2092.1 \text{ cm}^4$	Inercia "Y"

##### b) Cálculo de propiedades:

$$r_{xb1} := \sqrt{\frac{I_{xb}}{A_b}} = 18.93 \text{ cm} \quad \text{Radio de giro en X}$$

Distancia entre centroides de las alas

$$r_{yb1} := \sqrt{\frac{I_{yb}}{A_b}} = 4.307 \text{ cm} \quad \text{Radio de giro en Y}$$

$$h_{ob} := d_b - t_{fb} = 44.46 \text{ cm}$$

Factor por fuerza máxima de la conexión

$$C_{pr} := \frac{F_{yb} + F_{ub}}{2 \cdot F_{yb}} = 1.3 \quad C_{pr\_min} := \min\left(\frac{F_{yb} + F_{ub}}{2 \cdot F_{yb}}, 1.2\right) = 1.2$$

## 1.2 Columna:

### Box 450x450x25mm

#### a) Datos de la sección:

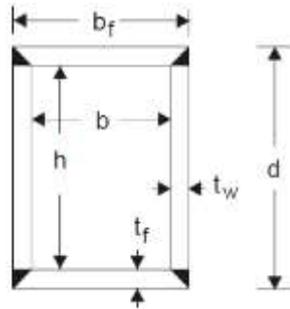
Plates, Strips and Sheets:  
Acero ASTM A36

Factor de sobre-resistencia  
de la columna (Fluencia):

$$R_{yc} := 1.3$$

Factor de sobre-resistencia  
de la columna (Última):

$$R_{tc} := 1.2$$



Tensión cedente de la columna:

$$F_{yc} := 250 \text{ MPa}$$

Tensión última de la viga:

$$F_{uc} := 400 \text{ MPa}$$

Módulo de elasticidad:

$$E = 200000 \text{ MPa}$$

Peso /unidad de volumen:

$$\gamma_a = 7.85 \frac{\text{tonne}}{\text{m}^3}$$

$d_c := 450 \text{ mm}$	Altura de la sección	$A_c := 425 \text{ cm}^2$	Área gruesa
$b_{fc} := 450 \text{ mm}$	Ancho del ala	$S_{xc} := 5706 \text{ cm}^3$	Módulo elástico
$t_{fc} := 25 \text{ mm}$	Espesor del ala	$Z_{xc} := 6781.3 \text{ cm}^3$	Módulo plástico
$t_{wc} := 25 \text{ mm}$	Espesor del alma	$I_{xc} := 128385.4 \text{ cm}^4$	Inercia "X"
$J_c := 191914.1 \text{ cm}^4$	Constante torsional de St. Venant	$I_{yc} := 128385.4 \text{ cm}^4$	Inercia "Y"

#### b) Cálculo de propiedades:

$$r_{xc} := \sqrt{\frac{I_{xc}}{A_c}} = 17.38 \text{ cm} \quad \text{Radio de giro en X}$$

$$b_c := b_{fc} - 2 \cdot t_{wc} = 40 \text{ cm}$$

$$r_{yc} := \sqrt{\frac{I_{yc}}{A_c}} = 17.38 \text{ cm} \quad \text{Radio de giro en Y}$$

$$h_c := d_c - 2 \cdot t_{fc} = 40 \text{ cm}$$

Altura del entrepiso hi:

$$h_i := 3.5 \text{ m}$$

Altura del entrepiso hi-1:

$$h_{i-1} := 3.5 \text{ m}$$

### 1.3 Plancha Extrema (4E):

#### Selección de parámetros geométricos de la plancha extrema:

Plates, Strips and Sheets:	$F_{yp} := 250 \text{ MPa}$	Tensión cedente de planchas
Acero ASTM A36	$F_{up} := 400 \text{ MPa}$	Tensión última de planchas
	$R_{yp} := 1.3$	Factor de sobre-resistencia (fluencia)

#### a) Distancia al borde:

TABLA J3.4 Distancia Mínima al Borde <sup>[a]</sup> , in, desde el Centro del Agujero Estándar <sup>[b]</sup> hasta el Borde de la Parte Conectada	
Diámetro Perno (in)	Distancia Mínima al Borde
1/2	3/4
5/8	7/8
3/4	1
7/8	1 1/8
1	1 1/4
1 1/8	1 1/2
1 1/4	1 5/8
Sobre 1 1/4	1 1/4 d

<sup>[a]</sup> De ser necesario, se permite utilizar distancias de borde menores provisto que se satisfacen las disposiciones de las Secciones J3.10 y J4, sin embargo distancias al borde menores que un diámetro del perno no son permitidas sin aprobación del ingeniero a cargo.

<sup>[b]</sup> Para agujeros sobretamaño y ranurados, ver la Tabla J3.5.

Distancia mínima del perno al borde  
(Fuente: AISC 360, 2016)

Se asume trabajar con pernos de 1-1/4"

$$d_{bolt} := \left(1 + \frac{1}{4}\right) \text{ in} = 31.75 \text{ mm}$$

$$d_{e \text{ min}} := \left(1 + \frac{5}{8}\right) \text{ in} = 41.28 \text{ mm}$$

$$d_e := 50 \text{ mm}$$

#### b) Separación vertical y horizontal de la línea de pernos:

Separación mínima vertical desde la cara del ala de la viga a la línea de pernos:

$$p_{min} := \text{if}(d_{bolt} < 1 \text{ in}, d_{bolt} + 13 \text{ mm}, d_{bolt} + 19 \text{ mm}) = 50.75 \text{ mm}$$

$$p_{fi} := 55 \text{ mm} \quad p_{fo} := 55 \text{ mm} \quad g := 120 \text{ mm}$$

$$c := p_{fi} + t_{fb} + p_{fo} = 127.7 \text{ mm}$$

c) Espesor tentativo y ancho de la plancha extrema:

$$t_p := 32 \text{ mm} \quad b_p := 290 \text{ mm}$$

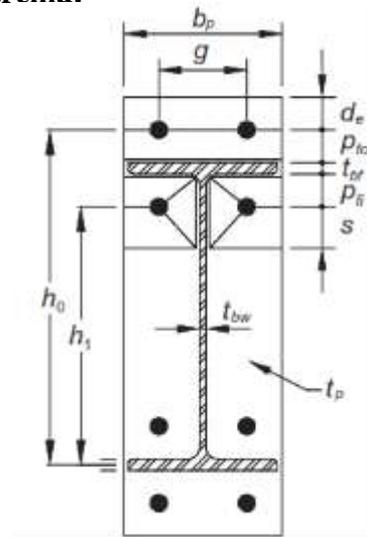
d) Distancias para el centroide de fuerzas:

$$h_0 := d_b - 0.5 \cdot t_{fb} + p_{fo} = 508.45 \text{ mm}$$

$$h_1 := d_b - 1.5 \cdot t_{fb} - p_{fi} = 380.75 \text{ mm}$$

e) Número de pernos por ala:

$$nb := 4$$



1.4 Calidad del material del perno:

Calidad: ASTM A490-X

$$F_{nt} := 780 \text{ MPa} = 7954 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Tensión nominal a tracción. Cuando la rosca está excluida en el plano de corte.}$$

$$F_{nv} := 579 \text{ MPa} = 5904 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Tensión nominal a corte. Cuando la rosca está excluida en el plano de corte.}$$

Descripción del Conector	Tensión de Tracción Nominal, $F_{nt}$ , kgf/cm <sup>2</sup> (MPa) <sup>a)</sup>	Tensión de Corte Nominal en Conexiones de Tipo Aplastamiento, $F_{nv}$ , kgf/cm <sup>2</sup> (MPa)
Grupo B (ej. Pernos A490), cuando la rosca está excluida en el plano de corte	7950 (780)	5900 (579) <sup>b)</sup>

Tensión Nominal de Conectores y Partes Roscadas  
(Fuente: AISC 360, 2016)

1.5 Calidad de la soldadura:

Calidad: E70XX

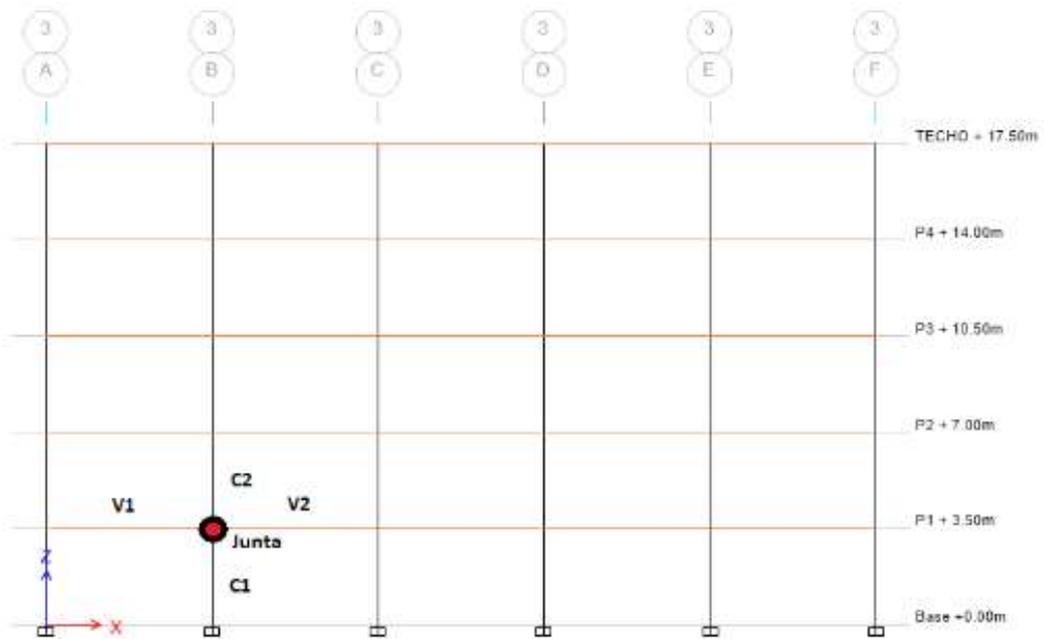
Resistencia a Tracción.

Factor de resistencia.

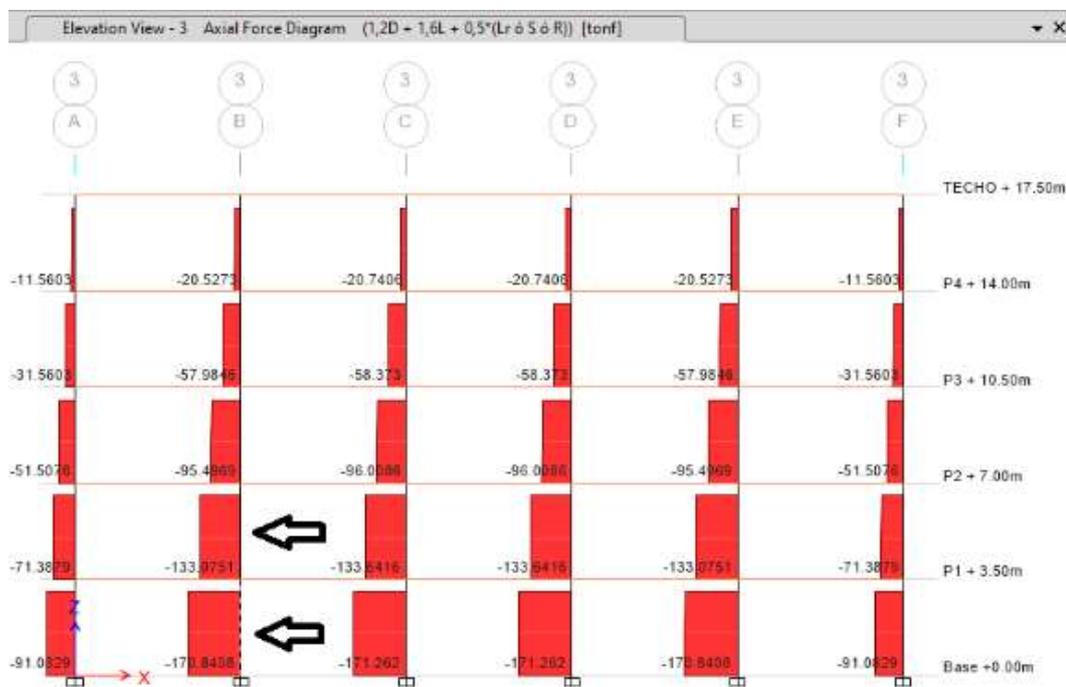
$$FEXX := 4920 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\phi := 0.75$$

**1.6 Fuerzas de compresión actuantes en la columna:**



Pórtico general asumido  
(Fuente: Elaboración propia)



Carga axial sobre las columnas del pórtico característico (unidad "tonf" y "m")  
(Fuente: Elaboración propia)

Para la combinación 1.2D + 1.6L 0.5(Lr ó S ó R) se tienen las siguientes cargas a compresión:

$$P_{u_{c2}} := 133.08 \text{ tonnef} \quad \text{Por encima del nodo.}$$

$$P_{u_{c1}} := 170.84 \text{ tonnef} \quad \text{Por debajo del nodo.}$$

### 1.7 factores de resistencia para el diseño:

Para los estados limites se tiene (AISC 358-16\_2.4.1):

$$\phi_d := 1 \quad \text{Dúctiles}$$

$$\phi_n := 0.9 \quad \text{No Dúctiles}$$

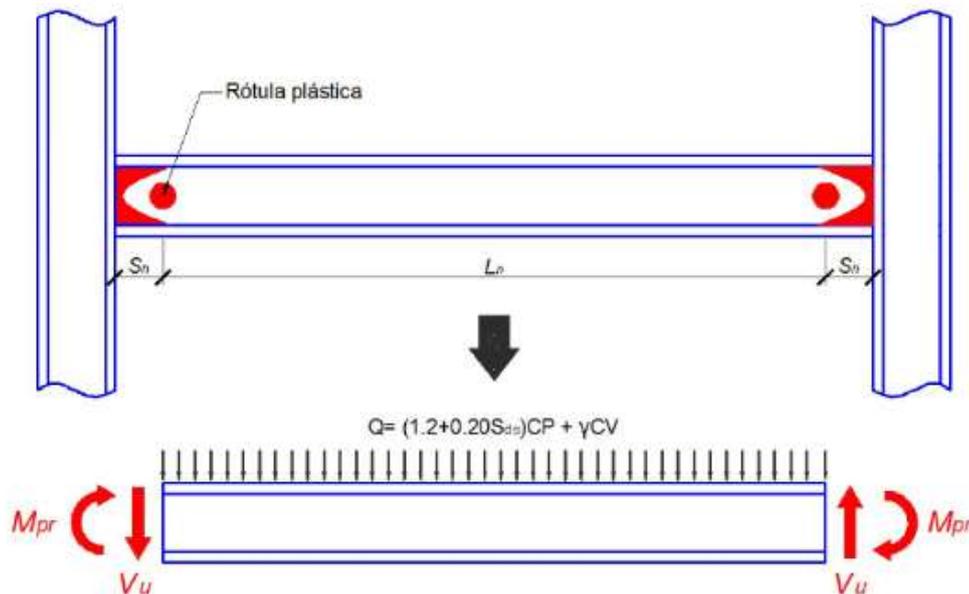
2. Diseño de la plancha extrema y pernos:

a) Cálculo del momento máximo probable de la viga en la rótula plástica:

$$M_{pr} := C_{pr\_min} \cdot R_{yb} \cdot F_{yb} \cdot Z_{xb} = 79112.34 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$ZUCS := 1.18125$$

$$Sds := (ZUCS) = 1.181$$



Ubicación de rotulas plásticas, momento probable y corte último en la viga  
(Fuente: Elaboración propia).



Parámetro  $S_{ds}$  en el programa ETABS (Espectro de respuesta elástico  $R=1$ )  
(Fuente: Elaboración propia).

### b) Cortante en la rótula plástica de la viga:

**Cargas Gravitacionales:**

Nota: Ancho tributario= 1.0m

$$CP = PP + SCP \quad CP := 540 \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \quad CV := 250 \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \quad \gamma := 0.5$$

$$\text{Combinación de carga:} \quad Q := (1.2 + 0.2 \cdot S_{ds}) \cdot CP + \gamma \cdot CV = 900.58 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$\text{Luz entre columnas:} \quad L := 6 \text{ m}$$

$$\text{Distancia entre cara de} \\ \text{Columna y rótula plástica:} \quad S_h := \min\left(\frac{d_b}{2}, 3 \cdot b_{fb}\right) = 23.12 \text{ cm}$$

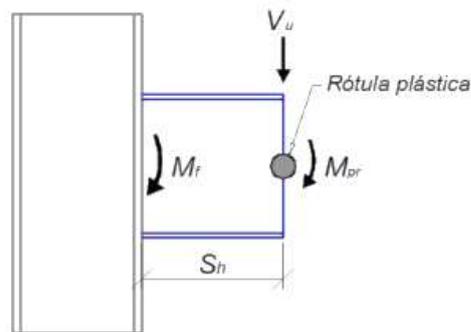
$$\text{Distancia entre rótulas} \\ \text{plástica:} \quad L_h := L - b_{fc} - 2(S_h + 2 t_p + 150 \text{ mm}) = 4.66 \text{ m}$$

$$\text{Corte gravitacional:} \quad V_g := \frac{Q \cdot L_h}{2} = 2098.2 \text{ kgf}$$

$$\text{Corte por capacidad en} \\ \text{la rótula plástica.} \quad V_p := \frac{2 \cdot M_{pr}}{L_h} = 33955.98 \text{ kgf}$$

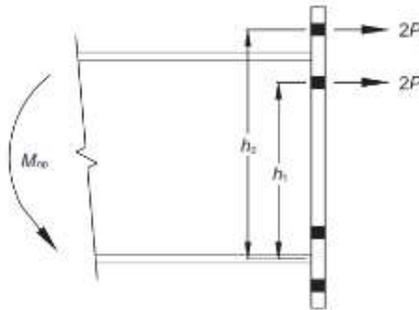
$$\text{Corte máximo esperado} \\ \text{en la rótula plástica.} \quad \therefore V_u := V_p + V_g = 36054.18 \text{ kgf}$$

$$\text{Momento de diseño en} \\ \text{la cara de la columna:} \quad M_f := M_{pr} + V_u \cdot S_h = 87446.26 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$



Corte último y momento máximo probable en la rótula plástica de la viga  
(Fuente: Elaboración propia).

**c) Cálculo del diámetro requerido del perno:**



$$d_{bolt\_req} := \sqrt{\frac{2 \cdot M_f}{\pi \cdot \phi_n \cdot F_{nt} \cdot (h_0 + h_1)}} = 29.57 \text{ mm}$$

if ( $d_{bolt\_req} > d_{bolt}$ , "N.C.", "OK") = "OK"

Diámetro del perno a utilizar:  $d_{bolt} = 31.75 \text{ mm}$

**Pernos: ASTM 1-1/4" A490-X**

**d) Cálculo del espesor requerido de la plancha extrema:**

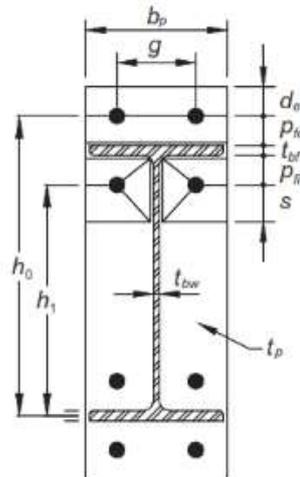
El ancho efectivo de la plancha no debe ser mayor al ancho del ala de la viga + 25 mm

$$b_{p\_efect} := \min(b_p, b_{fb} + 25 \text{ mm}) = 217 \text{ mm}$$

Luego, se obtiene:

$$s := \frac{1}{2} \cdot \sqrt{b_{p\_efect} \cdot g} = 80.68 \text{ mm}$$

if ( $p_{fi} > s$ , "usar s", "usar pfi") = "usar pfi"



Parámetros geométricos de la plancha extrema  
(Fuente: Elaboración propia).

$$p_{fi} = 55 \text{ mm} \quad d_e = 50 \text{ mm}$$

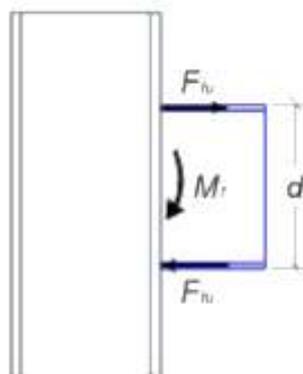
AISC 358-20\_Tabla 6.2 (Conexión sin rigidizador "4E"):

$$\therefore Y_p := \frac{b_p}{2} \left( h_1 \cdot \left( \frac{1}{p_{fi}} + \frac{1}{s} \right) + h_0 \cdot \left( \frac{1}{p_{fo}} - \frac{1}{2} \right) + \frac{2}{g} \cdot (h_1 \cdot (p_{fi} + s)) \right) = 3817 \text{ mm}$$

Espesor definitivo de la plancha extrema:

$$t_{p\_req} := \sqrt{\frac{1.11 \cdot M_f}{\phi_d \cdot F_{yp} \cdot Y_p}} = 31.58 \text{ mm} \quad \text{if } (t_p \geq t_{p\_req}, \text{"OK"}, \text{"N.C."}) = \text{"OK"}$$

e) Fuerza factorizada en el ala de la viga:



$$F_{fu} := \frac{M_f}{d_b - t_{fb}} = 196685.25 \text{ kgf}$$

Fuerza factorizada en el ala de la viga  
(Fuente: Elaboración propia).

f) Verificación de la resistencia a la cedencia por cortante en la plancha:

$$R_{n\_cedencia} := 0.6 \cdot F_{yp} \cdot b_p \cdot t_p = 141944 \text{ kgf}$$

$$\text{if} \left( \frac{F_{fu}}{2} \leq \phi_d \cdot R_{n\_cedencia}, \text{"OK"}, \text{"Aumentar Tp ó Fyp"} \right) = \text{"OK"}$$

g) Verificación de la resistencia a la rotura por cortante en la plancha:

Área neta de la plancha:  $A_n := t_p \cdot (b_p - 2 \cdot (d_{bolt} + 3 \text{ mm})) = 70.56 \text{ cm}^2$

$$R_{n\_rotura} := 0.6 \cdot F_{up} \cdot A_n = 172682.82 \text{ kgf}$$

$$\text{if} \left( \frac{F_{fu}}{2} \leq \phi_n \cdot R_{n\_rotura}, \text{"OK"}, \text{"Aumentar Tp ó Fyp"} \right) = \text{"OK"}$$

h) Verificación de la rotura por corte de los pernos:

Área gruesa del perno:  $A_{bolt\_gruesa} := \frac{\pi \cdot d_{bolt}^2}{4} = 7.92 \text{ cm}^2$

Corte máximo esperado:  $V_u = 36054.18 \text{ kgf}$

$$R_{n\_bolt} := nb \cdot F_{nv} \cdot A_{bolt\_gruesa} = 186980 \text{ kgf}$$

$$\text{if} (V_u \leq \phi_n \cdot R_{n\_bolt}, \text{"OK"}, \text{"Aumentar np ó Fnv"}) = \text{"OK"}$$

i) Verificación de la falla por desgarramiento por carga de los pernos de la plancha extrema:

Número de pernos por línea int. y ext.

$$ni := \frac{nb}{2} = 2 \quad no := ni \quad d_{bolt} = 1.25 \text{ in}$$

Distancia libre entre los pernos internos:

$$L_c := p_{fi} + t_{fb} + p_{fo} - d_{bolt} = 96 \text{ mm}$$

Resistencia int. y ext.:

$$rni := \min (1.2 \cdot L_c \cdot t_p \cdot F_{up}, 2.4 \cdot d_{bolt} \cdot t_p \cdot F_{up}) = 99459 \text{ kgf}$$

$$R_n := 2 \cdot n_i \cdot r_{ni} = 397836 \text{ kgf}$$

$$\phi_n = 0.9 \quad \text{Para estados l\u00edmites no d\u00faciles.} \quad V_u = 36054 \text{ kgf}$$

$$\therefore \quad \text{if}(V_u \leq \phi_n \cdot R_n, \text{"OK"}, \text{"Aumentar pf \u00f3 t"}) = \text{"OK"}$$

#### j) Chequeo por corte de la viga:

$$\text{Demanda por corte:} \quad V_u = 36054 \text{ kgf}$$

$$\text{\u00c1rea del alma de la viga:} \quad A_w := d_b \cdot t_{wb} = 48.542 \text{ cm}^2$$

$$\text{Factores de minoraci\u00f3n:} \quad C_V := 1 \quad \phi_d = 1$$

$$\text{Resistencia nominal por corte de la viga:} \quad V_t := 0.6 \cdot C_V \cdot A_w \cdot F_{yb} = 74248 \text{ kgf}$$

$$\text{Resistencia minorada por corte de la viga:} \quad \phi_d \cdot V_t = 74248 \text{ kgf}$$

$$\text{Relaci\u00f3n demanda capacidad:} \quad \frac{V_u}{\phi_d \cdot V_t} = 0.486$$

$$\therefore \quad \text{if}\left(\frac{V_u}{\phi_d \cdot V_t} \leq 1, \text{"OK"}, \text{"NO CUMPLE"}\right) = \text{"OK"}$$

#### k) Dise\u00f1o de soldaduras de alas y alma de viga a la plancha extrema:

No deben utilizarse orificios de acceso para las soldaduras.

##### En las alas de la viga:

La conexi\u00f3n del ala de la viga a la plancha extrema, debe hacerse con soldadura de penetraci\u00f3n completa (CJP) sin placa de respaldo. Dicha soldadura debe hacerse con su ra\u00edz en el lado del ala que da hacia el alma de la viga. La cara interior del ala debe tener una soldadura de filete de 8mm. Estas soldaduras deben ser calculadas en demanda cr\u00edtica.

##### En el alma de la viga:

La uni\u00f3n del alma de la viga a la plancha extrema puede hacerse usando soldadura de penetraci\u00f3n completa (CJP) o soldadura de filete. De utilizar soldaduras de filete deben ser dimensionadas para desarrollar la resistencia m\u00e1xima del alma de la viga en tensi\u00f3n, desde

la cara interior del ala hasta 150mm más allá de la fila de pernos más lejana del ala de la viga.

Se usará soldadura de filete a ambos lados, el corte de diseño  $V_u$  es resistido por la soldadura del alma en una longitud efectiva,  $L_v$ .

Longitud efectiva:

$$L_v := \min\left(\frac{d_b}{2} - t_{fb}, d_b - 2 \cdot t_{fb} - (p_{fi} + 2 \cdot d_{bolt})\right) = 213.45 \text{ mm}$$

$$FEXX = 4920 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Resistencia a Tracción.} \quad \phi = 0.75 \quad \text{Factor de resistencia.}$$

$$D_{wb1} := \frac{V_u}{2 \cdot 0.707 \cdot \phi \cdot 0.6 \cdot FEXX \cdot L_v} = 5.4 \text{ mm}$$

El tamaño requerido de la soldadura para desarrollar la resistencia a flexión del alma en el área cercana a los pernos en tensión es:

$$D_{wb2} := \frac{F_{yb} \cdot R_{yb} \cdot t_{wb}}{1.5 \cdot \phi \cdot 0.6 \cdot FEXX \cdot \sqrt{2}} = 7.4 \text{ mm}$$

$$\therefore \text{Tamaño del filete: } D_{wb} := 8 \text{ mm}$$

### 3. Diseño de los anillos o diafragmas externos:

$$\text{Largo del anillo: } La := b_p = 290 \text{ mm}$$

$$\text{Factor de resistencia: } \phi_{anillo} := 0.9$$

$$\text{Ancho del anillo: } h_{anillo} := 150 \text{ mm}$$

#### b) Espesor requerido del anillo:

$$ta_{req} := \frac{F_{fu}}{\phi_{anillo} \cdot F_{yp} \cdot La} = 29.6 \text{ mm}$$

$$\therefore \text{Espesor a colocar del anillo: } ta := 32 \text{ mm}$$

**c) Verificación del espesor mínimo del anillo para prevenir el pandeo local:**

$$\frac{h_{\text{anillo}}}{ta} = 4.7 \quad 0.32 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yp} \cdot F_{yp}}} = 7.9$$

$$\therefore \text{if} \left( \frac{h_{\text{anillo}}}{ta} \leq 0.32 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yp} \cdot F_{yp}}}, \text{“OK”}, \text{“Aumentar ta”} \right) = \text{“OK”}$$

**d) Soldadura entre los anillos y la columna:**

Se usará soldadura de penetración completa (CJP) sin placa de respaldo. La raíz de la soldadura, que queda en el interior del ala, se respalda con una soldadura de filete de 8mm, colocado en ese borde. No se hacen agujeros de acceso.

Después de que se ha depositado el filete de respaldo, se limpia la raíz hasta descubrir el metal sano, y se coloca la soldadura de penetración.

**4. Relación de momentos en el nodo:**

Se debe cumplir en la junta de estudio que la sumatoria de los momentos máximos probables de las columnas, dividida entre la sumatoria de los momentos máximos probables de las vigas sea mayor a 1.00, a fin de lograr un mecanismo de columna fuerte-viga débil, lo cual conduzca a una falla dúctil del sistema.

**a) Momento probable de vigas:**

$$M_{pb\_1} := M_{pr} + V_u \cdot \left( S_h + 2 \cdot t_p + h_{\text{anillo}} + \frac{d_c}{2} \right) = 103274.05 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$M_{pb\_2} := M_{pr} + V_u \cdot \left( S_h + 2 \cdot t_p + h_{\text{anillo}} + \frac{d_c}{2} \right) = 103274.05 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$V := \frac{(M_{pb\_1} + M_{pb\_2})}{h_i + h_{i-1}} = 29506.87 \text{ kgf}$$

**b) Momento probable en las columnas:** AISC 358-20\_10.8-2

$$M_{pc\_s} := \left( 0.67 \cdot Z_{xc} \cdot F_{yc} \cdot \left( 1 - \frac{P_{u,c2}}{A_c \cdot F_{yc}} \right) \right) + (V \cdot d_b) = 115240.4 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$M_{pc\_i} := \left( 0.67 \cdot Z_{xc} \cdot F_{yc} \cdot \left( 1 - \frac{P_{u,c1}}{A_c \cdot F_{yc}} \right) \right) + (V \cdot d_b) = 111203.6 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

**c) Relación Columna fuerte - Viga débil:**

AISC 341-16\_E3-1

Relación de momentos en la junta: 
$$R := \frac{M_{pc\_s} + M_{pc\_i}}{M_{pb\_1} + M_{pb\_2}} = 1.096$$

$\therefore \text{if}(R > 1, \text{"Cumple"}, \text{"Aumentar Columnas"}) = \text{"Cumple"}$

**5. Verificación de la zona del panel (nudo, viga-columna):**

**a) Fuerza cortante de diseño:**

Altura promedio de entrepiso: 
$$h_p := \frac{(h_{i-1} + h_i)}{2} = 3.5 \text{ m}$$

Corte último esperado en la Columna: 
$$V_c := \frac{M_f \cdot 2}{h_p} = 49969.29 \text{ kgf}$$

Demanda por corte en la zona del panel: 
$$\therefore Ru := 2 \cdot F_{fu} - V_c = 343401.2 \text{ kgf}$$

**b) Resistencia al corte en la zona del panel (AISC\_360-16):**

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

$$P_{uc} := P_{u\_c1} = 170840 \text{ kgf} \quad P_{yc} := A_c \cdot F_{yc} = 1083448.48 \text{ kgf} \quad \frac{P_{uc}}{P_{yc}} = 0.158$$

$$\phi_V := 1$$

$$\text{si } \frac{P_{uc}}{P_{yc}} \leq 0.40 \quad \text{si } \frac{P_{uc}}{P_{yc}} > 0.40$$

$$R_{V\_1} := 0.6 \cdot F_{yc} \cdot d_c \cdot (2 \cdot t_{wc}) \quad R_{V\_2} := 0.6 \cdot F_{yc} \cdot d_c \cdot (2 \cdot t_{wc}) \cdot \left(1.4 - \frac{P_{uc}}{P_{yc}}\right)$$

$$R_V := \text{if}\left(\frac{P_{uc}}{P_{yc}} \leq 0.40, 0.6 \cdot F_{yc} \cdot d_c \cdot (2 \cdot t_{wc}), 0.6 \cdot F_{yc} \cdot d_c \cdot (2 \cdot t_{wc}) \cdot \left(1.4 - \frac{P_{uc}}{P_{yc}}\right)\right) = 344154.22 \text{ kgf}$$

$\therefore \text{if}(Ru \leq \phi_V \cdot R_V, \text{"OK"}, \text{"requiere plnchas adosadas"}) = \text{"OK"}$

**6) Diseño de la placa vertical:****a) Geometría de la placa:**

Clip (corte de esquinas):  $cpl := 30 \text{ mm}$

Alto de la placa efectiva:  $Lpl := d_b - 2 \cdot ta - 2 \cdot cpl = 338.3 \text{ mm}$

**b) Espesor requerido de la placa:**

$$tpl_{req} := \frac{V_u}{0.6 \cdot F_{yp} \cdot Lpl} = 6.97 \text{ mm}$$

$\therefore \quad tpl := 12 \text{ mm}$

## Anexo B

Diagrama Momento-Rotación, Momento-Curvatura y Ductilidad de una Viga de Acero en Flexión. Aplicando la Norma ASCE 41-13.

1. Propiedades y dimensiones:

### 1.1 Viga:

#### a) Datos de la sección:

Plates, Strips and Sheets:  
Acero ASTM A36

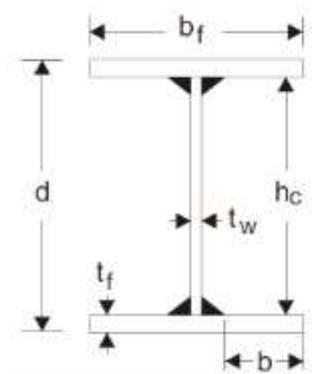
Factor de sobre-resistencia  
de la viga (Fluencia):

$$R_{yb} := 1.3$$

Factor de sobre-resistencia  
de la viga (Última):

$$R_{tb} := 1.2$$

W 18X60



Tensión cedente de la viga:

$$F_{yb} := 250 \text{ MPa}$$

Tensión última de la viga:

$$F_{ub} := 400 \text{ MPa}$$

Módulo de elasticidad:

$$E := 200000 \text{ MPa}$$

Peso /unidad de volumen:

$$\gamma_a := 7.85 \frac{\text{tonne}}{\text{m}^3}$$

$d_b := 462.3 \text{ mm}$	Altura de la sección	$A_b := 112.8 \text{ cm}^2$	Área gruesa
$b_{fb} := 192 \text{ mm}$	Ancho del ala	$S_{xb} := 1748.4 \text{ cm}^3$	Módulo elástico
$t_{fb} := 17.7 \text{ mm}$	Espesor del ala	$Z_{xb} := 1989.3 \text{ cm}^3$	Módulo plástico
$t_{wb} := 10.5 \text{ mm}$	Espesor del alma	$I_{xb} := 40413.2 \text{ cm}^4$	Inercia "X"
$J_b := 88.1 \text{ cm}^4$	Constante torsional de St. Venant	$I_{yb} := 2092.1 \text{ cm}^4$	Inercia "Y"

#### b) Cálculo de propiedades:

$$r_{xb1} := \sqrt{\frac{I_{xb}}{A_b}} = 18.93 \text{ cm} \quad \text{Radio de giro en X}$$

Altura libre del alma

$$r_{yb1} := \sqrt{\frac{I_{yb}}{A_b}} = 4.307 \text{ cm} \quad \text{Radio de giro en Y}$$

$$h_c := d_b - 2 \cdot t_{fb} = 42.69 \text{ cm}$$

$$F_{ye} := F_{yb} \cdot R_{yb} = 325 \text{ MPa} \quad \text{Tensión cedente esperada de la viga}$$

2. Cálculo de la rotación y momento de fluencia:

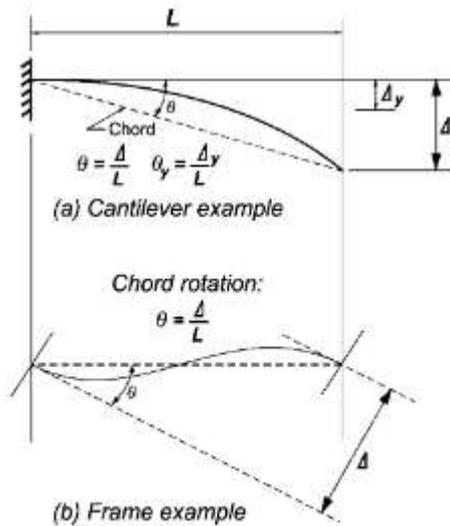


FIG. 9-2. Definition of Chord Rotation

$l_b := 6 \text{ m}$        $Z_{xb} = 1989.3 \text{ cm}^3$

$F_{ye} = 325 \text{ MPa}$        $E = 200000 \text{ MPa}$

$I_{xb} = 40413.2 \text{ cm}^4$

Beams:  $\theta_y = \frac{ZF_{ye}l_b}{6EI_b}$       (9-1)

$\theta_y := \frac{Z_{xb} \cdot F_{ye} \cdot l_b}{6 \cdot E \cdot I_{xb}} = 0.008$

Beams:  $Q_{CE} = M_{CE} = ZF_{ye}$       (9-3)

$M_y := Z_{xb} \cdot F_{ye} = 646.52 \text{ kN} \cdot \text{m}$

3. Esbeltez de alas y alma:

$\lambda_{ala} := \frac{b_{fb}}{2 \cdot t_{fb}} = 5.424$

Esbeltez del ala de la viga

$\lambda_{alma} := \frac{h_c}{t_{wb}} = 40.657$

Esbeltez del alma de la viga

4. Definición de rotaciones plásticas y resistencia residual:

Table 9-6. Modeling Parameters and Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Structural Steel Components

Component or Action	Modeling Parameters			Acceptance Criteria		
	Plastic Rotation Angle, Radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, Radians		
	a	b		IO	LS	CP
<b>Beams—Flexure</b>						
a. $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_y}}$ and $\frac{h}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{F_y}}$	90,	110,	0.6	10,	90,	110,
b. $\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_y}}$ or $\frac{h}{t_w} \geq \frac{640}{\sqrt{F_y}}$	40,	60,	0.2	0.250,	30,	40,
c. Other						

Linear interpolation between the values on lines a and b for both flange slenderness (first term) and web slenderness (second term) shall be performed, and the lower resulting value shall be used

Parámetros de rotaciones plásticas y resistencia residual en la norma ASCE 41-13

## 5. Valores de rotaciones plásticas y límites de aceptación:

### Beams—Flexure

$$\text{a. } \frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}} \text{ and } \frac{h}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{F_{ye}}}$$

$$\lambda_{ala} = 5.424$$

$$\text{b. } \frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}} \text{ or } \frac{h}{t_w} \geq \frac{640}{\sqrt{F_{ye}}}$$

$$\lambda_{alma} = 40.657$$

$$\lambda_{ala\_1} := \frac{52}{\sqrt{\frac{F_{ye}}{\text{ksi}}}} = 7.574$$

$$\lambda_{ala\_2} := \frac{65}{\sqrt{\frac{F_{ye}}{\text{ksi}}}} = 9.467$$

$$\lambda_{alma\_1} := \frac{418}{\sqrt{\frac{F_{ye}}{\text{ksi}}}} = 60.883$$

$$\lambda_{alma\_2} := \frac{640}{\sqrt{\frac{F_{ye}}{\text{ksi}}}} = 93.218$$

Considerando que;  $\lambda_{ala} \leq \lambda_{ala\_1}$  y  $\lambda_{alma} \leq \lambda_{alma\_1}$   
se puede tomar directamente que:

Plastic Rotation Angle, Radians		Residual Strength Ratio	Acceptance Criteria		
a	b		Plastic Rotation Angle, Radians		
		c	IO	LS	CP
9θ <sub>y</sub>	11θ <sub>y</sub>	0.6	1θ <sub>y</sub>	9θ <sub>y</sub>	11θ <sub>y</sub>

$$a := 9 \cdot \theta_y = 0.072$$

$$b := 11 \cdot \theta_y = 0.088$$

$$c := 0.6$$

$$\theta_p := a = 0.072$$

$$\theta_u := \theta_y + a = 0.08$$

$$\theta_m := \theta_y + b = 0.096$$

$$IO := 1 \cdot \theta_y = 0.008$$

$$LS := 9 \cdot \theta_y = 0.072$$

$$CP := 11 \cdot \theta_y = 0.088$$

## 6. Cálculo del momento último, rigidez post-elástica y momento residual:

$$k_p := 0.03 \cdot \frac{1}{m} \quad \text{Factor de rigidez post-elástica según ASCE 41-13 (3\%)}$$

$$M_u := M_y + k_p \cdot E \cdot I_{xb} \cdot \theta_p = 821.084 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_r := c \cdot M_y = 387.914 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_u}{M_y} = 1.27$$

**7. Gráfica momento-rotación y ductilidad de rotación:**

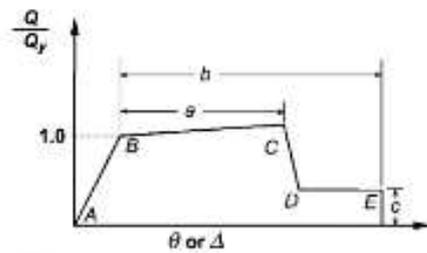


FIG. 9-1. Generalized Force-Deformation Relation fo

$$M_\theta \quad \theta$$

$$0 \quad 0$$

$$M_y \quad \theta_y$$

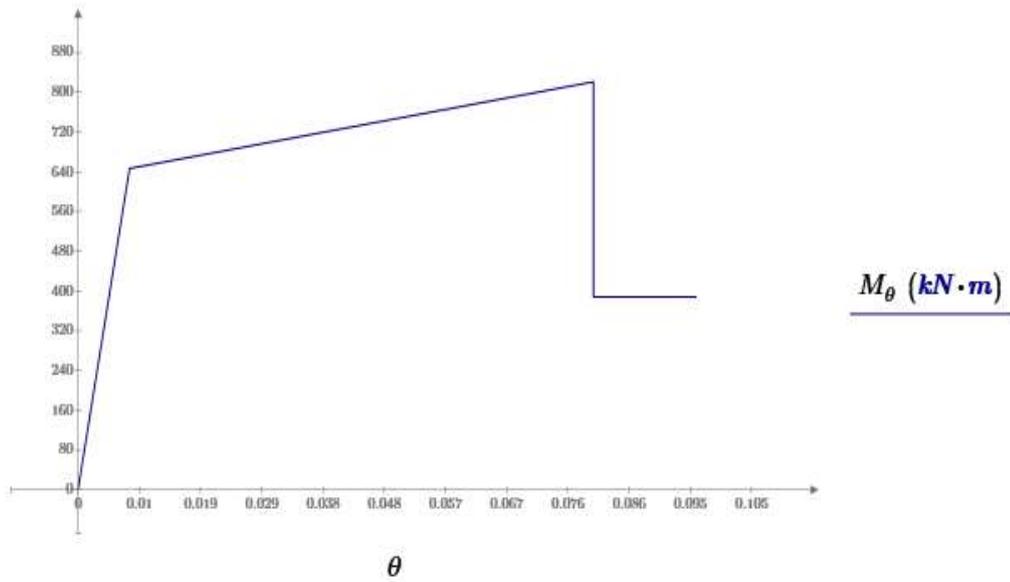
$$M_u \quad \theta_u$$

$$M_r \quad \theta_u$$

$$M_r \quad \theta_m$$

Ductilidad de rotación:

$$\mu_\theta := \frac{\theta_u}{\theta_y} = 10$$



**Gráfica momento-rotación**

**8. Relación momento-curvatura:**

$$\phi_y := \frac{M_y}{E \cdot I_{xb}} = 0.008 \frac{1}{m} \quad \text{Curvatura Cedente}$$

$$L_p := 0.25 \text{ m}$$

Longitud plástica

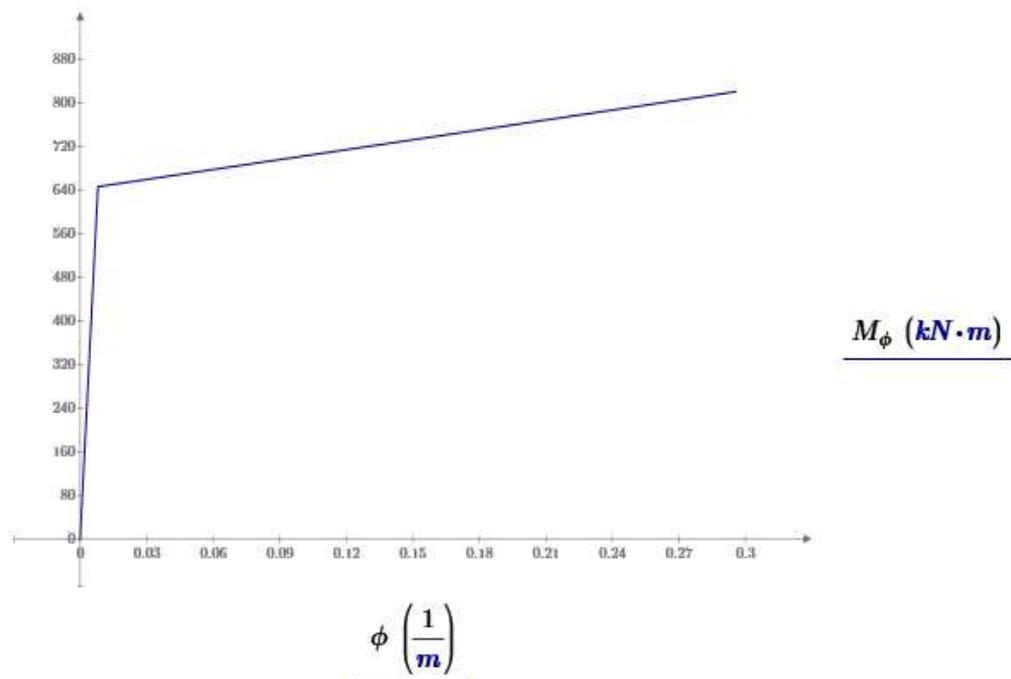
$$\phi_u := \phi_y + \frac{\theta_p}{L_p} = 0.296 \frac{1}{m} \quad \text{Curvatura Última}$$

### 9. Gráfica momento-curvatura y ductilidad de curvatura:

$$M_\phi \quad \phi$$

$$\frac{0 \quad 0}{M_y \quad \phi_y}$$

$$M_u \quad \phi_u$$



Gráfica momento-curvatura

$$\mu_\phi := \frac{\phi_u}{\phi_y} = 37$$

Ductilidad de curvatura:

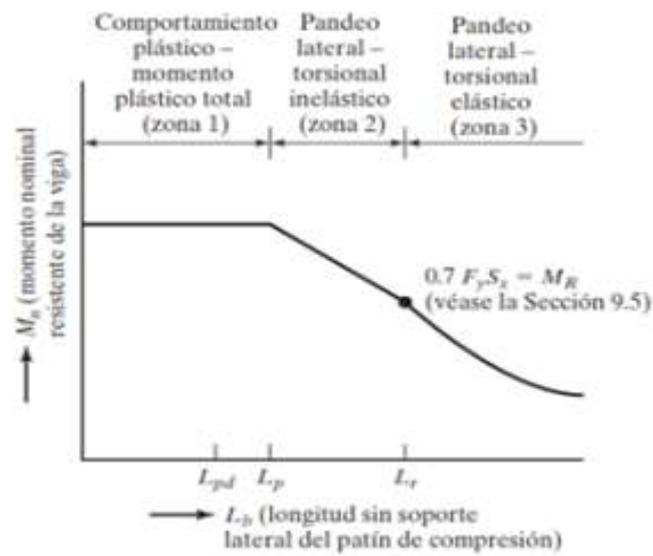
## 10. Longitud máxima no soportada para garantizar el momento plástico:

Longitud límite de comportamiento plástico:

$$L_{p\_limite} := 1.76 \cdot r_{yb} \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}} = 2.144 \text{ m}$$

Número de soportes laterales:

$$N_{sl} := 2 \quad l_b = 6 \text{ m}$$



Longitud entre soportes laterales (correas):

$$L_{sl} := \frac{l_b}{N_{sl} + 1} = 2 \text{ m}$$

if ( $L_{sl} \leq L_{p\_limite}$ , "OK", "No Cumple") = "OK"

## Anexo C

Diagrama Momento-Rotación, Momento-Curvatura y Ductilidad de una Columna de Acero en Flexo-Comp. Aplicando la Norma ASCE 41-13.

### 1.1 Columna:

#### Box 450x450x25mm

##### a) Datos de la sección:

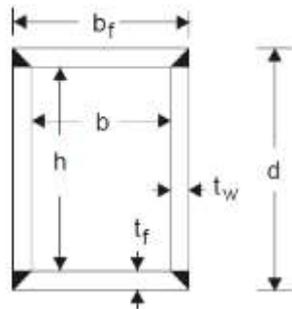
Plates, Strips and Sheets:  
Acero ASTM A36

Factor de sobre-resistencia de la columna (Fluencia):

$$R_{yc} := 1.3$$

Factor de sobre-resistencia de la columna (Última):

$$R_{tc} := 1.2$$



Tensión cedente de la columna:

$$F_{yc} := 250 \text{ MPa}$$

Tensión última de la viga:

$$F_{uc} := 400 \text{ MPa}$$

Módulo de elasticidad:

$$E = 200000 \text{ MPa}$$

Peso /unidad de volumen:

$$\gamma_a = 7.85 \frac{\text{tonne}}{\text{m}^3}$$

$d_c := 450 \text{ mm}$	Altura de la sección	$A_c := 425 \text{ cm}^2$	Área gruesa
$b_{fc} := 450 \text{ mm}$	Ancho del ala	$S_{xc} := 5706 \text{ cm}^3$	Módulo elástico
$t_{fc} := 25 \text{ mm}$	Espesor del ala	$Z_{xc} := 6781.3 \text{ cm}^3$	Módulo plástico
$t_{wc} := 25 \text{ mm}$	Espesor del alma	$I_{xc} := 128385.4 \text{ cm}^4$	Inercia "X"
$J_c := 191914.1 \text{ cm}^4$	Constante torsional de St. Venant	$I_{yc} := 128385.4 \text{ cm}^4$	Inercia "Y"

##### b) Cálculo de propiedades:

$$r_{xc} := \sqrt{\frac{I_{xc}}{A_c}} = 17.38 \text{ cm} \quad \text{Radio de giro en X} \quad b_c := b_{fc} - 2 \cdot t_{wc} = 40 \text{ cm}$$

$$r_{yc} := \sqrt{\frac{I_{yc}}{A_c}} = 17.38 \text{ cm} \quad \text{Radio de giro en Y} \quad h_c := d_c - 2 \cdot t_{fc} = 40 \text{ cm}$$

$$F_{yc} := F_{yc} \cdot R_{yc} = 325 \text{ MPa} \quad \text{Tensión cedente esperada de la columna}$$

## 2. Cálculo de la rotación y momento de fluencia:

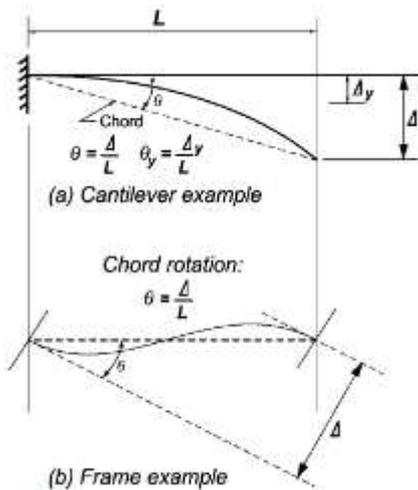


FIG. 9-2. Definition of Chord Rotation

$$l_c := 3.5 \text{ m} \quad Z_{xc} = 6781.3 \text{ cm}^3$$

$$F_{ye} = 325 \text{ MPa} \quad E = 200000 \text{ MPa}$$

$$I_{xc} = 128385.4 \text{ cm}^4 \quad P = 1274.09 \text{ kN}$$

$$P_{ye} := A_c \cdot F_{ye} = 13812.5 \text{ kN} \quad \frac{P}{P_{ye}} = 0.09$$

$$\text{Columns: } \theta_y = \frac{ZF_{ye}l_c}{6EI_c} \left(1 - \frac{P}{P_{ye}}\right) \quad (9-2)$$

$$\theta_y := \frac{Z_{xc} \cdot F_{ye} \cdot l_c}{6 \cdot E \cdot I_{xc}} \cdot \left(1 - \frac{P}{P_{ye}}\right) = 0.00455$$

$$Q_{CE} = M_{CE} = 1.18ZF_{ye} \left(1 - \frac{P}{P_{ye}}\right) \leq ZF_{ye} \quad (9-4)$$

$$M_y := \min \left( 1.18 \cdot Z_{xc} \cdot F_{ye} \cdot \left(1 - \frac{P}{P_{ye}}\right), Z_{xc} \cdot F_{ye} \right) = 2203.92 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

## 3. Relación axial y esbeltez de alas y alma:

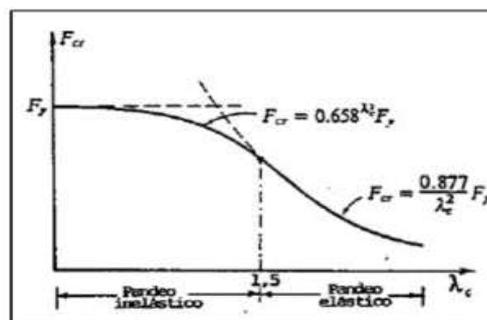
$$\lambda_{ala} := \frac{b_{fc} - 2 t_{fc}}{t_{fc}} = 16 \quad \text{Esbeltez del ala de la columna}$$

$$\lambda_{alma} := \frac{d_c - 2 t_{wc}}{t_{wc}} = 16 \quad \text{Esbeltez del alma de la columna}$$

$$\lambda_c := \frac{E_{max}}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{F_{yc}}{E}} = 0.227 \quad E_{max} := \frac{k \cdot l_c}{r_{yc}} = 20.14 \quad k := 1$$

if ( $\lambda_c \leq 1.5$ , "Pandeo Inelástico", "Pandeo Elástico") = "Pandeo Inelástico"

$$F_{cr} := \text{if} \left( \lambda_c \leq 1.5, 0.658 \lambda_c^2 \cdot F_{yc}, \frac{0.877}{\lambda_c^2} \cdot F_{yc} \right)$$



$$F_{cr} = 244683.23 \frac{kN}{m^2} \quad P_{CL} := A_c \cdot F_{cr} = 10399.04 kN$$

$$\frac{P}{P_{CL}} = 0.123$$

#### 4. Definición de rotaciones plásticas y resistencia residual:

Component or Action	Plastic Rotation Angle, Radians		Residual Strength Ratio	Acceptance Criteria		
	a	b		Plastic Rotation Angle, Radians		
			c	IO	LS	CP
<b>Columns—Flexure<sup>a,b</sup></b>						
For $P/P_{CL} < 0.2$						
a.	$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}}$ and $\frac{h}{t_w} \leq \frac{300}{\sqrt{F_{ye}}}$		0.6	10,	90,	110,
b.	$\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}}$ or $\frac{h}{t_w} \geq \frac{460}{\sqrt{F_{ye}}}$		0.2	0.250,	30,	40,
c.	Other					
Linear interpolation between the values on lines a and b for both flange slenderness (first term) and web slenderness (second term) shall be performed, and the lower resulting value shall be used						

<sup>a</sup>Columns in moment or braced frames shall be permitted to be designed for the maximum force delivered by connecting members. For rectangular or square columns, replace  $b/2t_f$  with  $b/t_f$ , replace 52 with 110, and replace 65 with 190.  
<sup>b</sup>Columns with  $P/P_{CL} > 0.5$  shall be considered force controlled.

#### 5. Valores de rotaciones plásticas y límites de aceptación:

##### Columns—Flexure<sup>a,b</sup>

For  $P/P_{CL} < 0.2$

$$\begin{aligned} \text{a. } & \frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}} \text{ and } \frac{h}{t_w} \leq \frac{300}{\sqrt{F_{ye}}} \\ \text{b. } & \frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}} \text{ or } \frac{h}{t_w} \geq \frac{460}{\sqrt{F_{ye}}} \end{aligned}$$

$$\lambda_{ala} = 16 \quad \lambda_{alma} = 16$$

$$\frac{P}{P_{CL}} = 0.123$$

$$\lambda_{ala\_1} := \frac{110}{\sqrt{\frac{F_{ye}}{ksi}}} = 16.022$$

$$\lambda_{ala\_2} := \frac{190}{\sqrt{\frac{F_{ye}}{ksi}}} = 27.674$$

$$\lambda_{alma\_1} := \frac{300}{\sqrt{\frac{F_{ye}}{ksi}}} = 43.696$$

$$\lambda_{alma\_2} := \frac{460}{\sqrt{\frac{F_{ye}}{ksi}}} = 67$$

Considerando que;  $\lambda_{ala} \leq \lambda_{ala\_1}$  y  $\lambda_{alma} \leq \lambda_{alma\_1}$  se puede tomar directamente que:

$a := 9 \cdot \theta_y = 0.041$		$b := 11 \cdot \theta_y = 0.05$		$c := 0.6$	
Plastic Rotation Angle, Radians		Residual Strength Ratio	Acceptance Criteria		
<i>a</i>	<i>b</i>		Plastic Rotation Angle, Radians		
		<i>c</i>	IO	LS	CP
$9\theta_y$	$11\theta_y$	0.6	$10\theta_y$	$9\theta_y$	$11\theta_y$

**6. Cálculo del momento último contemplando rigidez post-elástica y momento residual:**

$$k_p := 0.03 \cdot \frac{1}{m} \quad \text{Factor de rigidez post-elástica según ASCE 41-13 (3\%)}$$

$$M_u := M_y + k_p \cdot E \cdot I_{xc} \cdot \theta_p = 2519.022 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_r := c \cdot M_y = 1322.354 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_u}{M_y} = 1.143$$

**7. Gráfica momento-rotación y ductilidad de rotación:**

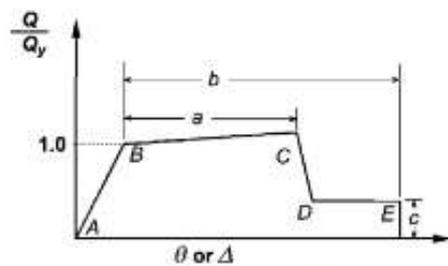
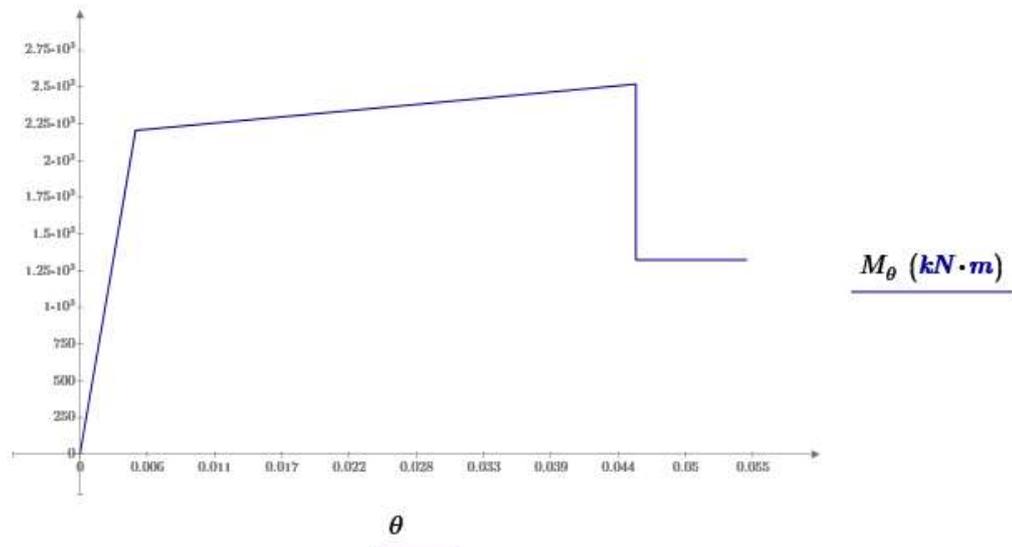


FIG. 9-1. Generalized Force-Deformation Relation for Steel Elements or Components

$M_\theta$	$\theta$
0	0
$M_y$	$\theta_y$
$M_u$	$\theta_u$
$M_r$	$\theta_u$
$M_r$	$\theta_m$



**Gráfica momento-rotación**

Ductilidad de rotación:

$$\mu_\theta := \frac{\theta_u}{\theta_y} = 10$$

### 8. Relación momento-curvatura:

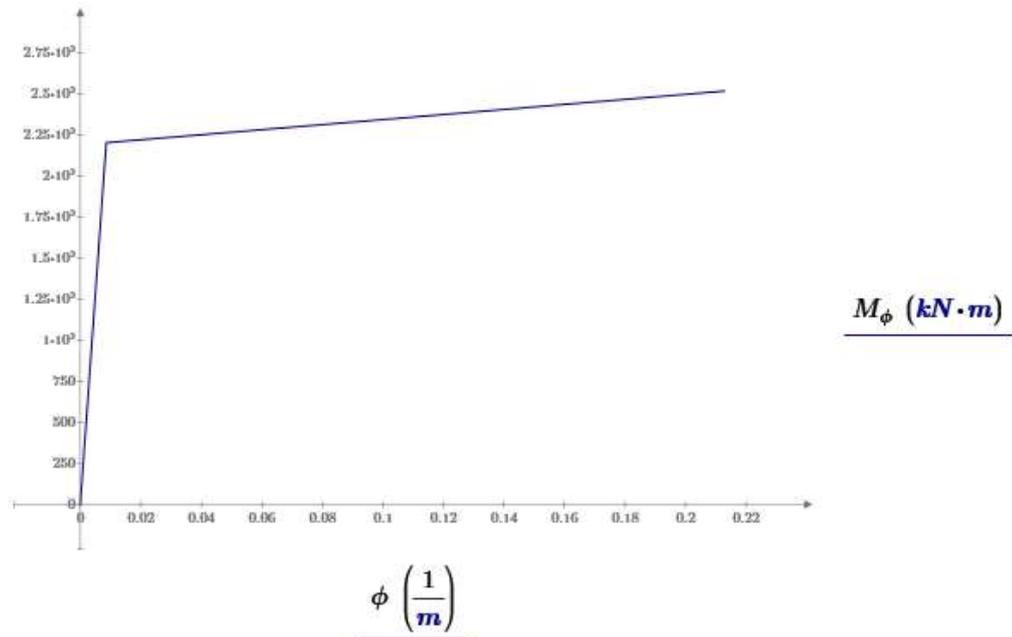
$$\phi_y := \frac{M_y}{E \cdot I_{xc}} = 0.0086 \frac{1}{m} \quad \text{Curvatura Cedente}$$

$$L_p := 0.20 \text{ m} \quad \text{Longitud plástica}$$

$$\phi_u := \phi_y + \frac{\theta_p}{L_p} = 0.213 \frac{1}{m} \quad \text{Curvatura Ultima}$$

### 9. Gráfica momento-curvatura y ductilidad de curvatura:

$M_\phi$	$\phi$
0	0
$M_y$	$\phi_y$
$M_u$	$\phi_u$



**Gráfica momento-curvatura**

Ductilidad de curvatura

$$\mu_\phi := \frac{\phi_u}{\phi_y} = 24.829$$

## Apéndice

Matriz de consistencia del informe final de tesis.

**MATRIZ DE CONSISTENCIA – PROYECTO DE INVESTIGACIÓN.**

<b>PROBLEMA</b>	<b>OBJETIVOS</b>	<b>HIPÓTESIS</b>	<b>VARIABLES E INDICADORES</b>	<b>METODOLOGÍA</b>
<p><b>Problema General</b></p> <p>¿Cuál es el desempeño sísmico de pórticos especiales resistentes a momento, empleando columnas tubulares y vigas de sección I conectados con diafragmas externos para zonas de alta sismicidad, Lima, 2021?</p> <p><b>Problemas Específicos</b></p> <p>¿Cuál es el análisis y diseño de un edificio prototipo de acero de mediana altura ubicado en zona sísmica alta con pórticos a momento especiales “SMF” ante cargas gravitacionales y</p>	<p><b>Objetivo General</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Evaluar el desempeño sísmico en pórticos especiales resistente a momento, empleando columnas tubulares y vigas de sección I conectados con diafragmas externos para zonas de alta sismicidad, Lima, 2021.</li> </ul> <p><b>Objetivos Específicos</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Realizar el análisis y diseño de un edificio prototipo de acero de mediana altura ubicado en zona sísmica alta con pórticos a momento especiales (SMF) ante cargas gravitacionales y</li> </ul>	<p><b>Hipotesis General</b></p> <p>El desempeño sísmico en pórticos especiales resistentes a momento, empleando columnas tubulares y vigas de sección I conectados con diafragmas externos para zonas de alta sismicidad, se encuentra dentro del rango completamente Operacional.</p> <p><b>Hipotesis Especificas</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Empleando el software ETABS y hojas de cálculo de Mathcad se puede realizar el análisis y diseño de un edificio prototipo de acero de mediana altura ubicado en zona sísmica alta con pórticos a momento especiales (SMF) ante cargas</li> </ul>	<p><b>Variable dependiente</b></p> <p>Diseño por desempeño sísmico.</p> <p><b>Indicadores</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Rigidez. (kN/mm)</li> <li>• Deformaciones. (mm)</li> <li>• Giros. (radianes)</li> <li>• Punto de desempeño. (Adm)</li> <li>• Ductilidad global. (Adm)</li> <li>• Curva de capacidad. (Fuerza-Desplazamiento)</li> </ul> <p><b>Variable Independiente</b></p> <p>Pórticos especiales resistentes a momento con conexiones viga-columna metálicas.</p>	<p>Se realiza una Revisión bibliográfica de las investigaciones relacionadas numéricamente y que tengan fundamentos experimentales.</p> <p>Se Selecciona una tipología de edificación de mediana altura ubicada en la ZONA 4, cumpliendo los requerimientos de análisis y diseño establecidos en la norma sísmica peruana, para este propósito se aplica el software ETABS y hojas de cálculo de Mathcad.</p>

<p>sísmicas, empleando el software ETABS y hojas de cálculo de Mathcad?</p> <p>¿Cuál es la respuesta inelástica para un nudo bidimensional propuestos con diafragmas externos, basado en el comportamiento histerético, es decir, resistencia, rigidez, y capacidad de energía disipada, aplicando el software ANSYS e IDEA Statica?</p> <p>¿Cuál es la respuesta del edificio prototipo ante un análisis estático no lineal (Pushover), bajo un régimen de cargas gravitacionales y la aplicación de un patrón de</p>	<p>sísmicas, empleando el software ETABS y hojas de cálculo de Mathcad.</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Evaluar la respuesta inelástica para un nudo bidimensional propuestos con diafragmas externos, basado en el comportamiento histerético, es decir, resistencia, rigidez, y capacidad de energía disipada, aplicando el software ANSYS e IDEA StatiCa.</li> <li>• Obtener la respuesta del edificio prototipo ante un análisis estático no lineal (Pushover), bajo un régimen de cargas gravitacionales y la aplicación de un patrón de</li> </ul>	<p>gravitacionales y sísmicas, cumpliendo los requerimientos normativos nacionales e internacionales.</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Para un nudo bidimensional propuesto con diafragmas externos se obtiene un comportamiento histerético propicio, donde la resistencia supera la capacidad nominal a flexión de la viga, además supera de forma estable los 0.04 radianes, aplicando el software ANSYS e IDEA StatiCa.</li> <li>• El patrón de rotulas plásticas en el edificio prototipo es favorable y el criterio Columna Fuerte/Viga Débil conduce a obtener estructuras de acero más dúctiles, logrando que las vigas formen rótulas plásticas por</li> </ul>	<p style="text-align: center;"><b>Indicadores</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Resistencia del material. (MPa)</li> <li>• Esfuerzos. (MPa)</li> <li>• Deformaciones. (mm)</li> <li>• Espesor de planchas. (mm)</li> <li>• Momento-Rotación. (KN-m / radianes)</li> </ul>	<p>Se Evalúa la respuesta inelástica de la conexión en términos de rigidez, resistencia, y capacidad de disipación, para su diseño se toma como referencia investigaciones experimentales de Nuñez (2017) la carga cíclica será establecida por el protocolo de carga AISC 341, Capítulo K. en este sentido se aplica el software ANSYS e IDEA STATICA, para el modelamiento numérico en elementos finitos de cada nodo bidimensional propuesto.</p> <p>Por último, se aplica el pushover y se comparan las respuestas y así poder</p>
--	---	---	--	--

<p>cargas laterales incrementales, incluyendo la rigidez equivalente de la conexión?</p> <p>¿Cuál es la influencia que tiene el aporte de rigidez de la conexión propuesta en pórticos SMF, y la relación costo beneficio para la implementación de las conexiones metálicas con diafragmas externos en zonas de alta sismicidad de Lima?</p>	<p>cargas laterales incrementales, incluyendo la rigidez equivalente de la conexión.</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Comparar la influencia que tiene el aporte de rigidez de la conexión propuesta en pórticos SMF, y la relación costo beneficio para la implementación de las conexiones metálicas con diafragmas externos en zonas de alta sismicidad de Lima.</li> </ul>	<p>flexión, incursionen en el rango inelástico y disipen energía, mientras que las conexiones permanecen en el rango elástico, ante un evento sísmico severo.</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Implementar la rigidez de las conexiones en los nodos de los pórticos SMF generan resultados más precisos con respecto al comportamiento real de la misma, además el costo beneficio de las conexiones con diafragmas externos es favorable para su uso en zonas de alta sismicidad de Lima.</li> </ul>		<p>evaluar el costo/beneficio de la implementación de este sistema en el país.</p> <p>El tipo de investigación del presente trabajo es Cuantitativa.</p> <p>El nivel de la investigación es Explicativa.</p> <p>Población: son las edificaciones metálicas con pórticos especiales resistentes a momento, ubicadas en zonas de alta sismicidad y estudiadas en las guías de diseño del CIDECT y la norma americana del AISC.</p> <p>Muestra: para esta investigación fue seleccionada una estructura metálica de mediana altura ubicada en la zona 4 del Perú específicamente en Lima, destinada al uso público (oficinas), con uniones viga-columna</p>
---	--	--	--	--

				<p>reforzadas con diafragmas externos.</p> <p>Instrumentos:</p> <ol style="list-style-type: none"><li>1.- Normas y Guías (AISC, AIJ, CIDECT, N.T.P, EUROCODE), Manual de Usuario del ANSYS, Folletos.</li><li>2.- Guía de Observación</li><li>3.- Imágenes y videos capturados de los ensayos corridos con los modelos en ANSYS, ETABS e IDEA STATIC.</li><li>4.- Reportes de resultados arrojados por el programa Gráficas de los datos y cotejadas con aplicaciones de cálculo.</li></ol>
--	--	--	--	---