



Universidad
LATINA

LAUREATE INTERNATIONAL UNIVERSITIES®

UNIVERSIDAD LATINA DE COSTA RICA
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

Licenciatura en Ingeniería Civil
Tesis de grado

ANÁLISIS Y DISEÑO SISMORESISTENTE DE ESTRUCTURAS DE MARCO DE
MOMENTO TIPO “COLUMN TREE” CON CONEXIONES DE PLACA DIAFRAGMA
MEDIANTE COLUMNAS HSS JUMBO DE SECCIÓN CUADRADA Y VIGAS W.

Sebastián Barquero Sánchez

Heredia, Agosto 2017



**UNIVERSIDAD LATINA
DE COSTA RICA**
LAUREATE INTERNATIONAL UNIVERSITIES®

TRIBUNAL EXAMINADOR

Este proyecto titulado: "ANÁLISIS Y DISEÑO SISMORRESISTENTE DE ESTRUCTURAS DE MARCO DE MOMENTO TIPO "COLUMN TREE" CON CONEXIONES DE PLACA DIAFRAGMA MEDIANTE COLUMNAS HSS JUMBO DE SECCION CUADRADA Y VIGAS W", fue aprobado por el Tribunal Examinador de la carrera de Licenciatura en Ingeniería Civil de la Universidad Latina, Sede Heredia, como requisito para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil:

ING. GERARDO ENRIQUE CHACÓN ROJAS

TUTOR

ING. DANILO HÉRNANDEZ GUERRERO

LECTOR

ING. JOSÉ MARÍA ULATE ZÁRATE

REPRESENTANTE DE RECTORÍA

COMITÉ ASESOR

ING. GERARDO ENRIQUE CHACÓN ROJAS
TUTOR

ING. DANILO HÉRNANDEZ GUERRERO
LECTOR

ING. JOSÉ MARÍA ULATE ZÁRATE
REPRESENTANTE DE RECTORÍA

**CARTA DE APROBACIÓN POR PARTE DEL PROFESOR LECTOR DEL
TRABAJO FINAL DE GRADUACIÓN MODALIDAD TESIS DE GRADO**

Heredia, 16 de setiembre, de 2017

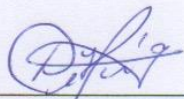
Sres.
Miembros del Comité de Trabajos Finales de Graduación
SD

Estimados señores:

He revisado y corregido el Trabajo Final de Graduación, modalidad Tesis de Grado bajo el título: ANÁLISIS Y DISEÑO SISMORESISTENTE DE ESTRUCTURAS DE MARCO DE MOMENTO TIPO "COLUMN TREE" CON CONEXIONES DE PLACA DIAFRAGMA MEDIANTE COLUMNAS HSS JUMBO DE SECCIÓN CUADRADA Y VIGAS W. Por parte del estudiante: Sebastián Barquero Sánchez, como requisito para que el citado estudiante puedan optar por la Licenciatura en Ingeniería Civil.

Considero que dicho trabajo cumple con los requisitos formales y de contenido exigidos por la Universidad, y por tanto lo recomiendo para su defensa oral ante el Consejo Asesor.

Suscribe cordialmente,



Nombre completo

Ing. Danilo Hernández Guerrero, M. Sc.

**CARTA DE APROBACIÓN POR PARTE DEL PROFESOR LECTOR DEL
TRABAJO FINAL DE GRADUACIÓN MODALIDAD TESIS DE GRADO**

Heredia, 16 de setiembre, de 2017

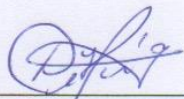
Sres.
Miembros del Comité de Trabajos Finales de Graduación
SD

Estimados señores:

He revisado y corregido el Trabajo Final de Graduación, modalidad Tesis de Grado bajo el título: ANÁLISIS Y DISEÑO SISMORESISTENTE DE ESTRUCTURAS DE MARCO DE MOMENTO TIPO "COLUMN TREE" CON CONEXIONES DE PLACA DIAFRAGMA MEDIANTE COLUMNAS HSS JUMBO DE SECCIÓN CUADRADA Y VIGAS W. Por parte del estudiante: Sebastián Barquero Sánchez, como requisito para que el citado estudiante puedan optar por la Licenciatura en Ingeniería Civil.

Considero que dicho trabajo cumple con los requisitos formales y de contenido exigidos por la Universidad, y por tanto lo recomiendo para su defensa oral ante el Consejo Asesor.

Suscribe cordialmente,



Nombre completo

Ing. Danilo Hernández Guerrero, M. Sc.

Curridabat, 5 de octubre de 2017

Señores

Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería y Arquitectura
Universidad Latina de Costa Rica

Estimados señores:

Me permito informarles que he realizado la revisión filológica del trabajo titulado: **Análisis y diseño sismorresistente de estructuras de marco de momento tipo "Column Tree" con conexiones de placa diafragma, mediante columnas Hss Jumbo de sección cuadrada y vigas W**, escrito por el sustentante Sebastián Barquero Sánchez.

Este documento constituye la Tesis de Grado para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil.

He señalado las diversas correcciones de carácter lingüístico y estilístico hechas a este excelente trabajo, en el entendido de que algunas sugerencias quedan a criterio del sustentante.

Con gusto brindaré cualquier otra información o aclaración que requiera la Universidad.

Atentamente,

JORGE LUIS
MORA LOPEZ
(FIRMA)



Firmado digitalmente por JORGE LUIS
MORA LOPEZ (FIRMA)
Nombre de reconocimiento (DN):
serialNumber=CPF-01-0296-0975,
sn=MORA LOPEZ, givenName=JORGE
LUIS, c=CR, o=PERSONA FISICA,
ou=CIUDADANO, cn=JORGE LUIS
MORA LOPEZ (FIRMA)
Fecha: 2017.10.20 09:25:06 -06'00'

Lic. Jorge Mora López

Filólogo UCR

Carné 677 del COLYPRO



“Carta Autorización del autor(es) para uso didáctico del Trabajo Final de Graduación”

Vigente a partir del 31 de Mayo de 2016

Instrucción: Complete el formulario en PDF, imprima, firme, escanee y adjunte en la página correspondiente del Trabajo Final de Graduación.

Yo (Nosotros):

Escriba Apellidos, Nombre del Autor(a). Para más de un autor separe con "; "

Barquero Sánchez, Sebastián Adolfo

De la Carrera / Programa: Ingeniería Civil
 autor (es) del (de la) (Indique tipo de trabajo): Tesis de Grado
 titulado:

ANALISIS Y DISEÑO SISMORESISTENTE DE ESTRUCTURAS DE MARCO DE MOMENTO TIPO "COLUMN TREE" CON CONEXIONES DE PLACA DIAFRAGMA MEDIANTE COLUMNAS HSS JUMBO DE SECCION CUADRADA Y VIGAS W.

Autorizo (autorizamos) a la Universidad Latina de Costa Rica, para que exponga mi trabajo como medio didáctico en el Centro de Recursos para el Aprendizaje y la Investigación (CRAI o Biblioteca), y con fines académicos permita a los usuarios su consulta y acceso mediante catálogos electrónicos, repositorios académicos nacionales o internacionales, página web institucional, así como medios electrónicos en general, internet, intranet, DVD, u otro formato conocido o por conocer; así como integrados en programas de cooperación bibliotecaria académicos dentro o fuera de la Red Laureate, que permitan mostrar al mundo la producción académica de la Universidad a través de la visibilidad de su contenido.

De acuerdo con lo dispuesto en la Ley No. 6683 sobre derechos de autor y derechos conexos de Costa Rica, permita copiar, reproducir o transferir información del documento, conforme su uso educativo y debiendo citar en todo momento la fuente de información; únicamente podrá ser consultado, esto permitirá ampliar los conocimientos a las personas que hagan uso, siempre y cuando resguarden la completa información que allí se muestra, debiendo citar los datos bibliográficos de la obra en caso de usar información textual o paráfrasis de esta.

La presente autorización se extiende el día (Día, fecha) Viernes, 20 del mes Octubre del año 2017 a las 12:31pm. Asimismo declaro bajo fe de juramento, conociendo las consecuencias penales que conlleva el delito de perjurio: que soy el autor(a) del presente trabajo final de graduación, que el contenido de dicho trabajo es obra original del (la) suscrito(a) y de la veracidad de los datos incluidos en el documento. Eximo a la Universidad Latina; así como al Tutor y Lector que han revisado el presente, por las manifestaciones y/o apreciaciones personales incluidas en el mismo, de cualquier responsabilidad por su autoría o cualquier situación de perjuicio que se pudiera presentar.

Firma(s) de los autores Según orden de mención al inicio de ésta carta:

Sebastián Adolfo Barquero Sánchez

Agradecimientos

Agradezco inicialmente a mi familia quienes siempre fueron mi principal fuente de apoyo e inspiración durante todo este periodo, a mi novia con quien siempre pude contar y apoyarme, a mis amigos y compañeros que me ayudaron mas de lo que creen; agradezco a mis docentes y profesores, los cuales me ayudaron a ver la ingeniería de una manera mas fascinante.

Dedicatorias

Dedico esta tesis a mi madre Yaudieth Sanchez quien siempre fue la persona que más me apoyo y creyó en mi en todo momento sin importar las circunstancias, a mis hermanos que también me apoyaron cuando lo necesite; a mi padre que me apoyo desde un principio por seguir mis sueños y a mi novia que siempre tuvo la paciencia para escucharme creer en mi y apoyarme incondicionalmente.

Resumen

En el presente documento, se realizó una profunda investigación bibliográfica sobre la conexión de placa diafragma en conjunto con el sistema column tree para probar su aplicación en Costa Rica, determinando si la conexión cuenta con la capacidad plástica suficiente para desarrollar los mecanismos de disipación de energías necesarios y cumpliendo con los requisitos y límites establecidos por el Código Sísmico de Costa Rica.

Se determinan cuáles son las características necesarias para la estructura y conexión para que estas desarrolle en conjunto el mejor comportamiento dúctil posible.

El documento concluye con la elaboración y diseño de una estructura bajo la aplicación de esta conexión y el sistema constructivo mencionado, determinando la capacidad estructural del edificio, sus posibles aplicaciones y las limitaciones del mismo.

Tabla de contenido

INTRODUCCIÓN	16
CAPITULO 1 MARCO TEÓRICO	28
1.1. Marco teórico-conceptual	28
1.2. Marco situacional.....	34
CAPITULO 2 MARCO METODOLÓGICO	36
2.1 CÓDIGO SÍSMICO DE COSTA RICA	36
2.1.1 <i>Capítulo 2.....</i>	<i>36</i>
2.1.2 <i>Capítulo 4.....</i>	<i>38</i>
2.1.3 <i>Capítulo 5.....</i>	<i>44</i>
2.1.4 <i>Capítulo 6.....</i>	<i>45</i>
2.1.5 <i>Capítulo 7.....</i>	<i>47</i>
2.1.6 <i>Capítulo 10</i>	<i>50</i>
2.2 PRE DIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES	56
2.3 ANÁLISIS ESTRUCTURAL	71
2.4 DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	95
2.5 DISEÑO DE MARCO DE MOMENTO DÚCTIL	113
2.5.1 <i>Momento Plástico Probable en la rotula plástica.....</i>	<i>114</i>
2.6 CONEXIÓN PLACA DIAFRAGMA.....	117
2.6.1 <i>Columna fuerte - Viga débil</i>	<i>145</i>
2.6.2 <i>Capacidad a cortante de la zona panel.....</i>	<i>148</i>
2.6.3 <i>Máxima resistencia a flexión.....</i>	<i>150</i>
2.6.4 <i>Criterio de Sobre esfuerzo</i>	<i>151</i>
CAPITULO 3. ANÁLISIS DE RESULTADOS	153
CONCLUSIONES.....	156
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.....	158

Tabla de Figuras

Figura 1. . Marco de momento bajo el sistema Column-Tree con columna HSS con placa diafragma. (Chia-Ming, Michel, & Rafael, 1998)	19
Figura 2. Conexión placa diafragma externa. (Chia-Ming, Michel, & Rafael, 1998).....	19
Figura 3. Conexión de placa diafragma interna. (Chia-Ming, Michel, & Rafael, 1998)	20
Figura 4. Sistema Column-tree con conexión soldada de placa diafragma de columna HSS a Viga W. (Ruiz, 2013).....	20
Figura 5. Tabla comparativa de columnas de diferentes secciones. p (Packer, Suitability of Steel Hollow Sections For Seismic Design with solutions for Connections, 2014)	26
Figura 6. Cinturón de Fuego del Pacífico (Rosenberg, 2015).....	34
Figura 7. Zonificación Sísmica de Costa Rica. (Colegio Federado de Ingeniero y Arquitectos de Costa Rica, 2010).....	37
Figura 8. Tabla de Aceleraciones pico efectivas. (Colegio Federado de Ingeniero y Arquitectos de Costa Rica, 2010).....	37
Figura 9. Tabla de requisitos según importancia de la edificación. (Colegio Federado de Ingeniero y Arquitectos de Costa Rica, 2010).....	38
Figura 10. Nomogramas de Jackson y Morland. (Jackson, 2006)	39
Figura 11. Vista lateral de un marco de la estructura. (Elaborado por el autor, 2017)	40
Figura 12. Vista en planta de la estructura, centroide. (Elaborado por el autor, 2017)	43
Figura 13. Fórmula para el recálculo del periodo. (Colegio Federado de Ingeniero y Arquitectos de Costa Rica, 2010).....	49
Figura 14. Fórmula para determinar el desplazamiento. (Colegio Federado de Ingeniero y Arquitectos de Costa Rica, 2010)	49
Figura 15. Límites de desplazamientos máximos para diferentes sistemas estructurales. (Colegio Federado de Ingeniero y Arquitectos de Costa Rica, 2010)	50
Figura 16. Ductilidad local según el tipo de sistema sismorresistente. (Colegio Federado de Ingeniero y Arquitectos de Costa Rica, 2010).....	52
Figura 17. Vista en planta de la estructura. (Elaborado por el autor, 2017)	56
Figura 18. Vista lateral de la estructura. (Elaborado por el autor, 2017)	57
Figura 19. Área tributaria de cada vigueta. (Elaborado por el autor, 2017)	59
Figura 20. Deflexión por carga distribuida sobre viga. (Elaborado por el autor, 2017)	60
Figura 21. Límites de deflexión propuestos por IBC. (Elaborado por el autor, 2017)	61
Figura 22. Diagrama de cargas aplicadas sobre elemento Viga. (Elaborado por el autor, 2017)	67
Figura 23. Diagrama de momento producto de las cargas aplicadas. (Elaborado por el autor, 2017)	68
Figura 24. Vista en 3-D de la estructura de 3 niveles. (Elaborado por el autor, 2017)	77
Figura 25. Nodos analizados para desplazamientos. (Elaborado por el autor, 2017).....	78
Figura 26. Límites de desplazamiento para diferentes sistemas estructurales. (Colegio Federado de Ingeniero y Arquitectos de Costa Rica, 2010).....	80
Figura 27. Deflexión máxima primer caso, servicio 1. (Elaborado por el autor, 2017)	83
Figura 28. Deflexión máxima segundo caso, servicio 2. (Elaborado por el autor, 2017)	84
Figura 29. Deflexión máxima primer caso, servicio 1. (Elaborado por el autor, 2017)	85
Figura 30. Deflexión máxima segundo caso, servicio 2. (Elaborado por el autor, 2017)	86

Figura 31. Deflexión máxima primer caso, servicio 1 (Elaborado por el autor, 2017)	91
Figura 32. Deflexión máxima segundo caso, servicio 2. (Elaborado por el autor, 2017)	92
Figura 33. Deflexión máxima primer caso, servicio 1. (Elaborado por el autor, 2017)	93
Figura 34. Deflexión máxima segundo caso, servicio 2. (Elaborado por el autor, 2017)	94
Figura 35. Diagrama de momento por cargas sísmicas sobre viguetas. (Elaborado por el autor, 2017)	96
Figura 36. Diagrama de momento por cargas sísmicas de elementos viga. (Elaborado por el autor, 2017)	100
Figura 37. Diagrama de momento de sección abrazada. (Elaborado por el autor, 2017)	106
Figura 38. Características de la sección columna. (Elaborado por el autor, 2017)	108
Figura 39. Propiedades geométricas de la sección columna. (Elaborado por el autor, 2017)...	108
Figura 40. Tabla de valores de R_y y R_t . (Chia-Ming, Michel, & Rafael, 1998).....	115
Figura 41. Diagrama de cuerpo libre y localización de rotulas plásticas. (Federal Emergency Management Agency, 2000).....	115
Figura 42. Calculo del momento proyectado a la cara y centro de la columna. (Federal Emergency Management Agency, 2000).....	116
Figura 43. Conexión placa diafragma.(Recuperado de: http://e-secure.ir/en/jnt/hssrigid en 2017)	117
Figura 44. Vista lateral conexión placa diafragma. (Chia-Ming, Michel, & Rafael, 1998)	118
Figura 45. Sistema Column-tree con conexión soldada de placa diafragma de columna HSS a Viga W. (Ruiz, 2013).....	120
Figura 46.Falla típica sobre la conexión Placa Diafragma. (13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, B.C., Canada 2004).....	121
Figura 47. Falla en el patín de viga con conexión placa diafragma. (Chia-Ming, Michel, & Rafael, 1998)	122
Figura 48. Deformación máxima, modelo de SOLIDWORKS. (Elaborado por el autor, 2017)....	123
Figura 49. Cordones de soldadura. (Taejin KIM, 2004)	126
Figura 50. Mejoras realizadas en los cortes, a) Mejora tipo A , b) Mejora tipo B, c) Corte convencional (Packer, DESIGN GUIDE FOR STRUCTURAL HOLLOW SECTION COLUMN CONNECTIONS, 2004)	126
Figura 51. Zona de rotula plástica. (Packer, DESIGN GUIDE FOR STRUCTURAL HOLLOW SECTION COLUMN CONNECTIONS, 2004)	127
Figura 52. Conexión típica de placa diafragma. (Chia-Ming, Michel, & Rafael, 1998)	129
Figura 53. Posibles mejoras en detallamientos. (Packer, DESIGN GUIDE FOR STRUCTURAL HOLLOW SECTION COLUMN CONNECTIONS, 2004).....	130
Figura 54. Vista en planta de la conexión y sus dimensiones. (Elaborado por el autor, 2017)..	132
Figura 55. Vista lateral de la conexión y sus dimensiones. (Elaborado por el autor, 2017).....	133
Figura 56. Conexión Soldada en taller y en sitio. (Packer, DESIGN GUIDE FOR STRUCTURAL HOLLOW SECTION COLUMN CONNECTIONS, 2004).....	134
Figura 57. Elementos necesarios para realizar la soldadura. (Ramirez, 2016).....	135
Figura 58. Métodos de aplicación del cordón de soldadura. (Packer, DESIGN GUIDE FOR STRUCTURAL HOLLOW SECTION COLUMN CONNECTIONS, 2004)	136
Figura 59. Distintos tipos de aplicación de soldadura. (Elaborado por el autor, 2017)	137

Figura 60. Detallamiento recomendado para utilizar. (Packer, DESIGN GUIDE FOR STRUCTURAL HOLLOW SECTION COLUMN CONNECTIONS, 2004).....	138
Figura 61. Ejemplo de espécimen de prueba. (Chia-Ming, Michel, & Rafael, 1998).....	139
Figura 62. Comportamiento histeretico del espécimen. (Chia-Ming, Michel, & Rafael, 1998) .	140
Figura 63. Especimen de sección reducida. (Chia-Ming, Michel, & Rafael, 1998)	141
Figura 64. Comportamiento histeretico del espécimen de sección reducida. (Chia-Ming, Michel, & Rafael, 1998).....	142
Figura 65. Dimensiones de la reducción de la sección. (Packer, DESIGN GUIDE FOR STRUCTURAL HOLLOW SECTION COLUMN CONNECTIONS, 2004).....	144
Figura 66. Sección transversal de la viga. (Elaborado por el autor, 2017)	147
Figura 67. Diagrama de fuerza cortante en la zona panel. (Packer, DESIGN GUIDE FOR STRUCTURAL HOLLOW SECTION COLUMN CONNECTIONS, 2004)	148
Figura 68. Dimensiones de la conexión placa diafragma. (Elaborado por el autor, 2017).....	149

Índice de tablas

Tabla 1. Tabla de inercias y longitudes de los elementos estructurales (Elaborado por el autor, 2017).	41
Tabla 2. Valores de rigidez obtenidos por Nomogramas. (Elaborado por el autor, 2017).....	41
Tabla 3. Calculo de rigidez, y excentricidades. (Elaborado por el autor, 2017)	44
Tabla 4. Características de los elementos estructurales. (Elaborado por el autor, 2017)	52
Tabla 5. Razones de esbeltez máxima. (Elaborado por el autor, 2017)	53
Tabla 6. Elementos, Cargas y fuerzas sísmicas aplicadas a cada nivel. (Elaborado por el autor, 2017)	78
Tabla 7. Desplazamiento en los nodos. (Elaborado por el autor, 2017)	79
Tabla 8. Desplazamientos y derivas de cada nivel. (Elaborado por el autor, 2017).....	79
Tabla 9. Periodos y Factores espectrales dinámicos. (Elaborado por el autor, 2017)	80
Tabla 10. Desplazamientos en los nodos. (Elaborado por el autor, 2017).....	81
Tabla 11. Desplazamientos y derivas de cada nivel. (Elaborado por el autor, 2017).....	81
Tabla 12. Periodos y Factores espectrales dinámicos. (Elaborado por el autor, 2017)	82
Tabla 13. Cantidad de elementos por nivel. (Elaborado por el autor 2017)	87
Tabla 14. Fuerzas sísmicas aplicadas en cada nivel. (Elaborado por el autor, 2017)	87
Tabla 15. Desplazamientos y derivas por nivel (Elaborado por el autor, 2017).....	88
Tabla 16. Desplazamientos de los nodos (Elaborado por el autor, 2017).....	88
Tabla 17. Periodos y Factores espectrales dinámicos. (Elaborado por el autor, 2017)	89
Tabla 18. Desplazamientos y derivas por nivel. (Elaborado por el autor, 2017).....	89
Tabla 19. Desplazamientos de los nodos. (Elaborado por e autor, 2017)l.....	89
Tabla 20. Periodos y FED. (Elaborado por el autor, 2017).....	90
Tabla 21. Elección final de elementos estructurales. (Elaborado por el autor, 2017)	95
Tabla 22. Momento máximo sobre los elementos vigueta. (Elaborado por el autor, 2017)	97
Tabla 23. Propiedades geométricas del elemento vigueta (Elaborado por el autor, 2017)	98
Tabla 24. Momento máximo sobre los elementos viga. (Elaborado por el autor, 2017).....	101
Tabla 25. Resistencia a la flexión según la distancia abrazada. (American Institute of Steel Construction , 2016)	102
Tabla 26. Propiedades geométricas de la sección Viga. (Elaborado por el autor, 2017)	103
Tabla 27. Solicitaciones sobre los elementos columna. (Elaborado por el autor, 2017)	109
Tabla 28. Modulo de sección plástico y materiales de los elementos. (Elaborado por el autor, 2017)	146

INTRODUCCIÓN

Antecedentes

La historia de los marcos de momento de acero está atada al surgimiento de la construcción de estructuras de gran altura en Chicago y Nueva York a finales de los 1880 (Chia-Ming, Michel, & Rafael)

Durante esta época el diseño de estructuras contemplaba el efecto de las cargas gravitacionales mas no el efecto de las cargas laterales inducidas por el viento o un sismo. Los requerimientos por cargas de vientos fueron introducidos en los códigos hasta 1906 para los Estados Unidos de América después del sismo de San Francisco el cual género que se introdujera el efecto del viento a las estructuras mas no el de los sismos, debido que se creía la estructura soportaría el sismo. No fue sino hasta 1948 que se introdujeron los requerimientos por efectos sísmicos a los códigos de diseño. (Chia-Ming, Michel, & Rafael, 1998)

Luego del sismo de Northridge en California de 1994 y el sismo de Kobe en Japón de 1995 las evidencias en las estructuras tipo marco de acero mostraron que se debían realizar diseños más apropiados y mejor elaborados para las conexiones de los marcos de acero, debido a que en las conexiones fue donde mayor cantidad de fallas frágiles se encontraron producto de un comportamiento no dúctil. Esto ayudo a determinar que el comportamiento rígido de las conexiones viga-columna de acero es esencial para el desarrollo de la ductilidad de la estructura. (Chia-Ming, Michel, & Rafael, 1998)

Esto provocó que se dieran una serie de evaluaciones a distintos tipos de conexiones viga-columna de acero con el fin de analizar el efecto de las cargas cíclicas de un sismo sobre las mismas. El SAC Steel Project (Seismic Design Criteria for Moment Frame Construction) fue un proyecto que se encargó de evaluar diversas conexiones soldadas y apernadas viga-columna que como resultado generó una serie de conexiones pre-calificadas las cuales soportaban adecuadamente las cargas y aseguran un comportamiento rígido en la conexión.

Sistema Colum-tree

Japón es un país de alta actividad sísmica y por ende cuentan con un gran conocimiento en el tema y diseños estructurales aún más elaborados que los propuestos por Códigos Norteamericanos. Por lo que usar practicas constructivas japonesas puede ser muy beneficioso para el país y las estructuras, incluyendo también beneficios económicos y arquitectónicos.

Luego del sismo de Kobe en Japón en 1995, el Comité de Acero del Instituto Arquitectónico de Japón también realizó una serie de inspecciones sobre diferentes estructuras en las cuales identificaron que hubo fallas frágiles en las conexiones de estos sistemas, a pesar de esto también se encontró que en muchos casos las falla se encontraban acompañadas de rotulas plásticas en las vigas mas no en las columnas. Este comportamiento se evidenció principalmente en las conexiones con

diafragma interno o externo con columnas cuadradas (HSS) y soldadura de completa penetración de los sistemas conocidos como “Colum-tree” comúnmente utilizado en Japón.

El sistema Column-tree es utilizado para marcos de momento estructural el cual consiste en la elaboración de marcos de acero sin la implementación de arriostres a la estructura para mejorar su rigidez. El sistema utiliza columnas de sección HSS y vigas W con una conexión en nuestro medio poco utilizada llamada placa diafragma. El principal inconveniente de este sistema es el poco respaldo que las instituciones norteamericanas brindan sobre estas columnas HSS y principalmente esta conexión de placa diafragma.

“La evaluación de la investigación a gran escala muestra que las conexiones (Placa diafragma) con mejores detalles son equivalentes a las conexiones precalificadas que cumplen con los criterios de aceptación de FEMA (FEMA 2000a)” (Packer, DESIGN GUIDE FOR STRUCTURAL HOLLOW SECTION COLUMN CONNECTIONS, 2004)



Figura 1. . Marco de momento bajo el sistema Column-Tree con columna HSS con placa diafragma. (Chia-Ming, Michel, & Rafael, 1998)

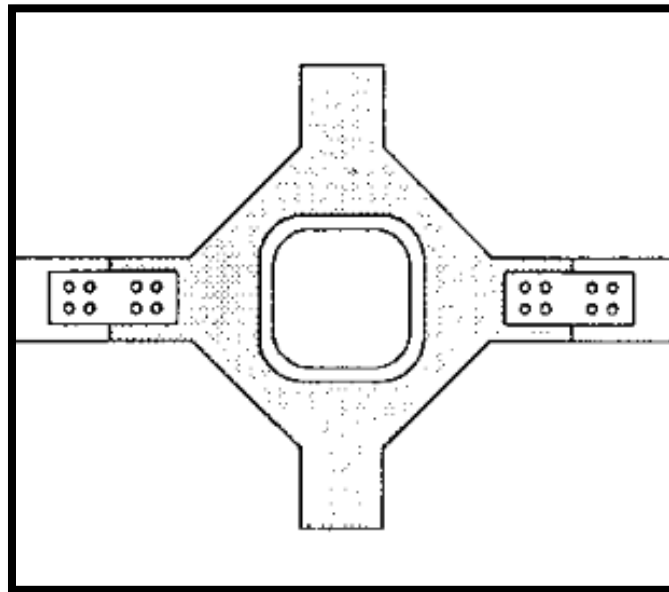


Figura 2. Conexión placa diafragma externa. (Chia-Ming, Michel, & Rafael, 1998)

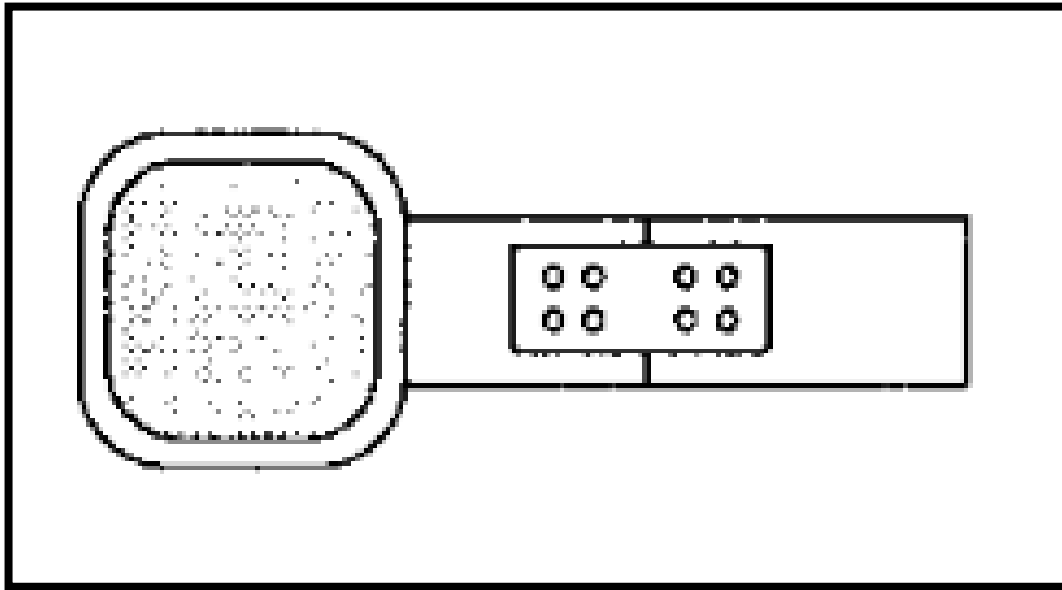


Figura 3. Conexión de placa diafragma interna. (Chia-Ming, Michel, & Rafael, 1998)

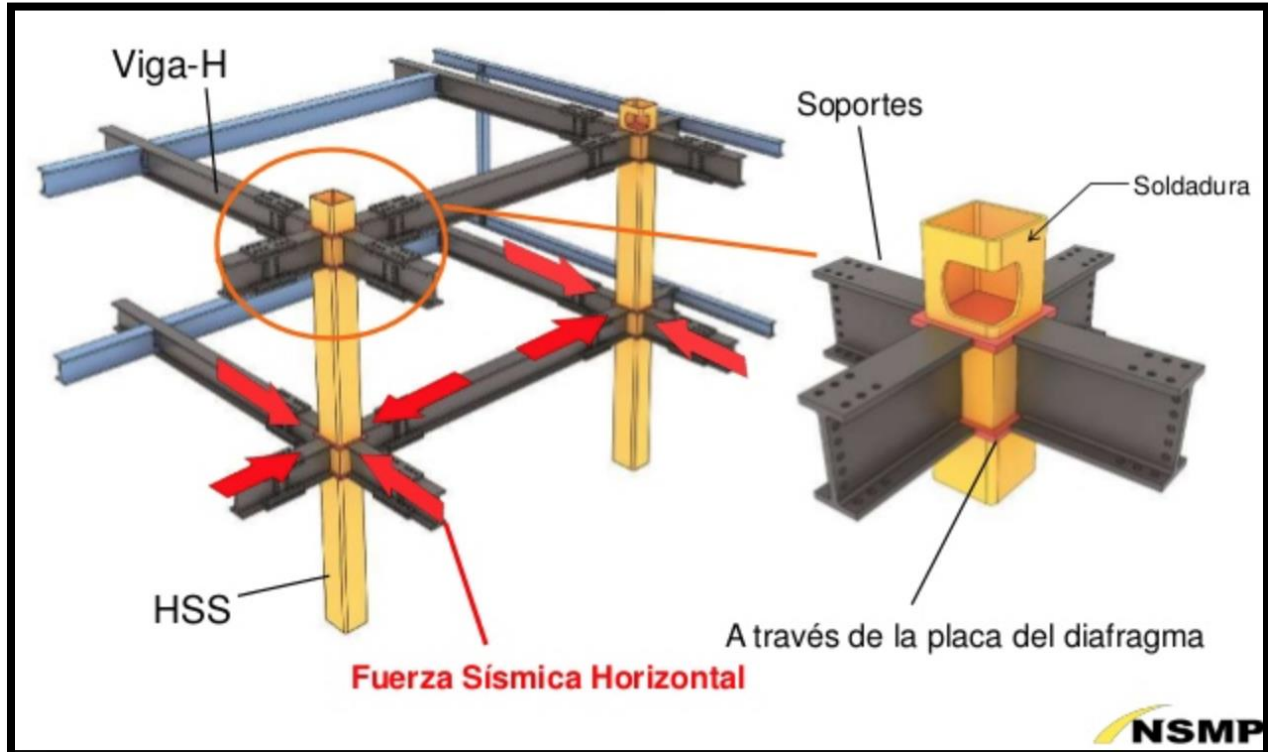


Figura 4. Sistema Column-tree con conexión soldada de placa diafragma de columna HSS a Viga W. (Ruiz, 2013)

Planteamiento del problema

En la actualidad cuando se diseñan estructuras tipo marco de acero en Costa Rica generalmente se utilizan secciones W para los elementos columna y viga los cuales formarán el marco estructural y el comportamiento de estos elementos, como bien se sabe estas secciones W al ser utilizadas como elementos columna se verán afectadas por cargas laterales los cuales se pueden desarrollar desplazamientos en ambos ejes de rotación de la sección W. Las secciones W poseen como cualquier otra sección una propiedad a la cual se le conoce como Momento de Inercia, la sección W a pesar de ser doblemente simétrica posee un momento de inercia alrededor del eje X mayor que el desarrollado alrededor del eje Y, esto quiere decir que las columnas de sección W poseen un eje débil (Y) y un eje fuerte (X) respecto al desplazamiento lateral.

¿Cómo evitar el uso de arrostramientos en estructuras de marco de momento de acero y asegurar un comportamiento sismo resistente de la misma?

Objetivos

General

Desarrollar un análisis sobre el sistema “colum-tree” con conexiones viga-columna de placa diafragma con columnas de sección cuadrada Jumbo y vigas W, para marcos de momento con el fin de evitar el uso de arrostramientos en el sistema estructural para demostrar su aplicación en estructuras de 2 a 3 niveles en Costa Rica.

Específicos

- Determinar el funcionamiento y métodos de diseño para conexiones de marcos de momento con secciones cuadradas huecas (HSS) y sus conexiones propuestos por la guía de diseño para conexiones de columnas estructurales de secciones huecas propuesta por los ingenieros Jeffrey Packer y Y Kurobane.
- Comparar el comportamiento de las estructuras especificadas y determinar si el uso del sistema Column-Tree con conexiones viga columna de placa diafragma cumple con los requisitos estipulados en Código Sísmico de Costa Rica.
- Desarrollar un modelo estructural virtual del sistema, mediante el software SAP 2000 v14 con el fin de analizar su comportamiento bajo cargas gravitacionales y laterales con la finalidad de poder generar variaciones en el modelo y comprender de manera más acertada el comportamiento de la estructura.

- Determinar la variación que generan las propiedades geométricas de las secciones de conexión para observar su comportamiento a medida que cambia.
- Desarrollar una metodología de diseño por capacidad para estructuras tipo marco de momento con columnas HSS jumbo, vigas W y conexiones de placa diafragma.

Justificación

Los sismos son eventos que producen desplazamientos laterales en las estructuras y por lo tanto es un efecto que se debe de tomar en cuenta a la hora de realizar un diseño por capacidad, estos desplazamientos generados por las fuerzas laterales están limitados por la capacidad del sistema estructural para disipar la energía y redistribuirla en la estructura. La capacidad para disipar esta energía en una estructura depende de diferentes variables como lo son los materiales, secciones transversales, conexiones, configuración geométrica de la estructura, entre otros.

Es preciso insistir en la importancia que tienen las conexiones en el comportamiento de la estructura, porque, como bien se sabe estas serán las encargadas de permitir los giros y desplazamientos en los extremos de los elementos estructurales (viga y columna). Por lo tanto, cabe recalcar que sobre estas conexiones se darán grandes concentraciones de esfuerzos y que la mayoría de las fallas en estructuras tipo marco de acero se generan en las conexiones, por ende, un diseño y análisis apropiado debe de realizarse sobre las conexiones para asegurar el comportamiento óptimo de las estructuras bajo cargas cíclicas.

Para realizar el análisis sísmico sobre una estructura es preciso adoptar un concepto de diseño el cual plantea que el sismo afectara a la estructura en dos direcciones perpendiculares entre si (X y Y). Esto genera dependiendo de la configuración geométrica de la estructura que se produzcan desplazamientos a lo largo

de los ejes de la estructura. Estos desplazamientos se verán restringidos por la rigidez de la estructura la cual en muchas ocasiones se ve apoyada por la incorporación de elementos a la estructura conocidos como arriostres.

El uso del arriostre en la estructura proporciona mayor rigidez a la estructura, la cual será capaz de soportar mayores cargas laterales bajo menores desplazamientos, a pesar de esto el uso de los mismos genera un efecto sobre el costo total de la edificación y un impacto directo en la apariencia de este, lo cual es un punto de gran importancia desde el ámbito arquitectónico.

Por lo tanto, genera un análisis sobre conexiones viga columna con diafragmas externos o internos es gran interés debido a que este sistema "Column-tree" nos permite diseñar estructuras de marco de momento por capacidad con la ventaja de que no utiliza arriostre, además de que implementa el uso de secciones tubulares cuadradas para las columnas, las cuales tienen un momento de inercia igual en ambos ejes; su superficie exterior es de hasta un 50 % menor y una masa de hasta un 60 % menor. Esto refleja el beneficio que puede provocar el uso de este sistema y conexiones en el ámbito arquitectónico y económico.

Column Type	I-section	Circular (CHS)	Square (SHS)
Member	W200x36	HSS168x6.4	HSS152x152x4.8
Material	ASTM A992 / A572 Gr. 50 $F_y = 345 \text{ MPa}$	G40.21, 350W $F_y = 350 \text{ MPa}$	G40.21, 350W $F_y = 350 \text{ MPa}$
Compressive resistance C_r (kN)	452	514	463
Mass (kg/m)	35.6 (100%)	25.4 (71%)	21.7 (61%)
Surface area (m ² /m)	1.05 (100%)	0.529 (50%)	0.593 (56%)

Figura 5. Tabla comparativa de columnas de diferentes secciones. p (Packer, Suitability of Steel Hollow Sections For Seismic Design with solutions for Connections, 2014)

Alcances

Realizar un análisis sobre las estructuras tipo marco de acero con conexiones de placa diafragma entre columnas HSS cuadradas y vigas W con el fin de evitar el uso de arriostres y probar su aplicación a estructuras de dos a tres niveles en Costa Rica bajo los requerimientos del Código Sísmico de Costa Rica 2010.

Definir los parámetros de diseño respectivos para desarrollar este tipo de estructuras de marco de momento y analizar las variaciones que se pueden generar en las conexiones mediante herramientas de calculo que puedan respaldar los resultados obtenidos.

Limitaciones

No se cuenta con los recursos económicos ni técnicos para realizar una réplica a escala real de la conexión en estudio para determinar su comportamiento bajo los ensayos de laboratorio correspondientes.

Información e investigación insuficiente de parte de las entidades costarricenses para su aplicación en el país.

CAPITULO 1 MARCO TEÓRICO

1.1. Marco teórico-conceptual

- **Soldadura**

“La soldadura puede definirse como un proceso de unión entre metales en el que la adherencia se produce, con aporte de calor, con la aplicación de presión o sin ella y con la adición o no de metal. Generalmente se consideran dos tipos de soldaduras: a) Soldadura blanda, caracterizada por que las aleaciones que emplea tienen una temperatura de fusión inferior a los 450 °C y su resistencia mecánica es muy baja. b) Soldadura fuerte, en la que la temperatura de fusión de las aleaciones empleadas para soldar es superior a 450 °C. Con esta soldadura se consigue una mayor resistencia mecánica de la unión.” (Ferrer Giménez , Cembrero Cil , Pascual Guillamón , & Pérez Puig, 2005)

- **Acero estructural**

“El termino Acero indica una aleación de hierro, carbono, manganeso y uno o más elementos importantes. El carbón tiene un gran efecto sobre la resistencia, dureza y ductilidad de cualquier aleación de acero. Los demás elementos afectan la capacidad de templabilidad, tenacidad, resistencia a la corrosión, maquinabilidad y conservación de la resistencia a altas temperaturas. Los diversos elementos de aleación principales contenidos en los diversos aceros son el azufre, fosforo, silicio, níquel, cromo, molibdeno y vanadio. La mayoría de los aceros estructurales reciben la designación de los números ASTM. Un grado frecuente es el ASTM A36, que tiene un punto de fluencia mínimo de 36000 psi (248 MPa) y es muy dúctil. En resumen, es un acero con bajo carbón y laminado en caliente, disponible en láminas, placas y perfiles estructurales. La mayor parte de vigas de patín ancho (perfiles W) se fabrican en la actualidad con acero ASTM A992, cuyo punto de fluencia es de 50 a 65 ksi (345 a 448 Mpa).” (Roberth L. Mott, 2006)

- **Esfuerzo de fluencia**

“Es el esfuerzo para el cual las deformaciones presentan grandes incrementos sin que haya un aumento correspondiente del esfuerzo. Para los aceros estructurales de uso corriente, este valor se encuentra entre 230 y 700 MPa, siendo los más usuales 250 MPa, correspondiente al acero NTC 1920 (ASTM A-36) y 345 MPa, el del acero NTC 1985 G 50, (A-572 Gr. 50)” (Clement, 2006)

- **Resistencia a la Tensión, F_u**

“La resistencia a la tensión se define como el cociente entre carga axial máxima que puede resistir la barra y el área de la sección transversal original. Es conocido también como esfuerzo último. Este esfuerzo varía entre 400 – 450 MPa, (Acero NTC 1920) y 800 MPa, (Acero NTC 4014, equivalente a ASTM 514)” (Clement, 2006)

- **Módulo de Elasticidad, E**

“Es la relación entre esfuerzo y deformación en la región elástica de la curva $\bar{\sigma} - \epsilon$. Se determina este valor por medio de la pendiente de dicha porción elástica del diagrama. Es prácticamente igual para todos los aceros. El valor adoptado por los códigos es de 200,000 MPa.” (Clement, 2006)

- **Módulo de Endurecimiento por Deformación, E_d**

“La pendiente de la curva $\bar{\sigma} - \epsilon$ en el rango de endurecimiento por deformación tiene su valor máximo en la iniciación de este rango. Su magnitud es diferente según el acero. Para el acero NTC 1920 es 6000 MPa, aproximadamente.” (Clement, 2006)

- **Relación de Poisson, μ**

“Es la relación entre la deformación unitaria transversal y la deformación unitaria longitudinal, bajo una carga axial dada. Este valor varía para el acero entre 0.25 y 0.33, siendo 0.30 el valor comúnmente aceptado.” (Clement, 2006)

- **Módulo de rigidez**

“Es la relación entre el esfuerzo cortante y la deformación unitaria por cortante, dentro del rango elástico, su valor es función de la relación de Poisson, pero usualmente se trabaja con el valor correspondiente a $\mu = 30$, para el cual $G = 77,000$ MPa” (Clement, 2006)

- **Conexiones de placa diafragma a perfil HSS**

“Cuando el momento a transferir a la HSS no se puede transmitir de otra manera, se recomienda usar placas diafragma, que transfieren las cargas de los patines a los lados de la HSS, como se muestra en la Figura 3. Los estados límite son los mismos que las conexiones de placas exteriores, además de verificar la transferencia por cortante de las soldaduras de la placa del patín a la sección HSS.

Existe una variedad de tipo de conexiones que se pueden realizar entre una columna tubular hueca y un perfil W. En la Figura 4 se ilustran algunas opciones cuando una misma columna recibe vigas en ambas direcciones. Cualquiera que sea la opción adoptada se debe identificar todos los modos posibles de falla, para poder establecer su resistencia, así como su rigidez. Es importante señalar que el comportamiento de estas conexiones puede diferir significativamente del tradicional entre una conexión entre una columna HSS y una viga de perfiles W.” (Campos Flores & Gómez Bernal , 2010)

- **Uniones a momento**

“Se permite dos tipos de uniones a momento, denominadas: completamente restringidas y parcialmente restringidas, tal como se explica a continuación.

- Uniones a Momento, Completamente Restringidas (FR)

Una conexión a momento completamente restringida (FR) transmite momento con una rotación despreciable entre los miembros conectados. En el análisis de la estructura se puede suponer que la unión no permite la rotación relativa. Una unión FR, deberá tener suficiente resistencia y rigidez para mantener el ángulo entre los miembros conectados en los estados límites resistentes. (American Institute of Steel Construction (Version en Español), 2010)

- Uniones a Momento, Parcialmente Restringidas (PR)

Una unión a momento parcialmente restringida (PR) transmite momento, pero la rotación entre los miembros conectados no es despreciable. En el análisis de la estructura, la relación fuerza-deformación de la unión debe ser incluida. Las curvas Universidad de Cuenca Facultad de Ingeniería Autores: Belén Arízaga, Sergio Ortiz. 31 características de las uniones PR que se usen, deberán encontrarse documentadas en la literatura técnica o en su defecto ser determinadas mediante métodos analíticos o experimentales. Los miembros componentes de una unión PR deberán tener suficiente resistencia, rigidez y capacidad de deformación en los estados límites resistentes.” (American Institute of Steel Construction (Version en Español), 2010; NAGAO, 2004)

- **Ductilidad**

“La ductilidad se define como la capacidad que posee un material de deformarse plásticamente antes de romperse. La fragilidad es lo contrario a la ductilidad.

La medición de la ductilidad puede hacerse de dos formas distintas:

(1) Como porcentaje de alargamiento: incluyendo total de la longitud en el momento de la rótula, expresado como porcentaje de la longitud original.

(2) Porcentaje de reducción de la sección transversal de la estricción, expresada como porcentaje de la sección original.

Este último se considera más apropiado, ya que es independiente de la longitud.” (Addleson, 2001)

- **Sismo resistencia**

“La sismo resistencia es una propiedad o atributo con la que se dota a una edificación, mediante la aplicación de técnicas de diseño de su configuración geométrica y la incorporación en su constitución física, de componentes estructurales especiales que la capacitan para resistir las fuerzas que se presentan durante un movimiento sísmico, lo que se traduce en protección de la vida de los ocupantes y de la integridad del edificio mismo”. (jota0620, 2009).

- **Disipación de Energía**

“ Una estructura debe ser capaz de soportar deformaciones en sus componentes sin que se dañen gravemente o se degrade su resistencia. Cuando una estructura no es dúctil y tenaz se rompe fácilmente al iniciarse su deformación por la acción sísmica. Al degradarse su rigidez y resistencia pierde su estabilidad y puede colapsar súbitamente” (García Andrés2014) Un método de disipación de energía puede ser la deformación de elementos controlados, donde las deformaciones sobre los elementos contribuyen a que la energía se disipe.

- **Regularidad**

”La geometría de la edificación debe ser sencilla en planta y en elevación. Las formas complejas, irregulares o asimétricas causan un mal comportamiento cuando la edificación es sacudida por un sismo. Una geometría irregular favorece que la estructura sufra torsión o que intente girar en forma desordenada. La falta de uniformidad facilita que en algunas esquinas se presenten intensas concentraciones de fuerza, que pueden ser difíciles de resistir” (García, 2014)

- **Punto de fluencia**

“Deformación correspondiente a la formación de la primera rotula plástica”. (Josef Farbiarz 2010)

1.2. Marco situacional

Costa Rica es un país centroamericano que se encuentra ubicado en lo que es conocido como el Cinturón de fuego del Pacífico el cual se caracteriza por una alta concentración de zonas de subducción de las placas tectónicas alrededor del océano Pacífico, esta zona es la encargada de hasta el 75% de la actividad volcánica y un 90% de la actividad sísmica del planeta, debido a esto el país cuenta con gran y severa actividad sísmica a lo largo de todo el año y en toda su extensión.

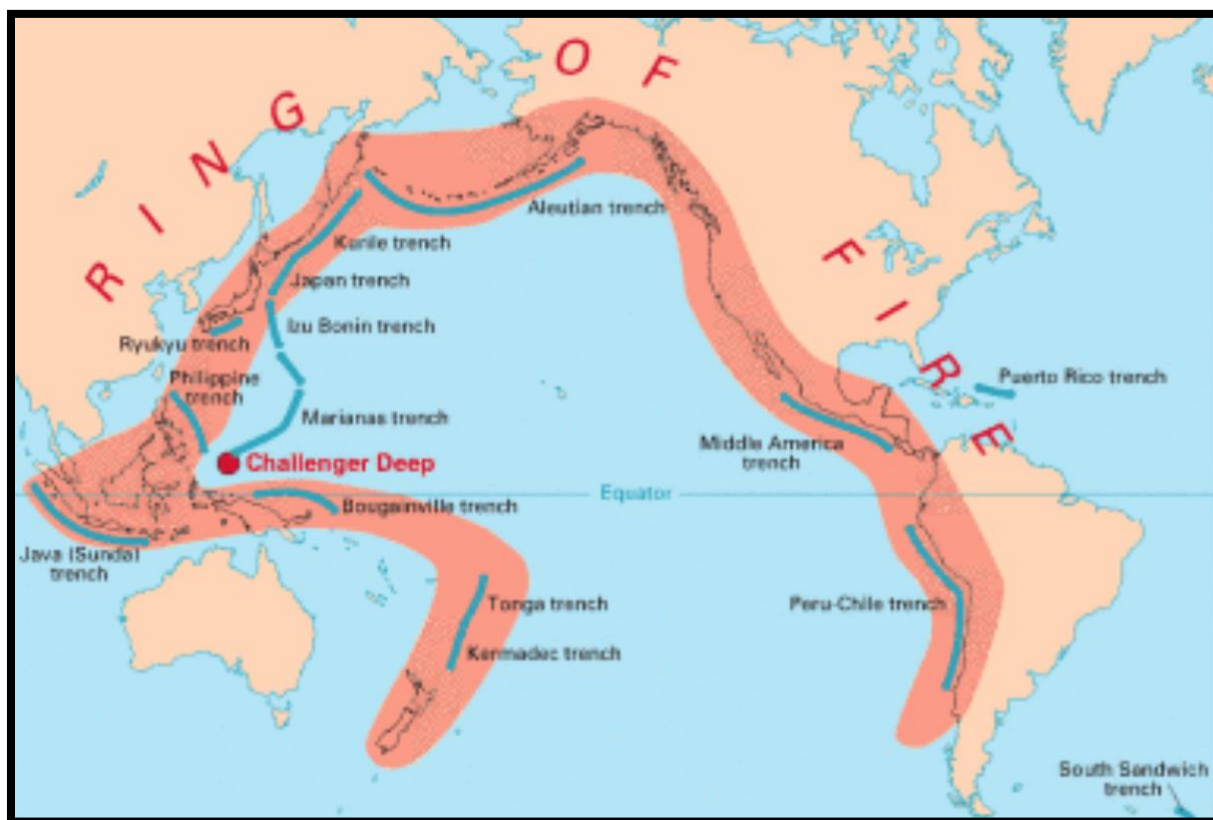


Figura 6. Cinturón de Fuego del Pacífico (Rosenberg, 2015)

Debido a esto la demanda sísmica para los diseños de estructuras es alta, por lo tanto, se deben de realizar diseños que sean dúctiles y pueda disipar la energía transmitida por el sismo, para poder disipar esta energía la estructura debe de ser capaz de deformarse hasta ciertos límites con el fin de evitar las fallas y el colapso de la estructura.

Las estructuras de tipo marco de acero son por excelencia las estructuras que mejor disipan la energía transmitida por un sismo a pesar de esto el uso de las mismas no es muy implementado en la realidad nacional. Estos marcos estructurales de acero en muchas ocasiones deben de ser acompañados por elementos tipo arriostre lo que define al sistema como un marco de momento arriostado. Las estructuras de acero que existen en el país en su mayoría son sistemas de marcos arriostados.

La desventaja del uso de marcos arriostados de acero es la distancia y espacio que cubren los elementos arriostados que desde el punto de vista arquitectónico no es bien visto, además de que la cantidad de acero utilizada en estos sistemas de mayor comparada con los sistemas no arriostados. Por esta razón nace la necesidad de realizar una evaluación sobre las conexiones para marcos de momento que evite el uso de arriostamientos, con el fin de disminuir los costos y beneficiar el aspecto arquitectónico.

CAPITULO 2 MARCO METODOLÓGICO

2.1 Código Sísmico de Costa Rica

Requisitos y Suposiciones de diseño

Para realizar un diseño estructural que sea aplicable en Costa Rica se deben de seguir los lineamientos planteados en el Código Sísmico de Costa Rica, este define capitulo tras capitulo todos los requisitos, consideraciones y parámetros que se deben tomar en cuenta a la hora de realizar el diseño.

Para este tipo de estructuras bajo el sistema constructivo conocido como “Column-Tree” que son complemente construidas a partir de acero en conjunto con la conexión tipo “Through diaphragm” se siguieron las siguiente consideraciones y suposiciones de diseño:

2.1.1 Capítulo 2

- Zonificación sísmica de Costa Rica: No se determinó un cantón específico para el diseño, pero se concluyó que la mayor cantidad del suelo costarricense se encuentran en la Zona III además de que la mayor parte del desarrollo de infraestructura se da también en esta zona.

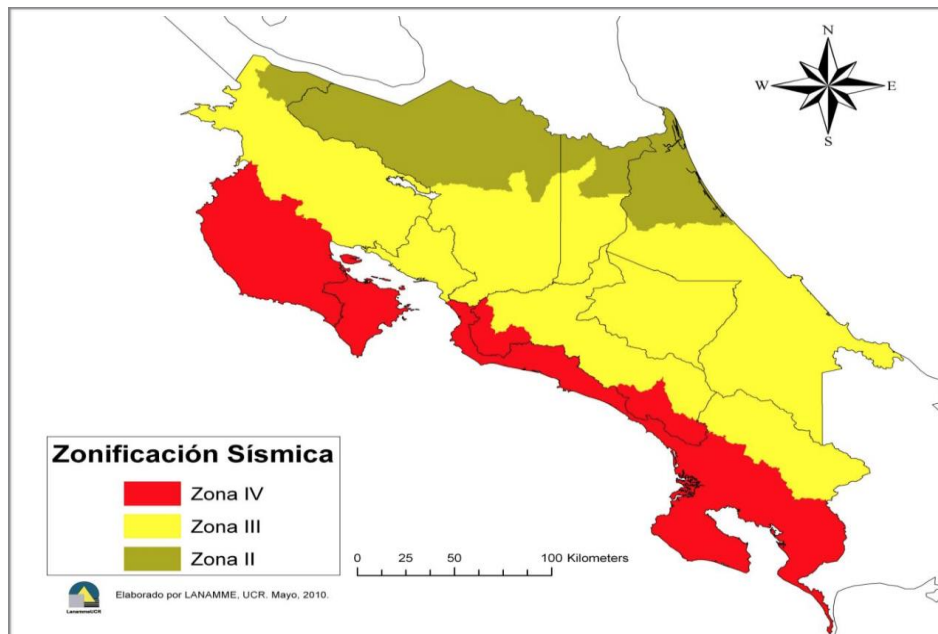


Figura 7. Zonificación Sísmica de Costa Rica. (Colegio Federado de Ingeniero y Arquitectos de Costa Rica, 2010)

- Aceleración pico efectiva de diseño: para fines de este documento y bajo el criterio de expertos el sitio de cimentación más común y apropiado se puede considerar como S3, al igual a como lo indica el código; cuando las propiedades del lugar no se conocen con suficiente detalle como para definir el Sitio, se debe de utilizar el Sitio S3. Por lo tanto, según la tabla 2.3 la aceleración pico efectiva de diseño será de 0,36 (S3, Zona III)

TABLA 2.3. Aceleración pico efectiva de diseño, a_{ef}, para un período de retorno de 475 años y para diferentes zonas sísmicas y tipos de sitio.			
Tipo de Sitio	Zona II	Zona III	Zona IV
S_1	0.20	0.30	0.40
S_2	0.24	0.33	0.40
S_3	0.28	0.36	0.44
S_4	0.34	0.36	0.36

Figura 8. Tabla de Aceleraciones pico efectivas. (Colegio Federado de Ingeniero y Arquitectos de Costa Rica, 2010)

2.1.2 Capítulo 4

- Clasificación de las estructuras según su importancia: La estructura se clasifica en el grupo D, edificaciones de ocupación normal, esto debido a que las estructuras planteadas se diseñaron para un uso de oficina o comercial. Lo que le adjudica un factor de importancia de 1,0.

Según la tabla 4.2 la estructura deberá tener al menos una ductilidad moderada u óptima y los límites a los desplazamientos relativos deben ser normales.

TABLA 4.2. Requisitos para el cumplimiento de los objetivos de desempeño.

Categoría de edificación según importancia	Posibilidad de irregularidad severa (1)	Límites a los desplazamientos relativos (2)	Requisitos de ductilidad local (3)
A. Esencial	Se prohíbe (4)	Severo	Óptima (5)
B. Riesgosa	Se prohíbe	Normal	Moderada u óptima
C. Especial	Se prohíbe	Severo	Moderada u óptima
D. Normal	Se permite	Normal	Moderada u óptima
E. Miscelánea	Se permite	Normal	Moderada u óptima

Figura 9. Tabla de requisitos según importancia de la edificación. (Colegio Federado de Ingeniero y Arquitectos de Costa Rica, 2010)

El sistema estructural se clasifica como tipo marco debido a que se encuentra conformada por marcos de acero sismorresistentes vinculados por medio de entrepisos de concreto reforzado.

- Regularidad en altura: el sistema estructural que se diseñó cumple con todos los requisitos que se plantean. Todos los elementos verticales son continuos desde la cimentación hasta el nivel superior.
- Regularidad en planta: Para determinar la regularidad en planta se aplicaron las ecuaciones 4-1 y 4-2 para las cuales se debe determinar la excentricidad de cada nivel

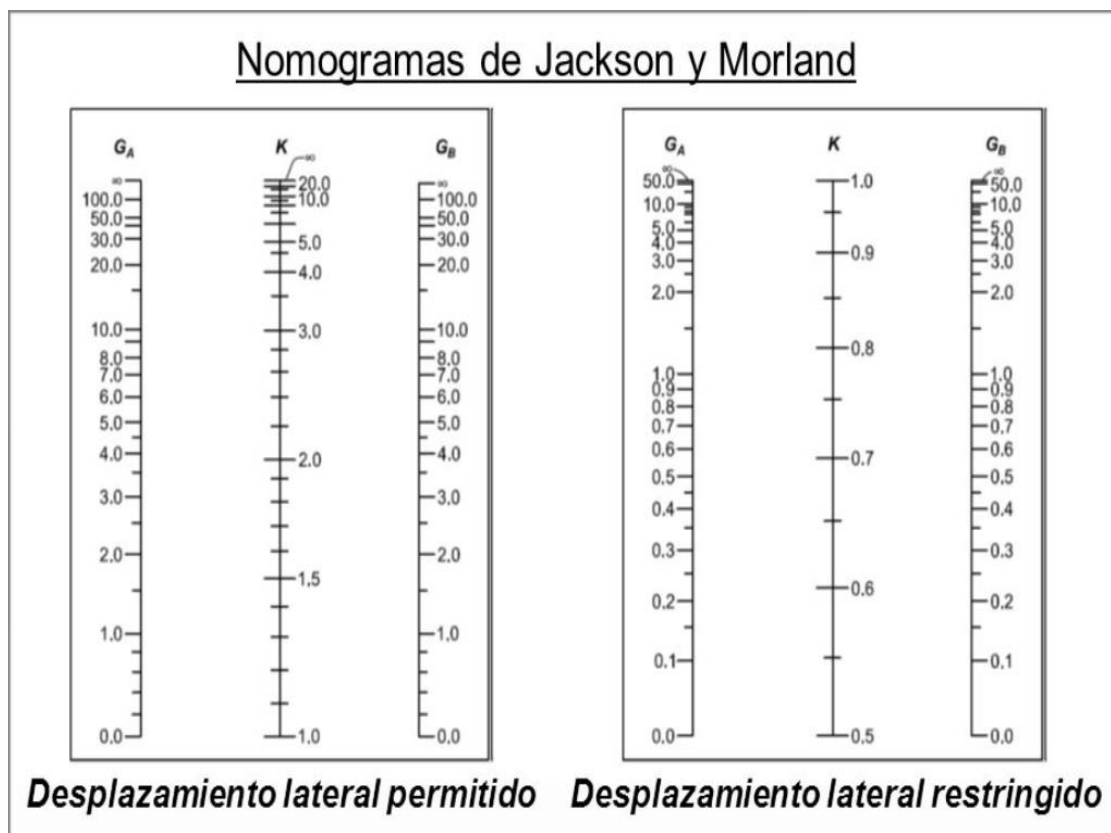


Figura 10. Nomogramas de Jackson y Morland. (Jackson, 2006)

que se obtuvieron con ayuda de una hoja de cálculo de Excel adjunta al documento llamada Calculo de excentricidades y rigidez. Para obtener la rigidez de cada nivel se hizo uso de los nomogramas de Jackson y Morland.

Con estos nomogramas se determinó la rigidez para cada uno de los elementos verticales (Columnas) en combinación con los elementos horizontales (Vigas) del sistema estructural mediante el cálculo del parámetro G el cual se obtiene a partir de la ecuación $G = \frac{\Sigma(Ic/Lc)}{\Sigma(Ig/Lg)}$, donde I es la inercia y L la longitud de cada elemento.

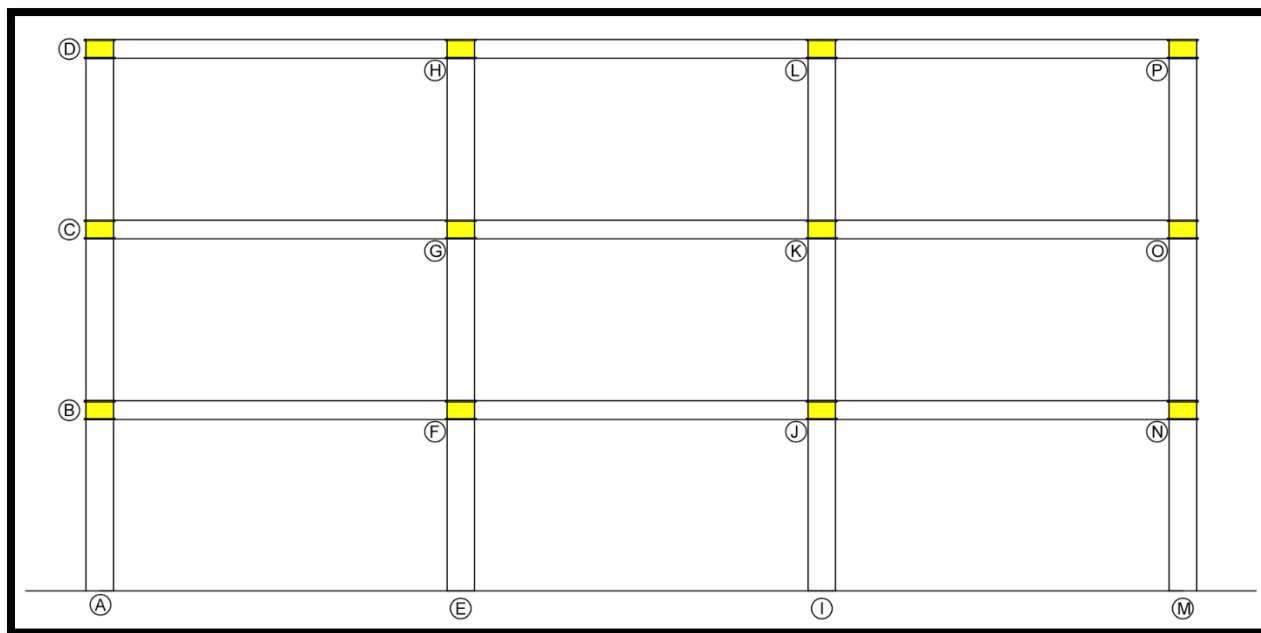


Figura 11. Vista lateral de un marco de la estructura.(Elaborado por el autor, 2017)

Tipo	Miembro	Perfil	I (cm ⁴)	L (cm)	I/L
Columna	AB	HSS17x17x5/8"	76367	300	254,56
Columna	BC	HSS17x17x5/8"	76367	300	254,56
Columna	CD	HSS17x17x5/8"	76367	300	254,56
Columna	EF	HSS17x17x5/8"	76367	300	254,56

Columna	FG	HSS17x17x5/8"	76367	300	254,56
Columna	GH	HSS17x17x5/8"	76367	300	254,56
Columna	IJ	HSS17x17x5/8"	76367	300	254,56
Columna	KJ	HSS17x17x5/8"	76367	300	254,56
Columna	KL	HSS17x17x5/8"	76367	300	254,56
Columna	MN	HSS17x17x5/8"	76367	300	254,56
Columna	NO	HSS17x17x5/8"	76367	300	254,56
Columna	OP	HSS17x17x5/8"	76367	300	254,56
Viga	BF	W12x30	9906,31	600	16,51
Viga	FJ	W12x30	9906,31	600	16,51
Viga	JN	W12x30	9906,31	600	16,51
Viga	CG	W12x30	9906,31	600	16,51
Viga	GK	W12x30	9906,31	600	16,51
Viga	KO	W12x30	9906,31	600	16,51
Viga	DH	W12x30	9906,31	600	16,51
Viga	HL	W12x30	9906,31	600	16,51
Viga	LP	W12x30	9906,31	600	16,51

Tabla 1. Tabla de inercias y longitudes de los elementos estructurales (Elaborado por el autor, 2017).

Nudo	G (nomograma)	Columna	K
A	1	AB	2,18
B	30,84	BC	5,2
C	30,84	CD	4,4
D	15,42	EF	2
E	1,00	FG	3,7
F	15,42	GH	3,1
G	15,42	IJ	2
H	7,71	KJ	3,7
I	1	KL	3,1
J	15,42	MN	2,18
K	15,42	NO	5,2
L	7,71	OP	4,4
M	1		
N	30,84		
O	30,84		
P	15,42		

Tabla 2. Valores de rigidez obtenidos por Nomogramas. (Elaborado por el autor, 2017)

Con los resultados de rigidez para cada una de las columnas se procede por determinar por medio de las formulas 4-1 y 4-5 la excentricidad correspondiente a cada nivel. Debido a la simetría y configuración de los entresijos de la estructura fácilmente se puede determinar que todos los marcos de la estructura son iguales tanto en las coordenadas x como y, y por lo tanto, la rigidez de cada uno de los pórticos es igual.

Teniendo en cuenta esta información se sabe que solo es necesario determinar la excentricidad de la estructura en una de las dos direcciones debido a que ambas serán iguales. Para determinar la excentricidad se determina la rigidez de cada marco por nivel y la distancia que existe entre el centro de masa y el pórtico en análisis.

$$e = \frac{1}{K} * \Sigma(K * x)$$

El centro de masa de la estructura comparte el mismo punto que el centro geométrico, esto nuevamente debido a la configuración de los entresijos y a la simetría existente en la estructura.

Como se mencionó anteriormente al ser todos los marcos de la estructura iguales, la rigidez de los mismos en cada nivel será igual en cada uno de los ejes tanto en la dirección X como Y.

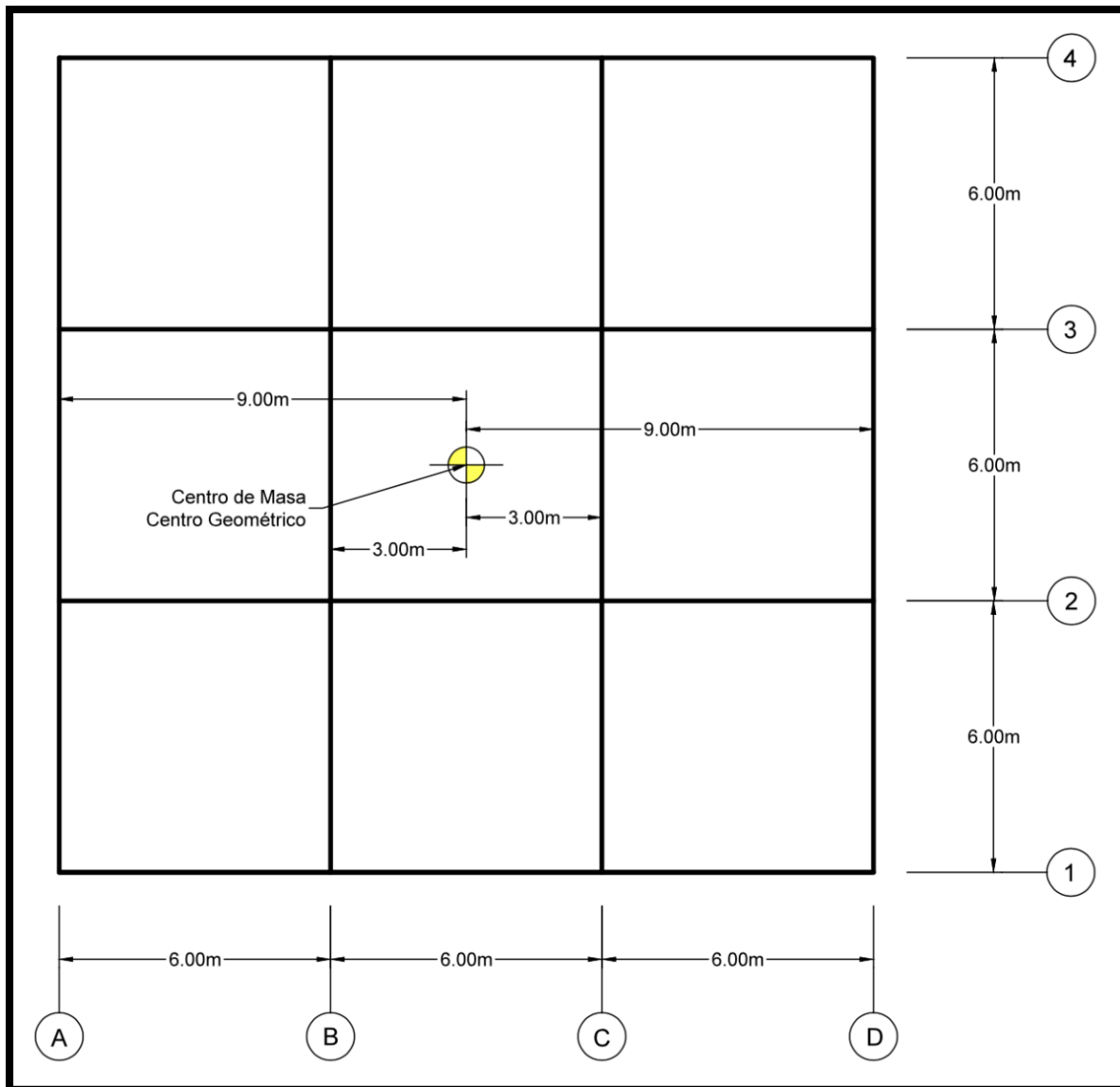


Figura 12. Vista en planta de la estructura, centroide. (Elaborado por el autor, 2017)

Nivel	Columna	K
1	AB	2,18
1	EF	2
1	IJ	2
1	MN	2,18
Total		8,36

Nivel	Columna	K
2	BC	5,2
2	FG	3,7
2	JK	3,7
2	NO	5,2
Total		17,8

Nivel	Columna	K
3	CD	4,4
3	GH	3,1
3	KL	3,1
3	OP	4,4
Total		15

Nivel 1			
EJE	K	X (cm)	K*x
A	8,36	900	7524
B	8,36	300	2508
C	8,36	300	2508
D	8,36	900	7524
Total	33,4		20064

Nivel 2			
EJE	K	X (cm)	K*x
A	17,8	900	16020
B	17,8	300	5340
C	17,8	300	5340
D	17,8	900	16020
Total	71,2		42720

Nivel 3			
EJE	K	X (cm)	K*x
A	15	900	13500
B	15	300	4500
C	15	300	4500
D	15	900	13500
Total	60		36000

e	600
D	18000
e/D	0,033

 cm

e	600
D	18000
e/D	0,033

 cm

e	600
D	18000
e/D	0,033

 cm

Tabla 3. Calculo de rigidez, y excentricidades. (Elaborado por el autor, 2017)

La excentricidad en cada uno de los niveles de la estructura es menor a 0.05 (5%) por lo tanto, la estructura se considera contiene regularidad en altura y planta, ductilidad local moderada y según la tabla 4.3 del C.S.C.R la estructura clasifica como un marco tipo B.

2.1.3 Capítulo 5

El capítulo 5 define el Coeficiente sísmico, el cual se obtiene por medio de la ecuación 5-1:

$$C = \frac{a_{ef} I FED}{SR}$$

Esta ecuación utiliza diferentes variables como lo son: la aceleración pico efectiva, el factor de importancia, El factor espectral dinámico y la sobre resistencia. La aceleración pico efectiva fue determinada anteriormente según la tabla 2.3 del código, el factor de importancia depende del grupo al que la estructura pertenece según su

ocupación, el factor espectral dinámico se obtiene a partir de los diagramas en el capítulo 5 o tablas del anexo E, las cuales dependen del tipo de sitio y la zona en la que se encuentran; además es necesario conocer el periodo fundamental de vibración de la estructura y su ductilidad, con ayuda de estos parámetros se puede determinar el FED respectivo a la estructura. La sobre resistencia será igual a 2.0 para estructuras tipo marco.

2.1.4 Capítulo 6

- Carga Permanente: en esta se incluyen los pesos de los elementos estructurales y no estructurales de la edificación, elementos eléctricos, arquitectónicos, entre otros que se indican en el código.

Desglose propuesto por el Ingeniero Gerardo Chacón Rojas

- Lamina Corrugada Calibre 22	8 kg/m ²
- Losa de Concreto (6cm espesor)	288 kg/m ²
- Acabado de entrepisos (Cerámica)	60 kg/m ²
- Mortero de pega	48 kg/m ²
- Instalaciones electromecánicas	15 kg/m ²
- Cielo raso	25 kg/m ²
- Divisiones internas livianas	<u>50 kg/m²</u>
	Total = 494 kg/m ²

Carga Permanente

- Entrepiso = 494 kg/m²
- Azotea = 336 kg/m²

La diferencia de valores que existe en ambos casos se deben a que en el nivel superior de azotea varios de los rubros que suman a la carga no se tomaran en cuenta como lo son las divisiones internas livianas, el acabado de entrepiso (cerámica) ni el mortero de pega de las mismas. Además se debe de tomar en cuenta el peso que generan los elementos utilizados para el cerramiento. Se recomienda que se utilice vidrio para el cerramiento con un peso de 20 Kg/m² los cuales transmitiran su peso a las vigas de carga exteriores de la estructura. Para un total de 60Kg/m para cada una de las vigas.

- Carga temporal: definida según la tabla 6.1 (cargas temporales unitarias mínimas) del código, en esta se toma en cuenta la ocupación que tendrá el edificio.

Carga temporal:

- Entrepiso: 250 kg/m²
 - Azotea con pendiente menor al 5%: 200 kg/m²
- Carga sísmica: según el código se debe de tomar en cuenta para la carga sísmica el peso total de cada nivel de su carga permanente más una fracción del 15 por ciento de la carga temporal de cada nivel. Las cargas sísmicas se aplican a cada nivel individualmente.

- Combinaciones para obtener la carga ultima de diseño: las mismas se obtiene por medio de las ecuaciones que van de la 6-1 a la ecuación 6-4, estas se aplicaron para los distintos patrones de carga, debido a que se deben de aplicar las cargas en sísmicas en todas las 2 direcciones ortogonales horizontales.

2.1.5 Capítulo 7

El código presenta dos métodos de análisis para las estructuras, elegir el método correcto depende de las características de la estructura. Bajo la aplicación de estos métodos se espera obtener las fuerzas internas que responden al movimiento lateral de la cimentación y los desplazamientos respectivos.

- Método Estático: este método consiste en aplicar fuerzas estáticas horizontales en cada uno de los niveles de la estructura obtenidos a partir del propio peso de la estructura multiplicados por un coeficiente al cual se le denomina como cortante basal. En otras palabras, el coeficiente consiste en un porcentaje del peso de la estructura que se aplicara como una fuerza horizontal estática sobre cada uno de los niveles. La estructura que se analiza en el presente documento cuenta con las características apropiadas para aplicársele el análisis estático, como lo son: regularidad en altura, regularidad en planta y no cuenta con más de 5 niveles (contara con un máximo de 3 niveles, esto debido a una futura limitante) ni es de más de 20 metros de altura.

- El cálculo del cortante basal se realizó mediante la aplicación de la ecuación 7-1 y el de las fuerzas sísmicas de cada nivel según la ecuación 7-2.

Como fue mencionado anteriormente es necesario determinar el periodo fundamental de vibración de la estructura para poder obtener por medio de los gráficos o tablas el factor espectral dinámico; según el método de análisis y características del sistema dependerá la manera en cómo se estime el periodo fundamental. Para este caso de estudio el periodo será igual a 0,12 veces la cantidad de niveles de la estructura. Para la estructura de 3 niveles el periodo fundamental será de 0,36 segundos (la formula siempre obtendrá un resultado en segundos) por ende para la estructura de 2 niveles el periodo obtenido es de 0,24 segundos.

El proceso de análisis consiste en un proceso iterativo donde se debe recalcular el periodo de la estructura, al cambiar el periodo cambiará el factor espectral dinámico, y por ende como se conoce en la ecuación 5-1 el FED es directamente proporcional al valor del coeficiente sísmico; seguidamente si cambia el coeficiente sísmico cambiarán el cortante basal, las fuerzas estáticas horizontales aplicadas a cada nivel, los desplazamientos laterales y las fuerzas internas de la estructura.

El recalcu del periodo se da mediante la aplicaci3n de la ecuaci3n 7-3 la cual toma en cuenta diversos factores; principalmente el producto del peso de la estructura y las derivas

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{1 \sum_{i=1}^N W_i (\delta_i^e)^2}{g \sum_{i=1}^N F_i \delta_i^e}}$$

Figura 13. Formula para el recalcu del periodo. (Colegio Federado de Ingeniero y Arquitectos de Costa Rica, 2010)

Al realizar el recalcu del periodo se debe de tomar en cuenta que se debe de cumplir con una limitante la cual indica que la diferencia entre un periodo y otro no debe de ser mayor al 5 por ciento. Esto quiere decir que al realizar el recalcu del periodo y obtener un nuevo resultado, este nuevo periodo no puede diferir o tener un margen de error con respecto al anteriormente calculado de m1s de un 5 por ciento.

- C1lculo de desplazamientos y derivas: Los desplazamientos relativos en cada nivel fueron obtenidos por medio de la ecuaci3n 7-8 debido a que el m1todo utilizado para realizar el an1lisis fue el est1tico. Donde se toman en cuenta la sobre resistencia, la ductilidad global asignada y el desplazamiento inel1stico.

$$\Delta_i = \mu SR \Delta_i^e$$

Figura 14. Formula para determinar el desplazamiento. (Colegio Federado de Ingeniero y Arquitectos de Costa Rica, 2010)

- Consideraciones y límites de desplazamientos y deformaciones: según la tabla 7.2 del código indica los límites de desplazamiento, esta toma en cuenta la razón de deriva la cual es la razón entre el desplazamiento entre un nivel y su nivel superior dividido por la altura entre estos niveles adyacentes. Según el sistema estructural utilizado en este análisis, este se clasifica como tipo marco, edificación D. Esto limita la razón de deriva del sistema a un 0,020 o 2% por lo tanto la razón debe ser menor a este límite.

TABLA 7.2. Límite superior de la razón de deriva, Δ_i / H_i ⁽¹⁾, según categoría de edificación y sistema estructural.

Sistema estructural (según artículo 4.2)	Edificaciones A y C (Limitación severa según artículo 4.1)	Edificaciones B, D y E (Limitación normal según artículo 4.1)
tipo marco	0.0125	0.020
tipo dual	0.0125	0.018
tipo muro	0.0100	0.010
tipo voladizo	0.0125	0.020
tipo otros	0.0065	0.010

⁽¹⁾Nota: $H_i = h_i - h_{i-1}$, altura entre el nivel del piso i y el nivel inferior .

Figura 15. Límites de desplazamientos máximos para diferentes sistemas estructurales. (Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos de Costa Rica, 2010)

2.1.6 Capítulo 10

El capítulo 10 consiste en una serie de consideraciones que se deben de tomar para las estructuras construidas completamente en acero estructural y elementos de acero estructural, las referencias que se deben de seguir y diversas limitaciones.

Según el sistema constructivo y la conexión a momento utilizada, se determina que el sistema califica como un "IMF" (Intermediate Moment Frame). Esto significa que la ductilidad local del sistema será moderada y la altura tiene una limitación. Esta limitación (Nota 3.2, capítulo 10) indica que la estructura podrá contar con varios niveles, pero no superar los 10 metros de altura. Esta es la limitación de altura que se mencionó anteriormente mencionada en los párrafos anteriores correspondiente al capítulo 7 del código.

Con base en estas limitaciones y consideraciones se puede afirmar que a la estructura se le puede asignar una ductilidad global asignada de 3,0 como fue mencionado anteriormente según la tabla 4.3.

Tabla 10.5. Ductilidad local según el tipo de sistema sismorresistente.

		Sistema	Ductilidad local	Ductilidad Global asignada	Limitación en altura	Notas
Sistemas a base de elementos de acero estructural	Sistemas de marcos	OMF	-	1.5 ó 1.0	Sí	Ver notas 1 y 2
		IMF	Moderada	Según tabla 4.3	Sí	Ver nota 3
		SMF	Óptima	Según tabla 4.3	No	-
		STMF	Óptima	Según tabla 4.3	No	-
	Sistemas arriostrados	OCBF	Moderada	1.5 ó 1.0	Sí	Ver notas 1, 3 y 6
		SCBF	Óptima	Según tabla 4.3	No	Ver notas 4 y 6
		EBF	Óptima	Según tabla 4.3	No	Ver notas 5 y 6
	SPSW	Óptima	Según tabla 4.3	No	Ver notas 5 y 6	
Sistemas a base de elementos de acero laminado en frío con secciones esbeltas	Sin uniones precalificadas	Marcos y marcos arriostrados Tipo NP	-	1.0	Si	Ver notas 6
	Con uniones precalificadas	Marcos y marcos arriostrados Tipo P	-	1.5 ó 1.0	Sí	Ver notas 6

Figura 16. Ductilidad local según el tipo de sistema sismorresistente. (Colegio Federado de Ingeniero y Arquitectos de Costa Rica, 2010)

Según el modelo estructural realizado, la edificación se compone de los elementos y materiales que se muestran en la siguiente tabla.

Elemento	Sección	Long(m)	Material	Fy (kg/cm ²)	E (kg/cm ²)
Viga Carga	W12X30	6	A992	3500	2100000
Vigueta	W12X26	6	A992	3500	2100000
HSS Jumbo	17x17x5/8	3	A572	3500	2100000

Tabla 4. Características de los elementos estructurales. (Elaborado por el autor, 2017)

Según la tabla 10.6 se debe de realizar una verificación de las razones de esbeltez por sismo para los elementos en compresión de los cuales solamente los elementos tipo columna se encuentran bajo estas solicitaciones.

Tipo de Elemento	Razón de Esbeltez	Razón de Esbeltez Máxima
Alas de secciones "I" a (W12x30) b (W12x26)	b/t a) 7.41 b) 8.54	$0.38 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 9.31$
Almas de secciones "I" a (W12x30) b (W12x26)	h/t a) 41.8 b) 47.2	$2.45 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} (1 - 0.93 * Ca)$ $= 59.84$
Paredes de tubos rectangulares HSS (17x17x5/8)	$b/t = \frac{40}{1.59} = 25.15$	$1.12 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 27.43$

Tabla 5. Razones de esbeltez máxima. (Elaborado por el autor, 2017)

Donde:

$$Ca = \frac{Pu}{\Phi P_y} \quad \begin{matrix} a) 0.003 \\ b) 0.0008 \end{matrix} < 0.125$$

$$E = 2100000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_y = 3500 \text{ Kg/cm}^2$$

La razón de esbeltez debe ser menor a la razón de esbeltez máxima. Para una sección HSS se encuentra en el inciso c que le procede a la tabla 10.6 donde se indica

que el valor máximo es de $1.12 * \sqrt{E/F_y}$, para elementos con ductilidad moderada, donde la relación de esbeltez de la sección HSS es igual a “b/t”.

Los arriostramientos para estabilidad de vigas serán soldados a ambas alas de las vigas y según el código se indica que la distancia o separación máxima entre apoyos debe ser de $L_b = 0.086 r_y \sqrt{E/F_y} = 0.086 * 3.86 * 600 = 199\text{cm}$, el cual es mayor a la distancia L_b , por lo tanto, cumple.

Los empalmes de las columnas se ubicarán a una distancia de 1.5 metros desde el nivel de piso, precisamente a la mitad del nivel, por lo que cumple con el criterio al ser mayor a la distancia mínima propuesta en código de 1.2 metros. Además, los empalmes serán totalmente soldados y de penetración total.

Requisitos de un Marco de Momento Intermedio (IMF)

El soporte lateral de las vigas se realiza para elementos de ductilidad moderada a una distancia de 1.5 metros para las vigas W12x30 y cada 30 centímetros para los elementos viguetas con el fin de evitar el pandeo lateral torsional.

Las alas de las vigas W12x30 tendrá un corte o reducción sobre las alas para conformar elementos de sección reducida con el fin de desarrollar rotulas plásticas en

los puntos de interés. Esto se respalda mediante el documento “DG 9” en el cual se explica cómo se debe de realizar el corte, geometría y dimensiones de la sección, además de los estudios y pruebas que respaldan estos criterios.

La conexión utilizada será la “Placa Diafragma” la cual como fue mencionada anteriormente no se encuentra en la lista de conexiones precalificadas, pero cuenta con una amplia serie de documentos que respaldan su desempeño y comportamiento frente a cargas cíclicas mediante la evaluación experimental de diversos ensayos aceptados y evaluados por el FEMA. Esta conexión cuenta con la suficiente capacidad a flexión, mayor a 0.80Mp en la cara de la columna para alcanzar de manera segura una rotación mayor a los 0.02 radianes.

2.2 Pre dimensionamiento de los elementos estructurales

Para realizar un apropiado diseño y análisis de una estructura se deben de plantear inicialmente las dimensiones y propiedades de los elementos estructurales que conforman la edificación, además de sus materiales. Esta elección inicial se da por medio de un pre dimensionamiento en el cual tomamos algunos criterios propios de diseño y los aplicamos a los elementos con dimensiones y propiedades conocidas que cumplan con los requisitos para analizar su comportamiento y de esta manera poder elegir la sección inicial más adecuada, posteriormente se debe de realizar el diseño de los elementos. Para realizar este proceso solamente se utilizaran cargas gravitacionales.

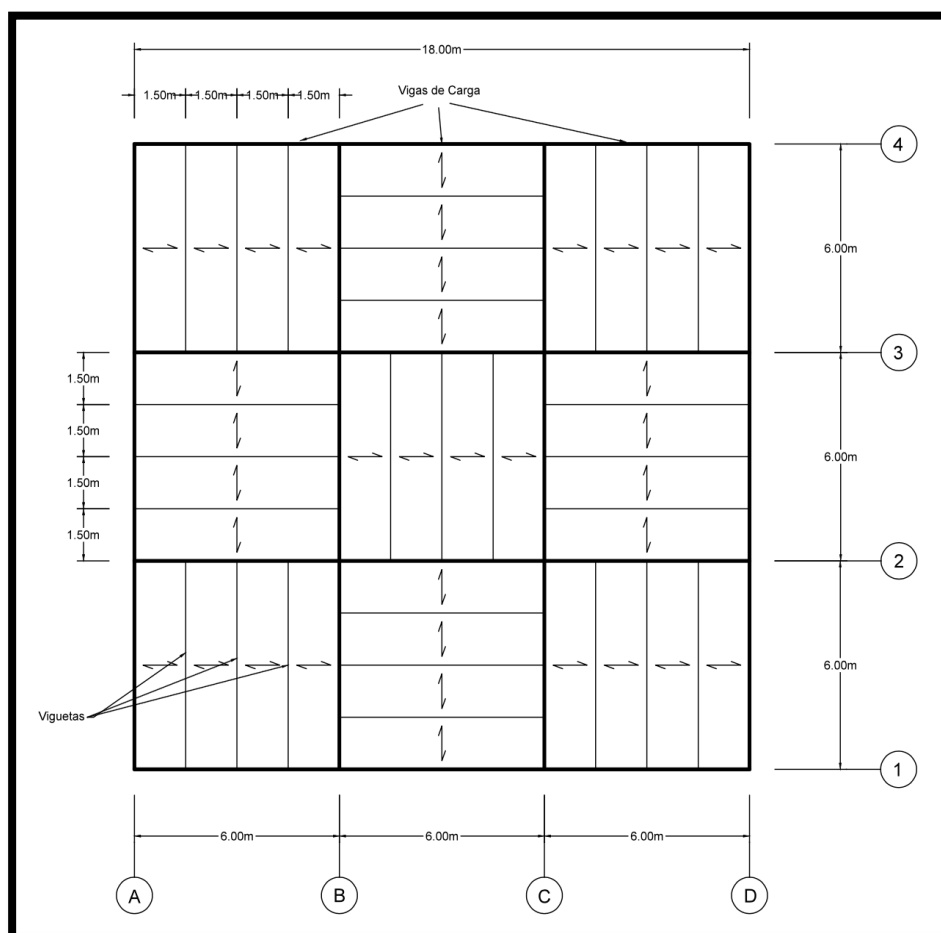


Figura 17. Vista en planta de la estructura. (Elaborado por el autor, 2017)

El sistema que se encuentra bajo análisis cuenta con la siguiente distribución arquitectónica mostrada la imagen, con un total de 27 viguetas, 24 vigas de carga y 16 columnas por nivel.

La longitud de cada una de las vigas es de 6 metros de centro de columna a centro de columna, las viguetas cuentan con una longitud de 6 metros y se orientaron de manera que el tablero se intercalara, el espaciamiento entre viguetas es de 1,5 metros. Por último, la altura de cada piso es de 3 metros, por lo tanto, también las columnas tendrán esta longitud en cada nivel. Las conexiones a las bases se consideran como empotramientos debido a que las conexiones articuladas proveen desplazamientos laterales excesivos.

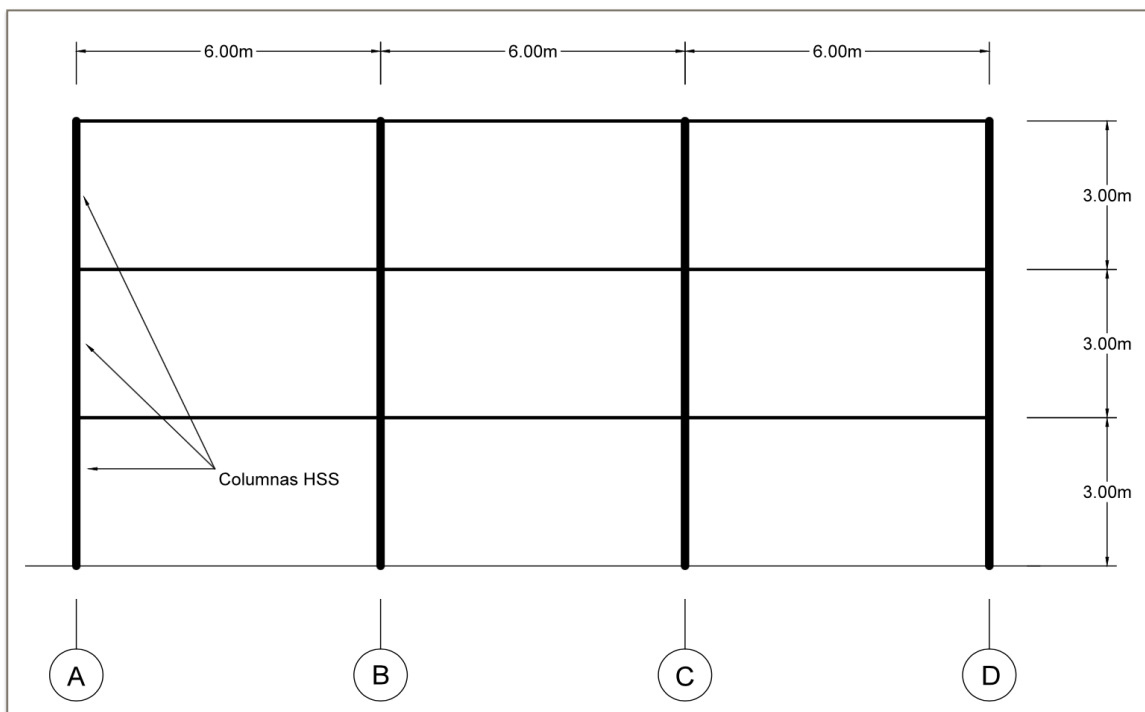


Figura 18. Vista lateral de la estructura. (Elaborado por el autor, 2017)

Como se puede observar en la distribución la estructura cuenta con la misma cantidad de ejes en la dirección X como en la dirección Y y con la misma distancia entre bahías, es decir cuenta con la misma cantidad de elementos sismo resistentes en ambas direcciones.

Las cargas se transmiten a las viguetas por medio de losas que tributan en una sola dirección, estas losas tienen un área de 1,5 metros de ancho por 6 metros de largo y como se observa en la figura. La carga permanente que actúa sobre estas losas es de 494 kg/m^2 y la carga temporal es de 250 kg/m^2

La preselección de estos elementos se realizó con ayuda de los lineamientos planteados en el AISC 360-10 y con el manual "Design examples version 14.0 AISC". A continuación, se demuestra el procedimiento realizado con el cual se determinó la sección inicial a utilizar.

Vigueta:

El capítulo F del AISC 360 contiene las provisiones necesarias para realizar el diseño de un elemento a flexión, para el caso de las viguetas el acápite a seguir es el F2, el cual aplica para miembros compactos de sección I y de simetría doble y canales flectados en torno a su eje mayor.

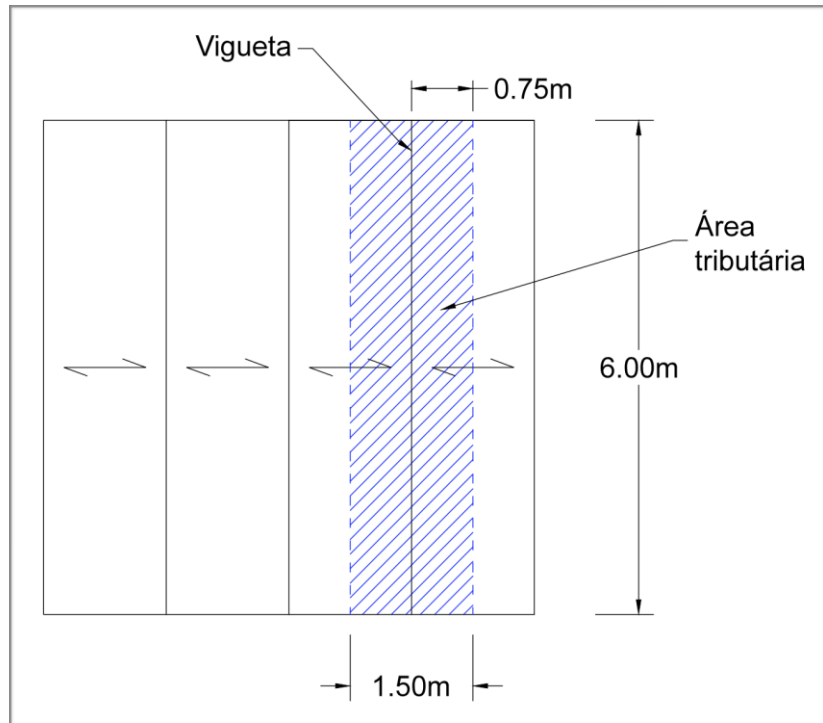


Figura 19. Área tributaria de cada vigueta. (Elaborado por el autor, 2017)

Las cargas fueron dadas inicialmente bajo el formato de área, por lo que se debe de calcular el área tributaria de cada losa para determina la carga que llega a cada vigueta.

Conociendo las cargas anteriormente definidas y las dimensiones del área tributaria podemos calcular la fuerza distribuida que se aplicará a cada una de las viguetas. Para una vigueta como la mostrada en la imagen se debe tener en cuenta que son 2 losas las que tributan, con un ancho tributario de 0.75 metros cada una, para un

total de 1.5 metros, lo que nos da un resultado de 741 kg/m de carga permanente y 375 kg/m de carga temporal.

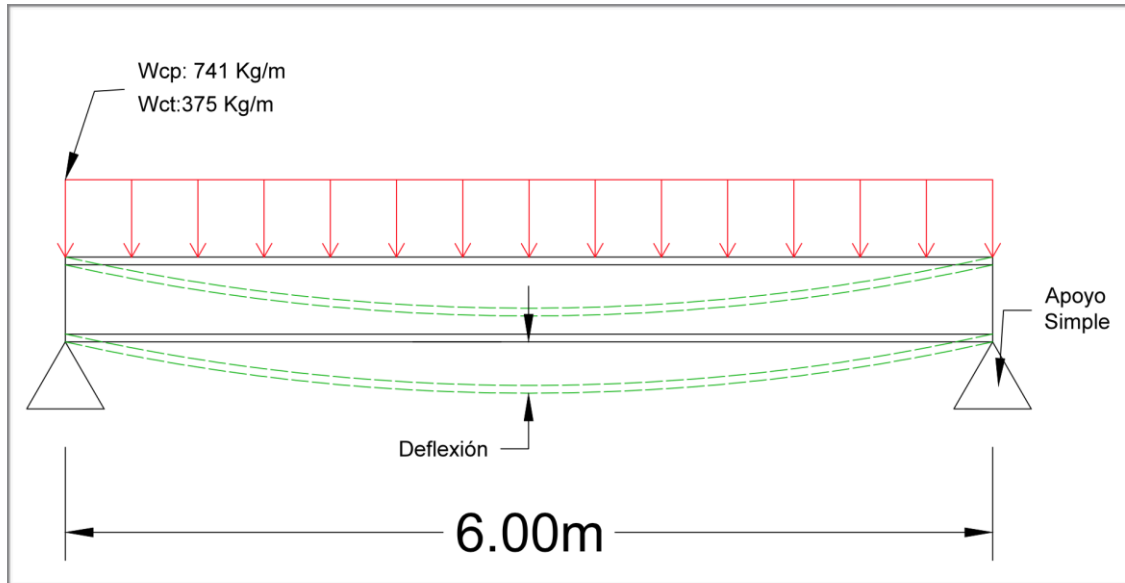


Figura 20. Deflexión por carga distribuida sobre viga. (Elaborado por el autor, 2017)

Según la tabla 2-4 del “AISC manual” el material del cual está construido la viga es A992 el cual tiene una tensión de fluencia (F_y) de 3500 Kg/cm². Por ende, siguiendo los procedimientos del ejemplo F.1-1A del “Design examples” determinamos la capacidad a flexión requerida, para lo que debemos determinar la combinación de carga que genere las mayores solicitaciones sobre la viga. Esta es la segunda combinación del Código Sísmico de Costa Rica (ecuación 6-2)

$$W_u = 1.2(W_{cp}) + 1.6(W_{ct})$$

$$W_u = 1.2(741\text{Kg/m}) + 1.6(375\text{Kg/m})$$

$$W_u = 1489.2\text{Kg/m}$$

Una vez que se calcula la capacidad máxima requerida a flexión para la vigueta, se procede por calcular el momento último que se genera de esta carga. Según la configuración establecida por el modelo de análisis del elemento y las condiciones de frontera previamente establecidos; el momento máximo generado según el capítulo 2 del ASCE 7 por esta combinación de carga está definido por la siguiente ecuación:

$$Mu = \frac{(Wu \cdot l^2)}{8}$$

$$Mu = \frac{(1489.2 \cdot 6^2)}{8}$$

$$Mu = 6701.4 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$Mu = 6.70 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

El criterio de diseño utilizado es el planteado por el International Building Code 2009 (IBC), según la sección 1604 “Requisitos de Diseño General” en la que se limitan las deflexiones máximas sobre diversos elementos de acuerdo con la tabla 1604.3

CONSTRUCTION	L	Sor w ^f	O+ Ld,g
Roof members: ^c			
Supporting plaster ceiling	1/360	1/360	1/240
Supporting nonplaster ceiling	1/240	1/240	1/180
Not supporting ceiling	1/180	1/180	1/120
Floor members	1/360	-	1/240
Exterior walls and interior partitions:			
With brittle finishes	-	1/240	-
With flexible finishes	-	1/120	-
Farm buildings	-	-	1/180
Greenhouses	-	-	1/120

Figura 21. Límites de deflexión propuestos por IBC. (Elaborado por el autor, 2017)

En esta tabla se pueden observar los diferentes límites de deflexión que existen para diferentes miembros estructurales y para los diferentes casos de carga, en la primera hilera se encuentra el caso “L” el cual corresponde al caso de carga Temporal, mientras que la tercera hilera corresponde al caso de carga Temporal más carga Permanente.

La deflexión que ocurre en el centro del claro de una viga simple por el efecto de una carga uniformemente distribuida se puede obtener por diversos métodos como: Área momento o Trabajo Virtual; en el libro Diseño de Estructuras de Acero en el capítulo 10.3, página 311 se plantea la formula clásica utilizada para el cálculo de esta deflexión, la cual es la siguiente:

$$\Delta = \frac{5Wl^4}{384EI}$$

Consecuentemente, se despeja la fórmula de deflexión en función del momento de inercia (I_{req}) para la deflexión máxima permitida según la tabla 1604.3 del IBC obteniendo la siguiente expresión:

$$I_{req} = \frac{5Wl^4}{384E\Delta}$$

Calculo de las deflexiones máximas permitidas para una viga según el criterio de IBC.

- Caso 1: Carga Temporal

$$\Delta_{max} = l/360$$

$$\Delta_{max} = 600cm/360$$

$$\Delta_{max} = 1.667cm$$

- Caso 2: Carga Temporal + Carga Permanente

$$\Delta_{max} = l/240$$

$$\Delta_{max} = 600cm/240$$

$$\Delta_{max} = 2.5cm$$

Calculo del momento de inercia requerido por las deflexiones en los 2 casos de estudio. (Es necesario recordar las unidades con las que se ingresan las variables de la formula, en este caso se deben trabajar todas las unidades en Kilogramos y centímetros).

- Caso 1: Carga Temporal (Anteriormente se determinó que la carga uniformemente distribuida sobre la viga es de 741 Kg/m, lo cual pasa a ser 7.41 Kg/cm)

$$I_{req} = \frac{5 \cdot 7.41kg/cm \cdot 600^4cm}{384 \cdot 2100000kg/cm^2 \cdot 1.667cm}$$

$$I_{req} = 3572cm^4$$

- Caso 2: Carga Temporal + Carga Permanente (La carga permanente tiene un valor de 375 Kg/m lo que es igual a 3.75 Kg/cm, por lo que la suma de ambas cargas es 11.16 Kg/cm)

$$I_{req} = \frac{5 \cdot 11.16Kg/cm \cdot 600^4cm}{384 \cdot 2100000Kg/cm^2 \cdot 2.5cm}$$

$$I_{req} = 3587cm^4$$

El segundo caso genera una mayor deflexión por lo que se requiere de un momento de inercia mayor para contrarrestar esta deformación, con este parámetro podemos elegir inicialmente una viga W de sección H de la base de datos de la AISC versión 14. (AISC Shapes Database v14). Según esta base de datos en la columna identificada como AK podemos encontrar los valores de momento de inercia para cada una de las secciones en unidades de mm^4 . La sección W12x14 cuenta con un momento de inercia de 3690cm^4 , lo cual es ligeramente superior al valor que necesitamos, por lo que se optó por elegir la sección W12x16, la cual tiene un momento de inercia de 4290cm^4 el cual es significativamente mayor al valor límite.

En la actualidad Costa Rica cuenta con una diversa variedad de materiales en la industria del acero y por lo general se puede encontrar fácilmente en el mercado para elementos con un peso menor a 70 libras por pulgada, que la mayoría de las secciones W cuenta con un esfuerzo de fluencia (F_y) de 3500Kg/cm^2 . De acuerdo con la información anterior, se puede asegurar que la sección W12x16 es compacta, y además se realiza la suposición de diseño que la viga está continuamente apoyado, por lo que solamente el estado límite de fluencia se debe de tomar en cuenta como se indica en la sección F2 del AISC 360-10.

La sección F2 indica que si la distancia libre entre apoyos (L_b) es menor al parámetro L_p , solamente se debe de aplicar la formula F2-1 para determinar el límite de fluencia de la sección y no se debe de tomar en cuenta el estado límite de pandeo lateral torsional de la formula F2-2.

A continuación, se explicará la suposición de diseño en la cual se asume que L_b es menor que L_p .

$$L_p = 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

El radio de giro (r_y) se encuentra en la columna AR de la AISC Shapes Database v14 en unidades de mm; para la sección W12x16 tiene un valor de 1.96 cm. Por lo que L_p da como resultado:

$$L_p = 85\text{cm}$$

Esto significa que para que la suposición de diseño sea correcta, la distancia abrazada de la viga o distancia libre entre apoyos debe ser menor a los 85 cm. Por último, se procede por determinar la capacidad de momento que tiene la viga, esto por medio de la aplicación de la ecuación F2-1 del AISC 360-10.

Calculo del estado límite de fluencia: $M_n = M_p = F_y \cdot Z_x$ según la formula F2-1 del AISC 360-10. A este valor se le debe multiplicar un coeficiente $\Phi_b = 0.90$ y de esta manera obtener la resistencia de diseño a flexión $\Phi_b M_n$. Donde Z_x es el módulo de sección plástico en torno al eje x, en la base de datos del AISC también podemos encontrar esta propiedad de la sección en la columna AL en unidades de mm^3 . Para la sección W12x16 el módulo de sección plástico (Z_x) es: 329 cm^3 . Introduciendo estos valores a la formula obtenemos:

$$Mn = 3500Kg/cm^2 \cdot 329cm^3$$

$$Mn = 1,151500Kg \cdot cm$$

$$Mn = 11.52Ton \cdot m$$

$$\Phi bMn = 10.39Ton \cdot m$$

Este valor debe ser comparado con el momento último que se desarrolla en la sección, y se debe de cumplir la siguiente relación donde la resistencia de diseño a flexión debe ser mayor al momento último. ($\Phi bMn \geq Mu$) Esta relación se cumple ya que:

$$10.39Ton \cdot m \geq 6.70Ton \cdot m$$

Viga de Carga:

Para elegir la viga de carga más apropiada para el modelo estructural se debe de elaborar un modelo de análisis en donde se especifiquen sus condiciones de frontera del elemento, dimensiones y posteriormente analizar el efecto que las cargas producen sobre el elemento viga. El diseño de una viga de sección I doblemente simétrica, flectada entorno a su eje fuerte se realiza según lo indicado en la sección F2 del AISC 360-10

Las vigas de carga en este modelo se encuentran conectadas por medio de conexiones rígidas por lo que se consideran como un empotramiento en ambos extremos del elemento como se muestra en la siguiente imagen. Las cargas que llegan a estas vigas son las transmitidas por las viguetas que reciben la carga de las losas. Las fuerzas

que actúan son puntuales, equivalentes al producto de la carga distribuida por la longitud de la vigueta. La carga distribuida sobre la vigueta, resultado de la segunda combinación de carga es de 1489.2 Kg/m y la distancia de la vigueta es de 6 metros por lo que las cargas que actúan sobre la viga de carga son equivalentes a:

$$Pu = \frac{1489.2 \text{ Kg/m} \cdot 6 \text{ m}}{2}$$

$$Pu = 4467.6 \text{ Kg}$$

$$Pu = 4.5 \text{ Ton}$$

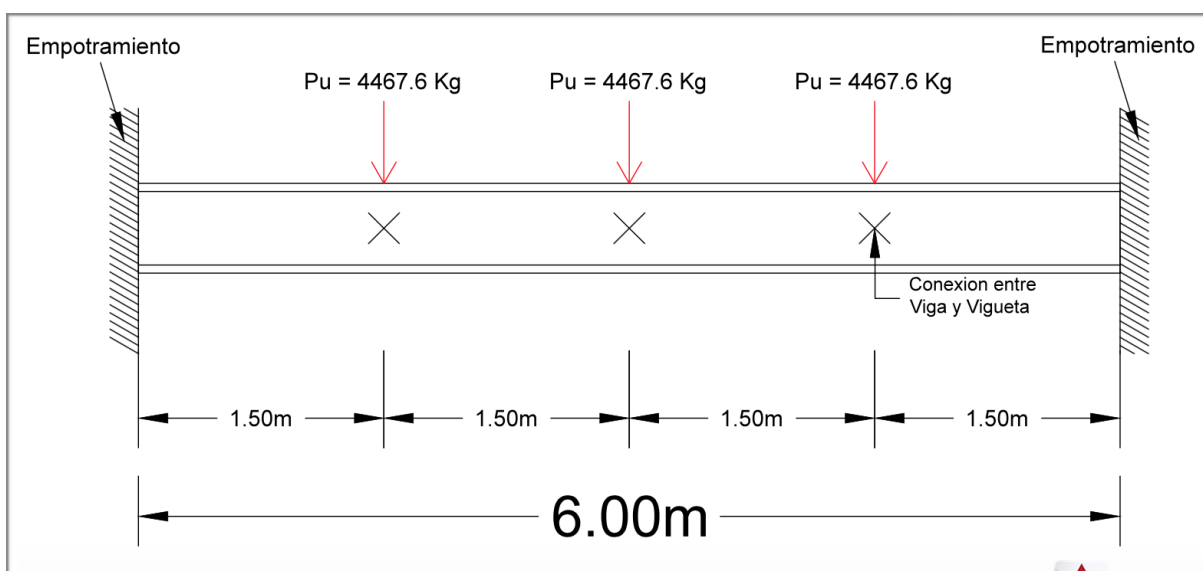


Figura 22. Diagrama de cargas aplicadas sobre elemento viga. (Elaborado por el autor, 2017)

Bajo esta configuración y el valor de las cargas aplicadas a elemento viga se puede determinar el momento que se desarrolla producto de estas cargas gravitacionales, el momento máximo desarrollado en la sección debido al efecto de la

segunda combinación de carga es de $M_u = 8376.75 \text{ Kg}\cdot\text{m}$, en la siguiente imagen se ilustra el diagrama de momento que se produce.

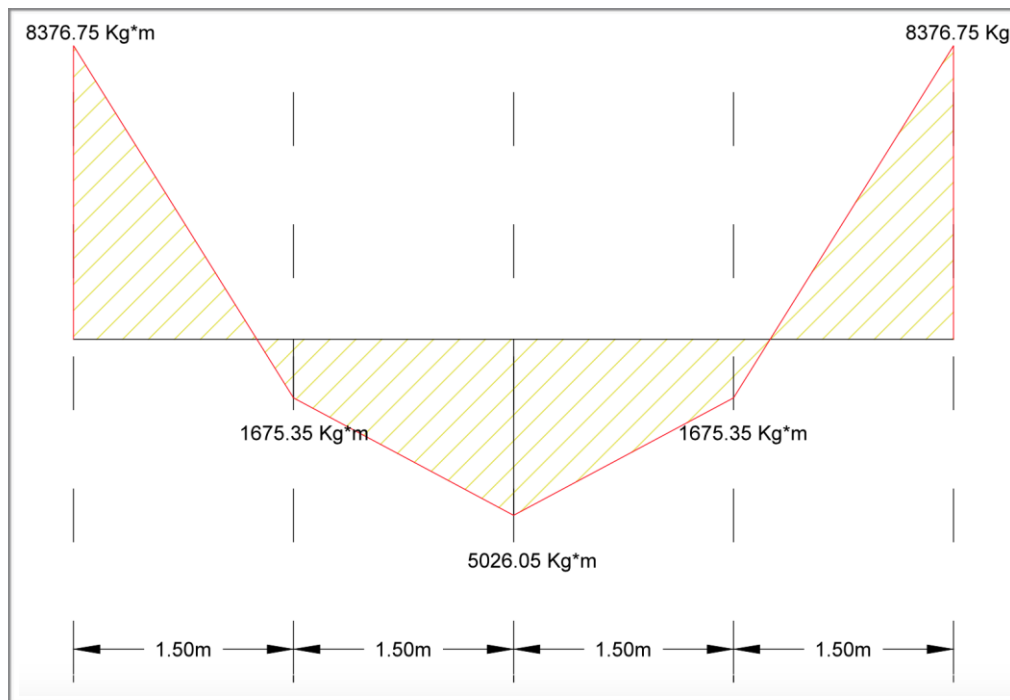


Figura 23. Diagrama de momento producto de las cargas aplicadas. (Elaborado por el autor, 2017)

De acuerdo con la sección F2 del AISC 360-10 para realizar el diseño de un elemento a flexión como la viga en cuestión, se debe de precisar si los elementos patín y alma de la sección son compactos o no compactos, según la tabla B4.1b. También se indica que todas las secciones W son compactas a excepción de las indicadas en esta misma sección.

En la sección se indica que se deben de revisar los 2 estados limite que aplican, que son: Fluencia y Pandeo Lateral Torsional. Estos estados limitan la capacidad a

flexión de la sección, según sus características geométricas y la configuración del modelo.

- Primer estado límite: Fluencia $M_n = M_p = F_y \cdot Z_x$, con ayuda del primer estado límite, podemos determinar un parámetro inicial para elegir la sección más adecuada para soportar la capacidad a momento. Si conocemos el material del cual será construido la sección, sabemos el valor del límite de fluencia del mismo ($F_y=3500 \text{ Kg/cm}^2$) Se elige alguna de las secciones de la base de datos de la cual

$$Z_x = \frac{M_n}{F_y}$$

$$Z_x = \frac{837675 \text{ Kg} \cdot \text{cm}}{3500 \text{ Kg/cm}^2}$$

$$Z_{xreq} = 239.34$$

Una sección que cumple este criterio ligeramente podrá soportar una capacidad a flexión ligeramente mayor a los 8376.75 Kg*m por lo que no se recomienda superar el criterio por poca diferencia de unidades, sabiendo esto y que posteriormente se deben de cumplir los criterios de deflexión la sección que se propone es W12x30 con un módulo plástico de 706 cm³, esta tiene una capacidad a flexión de:

$$M_n = M_p = 3500 \text{ Kg/cm}^2 \cdot 706 \text{ cm}^3$$

$$M_n = M_p = 2,47100 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_n = 24.71 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$\Phi_b M_n = 0.90 \cdot 24.71 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$\Phi_b M_n = 22.24 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

La capacidad de esta sección es de más del doble de la necesaria según las demandas de la segunda combinación de carga a pesar de esto la deformación que ocurrirá sobre este elemento será el que rija la elección final de la sección, sin dejar de lado la capacidad a flexión del mismo.

- Segundo estado límite: Pandeo Lateral Torsional, el cual se aplica únicamente cuando la distancia abrazada o distancia entre apoyos ($L_b = 150\text{cm}$) del elemento es mayor a L_p , el cual para calcularlo se necesita saber el material y el valor del radio de giro en torno al eje "y" el cual tiene un valor de 3,86cm y la formula es la siguiente:

$$L_p = 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p = 166.41\text{cm}$$

$L_b < L_p; 150\text{cm} < 166.41\text{cm}$ No aplica el segundo estado limite.

Columnas:

La elección inicial de las columnas se debe realizar de manera iterativa ya que el criterio para determinar la capacidad de un elemento solicitado a flexión y carga axial se encuentra en la sección H1 del AISC 360-10. Para poder realizar este análisis se deben de conocer precisamente las cargas que actúan sobre la estructura lo cual se determina mediante un análisis estructural con ayuda de la herramienta de cálculo el software SAP 2000. Inicialmente se propone una sección HSS 20"x20"x $\frac{3}{8}$ " acero A572. Esta es

conocida como una sección Jumbo y no se encuentran en la lista de la base de datos del AISC, por lo tanto, sus propiedades geométricas deben de ser calculadas.

Elemento	Sección	Cantidad por nivel
Vigueta	W12x16	27
Viga de Carga	W12x30	24
Columna	HSS 20"x20"x 3/8"	16

2.3 Análisis Estructural

El análisis estructural de una edificación consiste en el estudio de las fuerzas y cargas que actúan sobre la misma, los efectos que están generan y la respuesta de la estructura sobre estas acciones. Generalmente un análisis estructural consiste en determinar la respuesta de un elemento o estructura bajo el efecto de diversas cargas bajo distintas combinaciones según lo indique el código sísmico respectivo. Los efectos que estas cargas generan se representan en diversos diagramas ya sean de momento, fuerza cortante o fuerza axial. Estos diagramas son de gran importancia ya que debido a estos podemos determinar la capacidad que un elemento requiere según la combinación de cargas más crítica. El Análisis estructural también nos ayuda a definir aspectos esenciales para la estabilidad de una estructura y su correcto comportamiento como lo son las deformaciones o desplazamientos entre un nivel y otro y las deflexiones que ocurren sobre los elementos a flexión.

Para realizar un análisis estructural se deben de tomar en consideración las cargas que actuarán sobre la estructura y el método que se utilizará para realizar el análisis, además de la geometría de la estructura, las dimensiones de los elementos estructurales y los materiales con los que se fabricaron los elementos estructurales, esto debido a que los materiales y la geometría son los encargados de determinar aspectos esenciales para el análisis como lo son el momento de inercia el cual depende de la geometría de los elementos, el módulo de elasticidad que se define según el material, entre otros.

El análisis que se realizó sobre el sistema constructivo en cuestión se realizó con ayuda del software de análisis estructural SAP 2000 de CSI y bajo las recomendaciones del Código Sísmico de Costa Rica 2010. El mismo consiste en un estudio mediante el método estático según los puntos estipulados en el Código Sísmico de Costa Rica el cual indica que se deben de determinar diversos parámetros de la estructura que ayuden a definir sus cualidades estructurales

Para realizar un análisis estructural con la herramienta SAP 2000 se deben de crear todos y cada uno de los elementos estructurales que conformarán la estructura, inicialmente se realizó una malla o guía la cual determina la longitud de las bahías, la cantidad de bahías en cada dirección X y Y según el sistema de coordenadas utilizadas, la altura entre los niveles en la dirección Z también según el sistema de coordenadas.

Luego se debe proceder por crear los elementos que conforman el sistema estructural (Vigas, columnas y losas) de los cuales para este caso los elementos vigas fueron exportados de la base de datos del AISC (AISC14.pro) que el software trae consigo, bajo la categoría de secciones W; para las sesiones tipo columna, también se pueden exportar los elementos desde la base de datos, pero debido a la necesidad de mayores dimensiones las mismas fueron creadas manualmente bajo la categoría de secciones HSS.

EL software permite crea los elementos ingresando las dimensiones del elemento columna como lo son la base, el ancho y el espesor; para este caso se crearon secciones HSS cuadradas, donde la base y el ancho son iguales, y el espesor es el mismo en toda la sección. Tanto los elementos columna como viga son identificadas como secciones "Frame". Las losas son secciones área, tipo "Shell" definida como una membrana, con un modificador de peso igual a cero y un modificador de masa igual a cero, debido a que según el desglose propuesto para carga permanente se esta ya tomando en cuenta el peso del concreto propio de la losa.

Una vez creados los elementos que conformaran la estructura se debe de crear los patrones de carga que se aplicaran a la edificación, estos patrones de carga están definidos según el código sísmico correspondiente y son identificados como carga temporal y carga viva, carga de sismo (en cada dirección según el sistema de coordenadas locales, como corresponda) entre otras.

Al crear los diferentes patrones de carga se deben de definir sus características en el caso de que estas lo requieran, como lo es el tipo de carga y un factor de multiplicación de su propio peso; para el caso de las cargas de sismo se debe de definir el patrón de carga lateral automático el cual se definió como: "User Coefficient" el cual utiliza el coeficiente sísmico y el peso de la estructura para determinar la fuerza sísmica aplicada a cada entre piso. Para seleccionar cual es el peso de la estructura se debe de definir la fuente de masa o "Mass Source" la cual debe de tomar en cuenta según el Código Sísmico de Costa Rica, todo el peso de los elementos estructurales o carga permanente y 0,15 veces la carga temporal sobre la estructura. Consecuentemente también se realizó un cálculo manual para obtener el coeficiente sísmico y las fuerzas sísmicas horizontales aplicadas a cada nivel por medio del método estático.

Seguidamente se crean las combinaciones de carga que se determinan según el código sísmico que se utilice. En este caso se crearon 10 combinaciones de carga, una envolvente y dos combinaciones de servicio para determinar revisar las deflexiones que ocurren en los elementos tipo viga.

Una vez que se definen todas las distancias, se crean todos los elementos y se definen todas las cargas y características de la estructura se procede por realizar el modelado de la estructura dibujando inicialmente los elementos "Frame", luego los elementos tipo área y por último se asignan las propiedades de los apoyos a la fundación (empotramientos).

Para aplicar las cargas a la estructura se seleccionan todos los elementos área y se les asignan las cargas permanentes y temporales respectivamente, las áreas se encuentran divididas entre vigueta y vigueta, comportándose como losas que cargan en una sola dirección y tributan directamente a las viguetas. Es de suma importancia verificar la dirección de carga de estas losas debido a que el software de manera arbitraria distribuye la carga de las losas en la dirección X del sistema de coordenadas; debido a que la distribución arquitectónica de las losas se encuentra alternada, a varias de las losas en los diferentes niveles se les deben de rotar los ejes locales 90 grados para que de esta manera el eje X cambie de dirección y tribute correctamente a las vigas.

Con el modelo dibujado, las cargas aplicadas y los apoyos a tierra definidos, solamente queda determinar el coeficiente sísmico que se debe aplicar a la estructura según sus características y correr el modelo para los diferentes estados de carga. Para la estructura de 3 niveles el coeficiente sísmico es de 0,2012.

Al correr el modelo se pueden obtener los resultados de las diferentes combinaciones de carga y los patrones de carga. Entre los resultados que se obtienen se encuentran los diagramas de fuerzas cortantes, axiales, de momento en diferentes ejes para los elementos tipo "Frame" de la estructura, también se pueden obtener los desplazamientos o deflexiones máximas sobre estos elementos.

Por medio de los diagramas de fuerzas y momento sobre el elemento podemos determinar la Carga Última y el Momento Último los cuales son necesarios para

determinar la capacidad máxima de un elemento al compararlos con la capacidad máxima del mismo, en otras palabras; la capacidad máxima de un elemento según la base de diseño utilizada debe ser mayor a la carga última determinada por el análisis estructural. Este análisis debe ser realizado para cada uno de los elementos de la estructura como lo son las viguetas, vigas y columnas.

Otro aspecto que debe ser revisado con ayuda de la herramienta de cálculo SAP 2000 son los desplazamientos laterales por nivel de la estructura, esto con el fin de verificar que se cumple con los límites de desplazamientos establecidos por el Código Sísmico de Costa Rica 2010. Estos desplazamientos deben ser verificados para los casos de carga identificados como Carga Sísmica X y Carga Sísmica Y. Estos casos son los que generan los mayores desplazamientos laterales sobre la estructura.

Para realizar el análisis de una estructura se deben de cumplir diversos criterios inicialmente, como lo son los desplazamientos laterales. No se pueden realizar los diseños de las vigas, columnas, conexiones y otros elementos estructurales si la edificación no cumple con los límites de desplazamientos y los elementos con los límites de deflexión. Inicialmente se realiza un modelo con características previamente definidas y se analiza su comportamiento bajo las cargas sísmicas que son las encargadas de generar los mayores desplazamientos laterales. Para esto se deben generar diferentes iteraciones variando datos como el periodo fundamental de vibración y las secciones hasta que se cumplan con los requisitos necesarios.

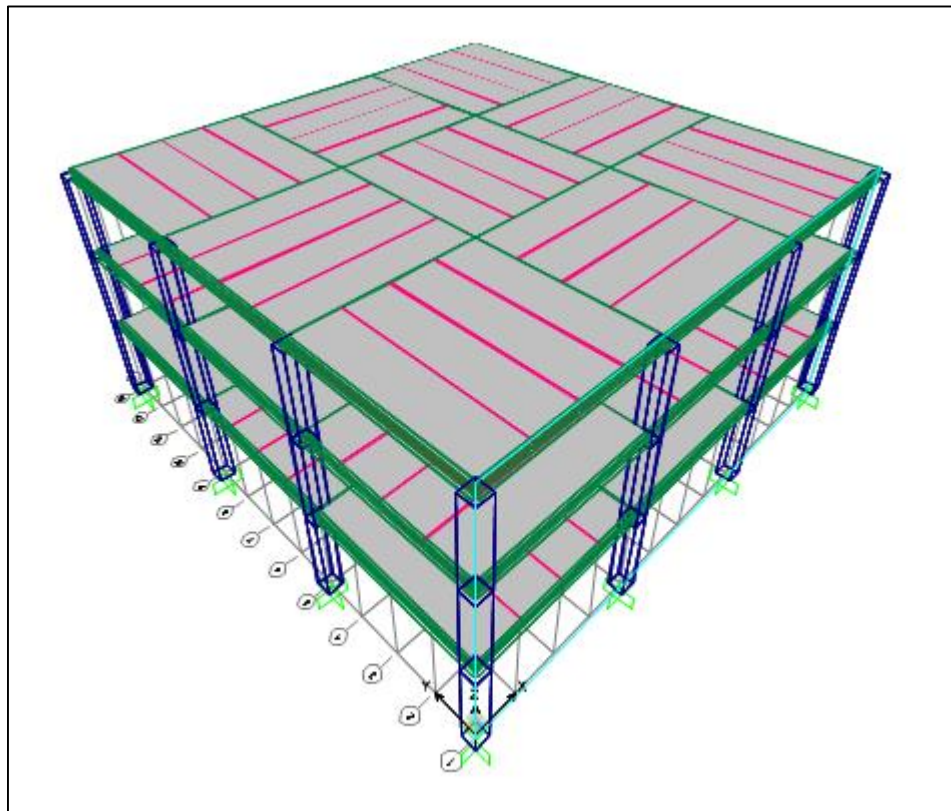


Figura 24. Vista en 3-D de la estructura de 3 niveles. (Elaborado por el autor, 2017)

Los pesos y cargas utilizados en este modelo se muestran en las siguientes imágenes, donde se muestran los pesos de cada elemento, la cantidad de los mismos por nivel y las fuerzas sísmicas.

Elemento	Sección	Peso(Kg/m)	Long(m)	Cant x nivel	Peso total(Kg)
Viga Carga	W12X30	44,5	6	24	6408
Vigueta	W12X16	23,8	6	27	3855,6
HSS Jumbo	20x20x3/8	139,89	3	16	6714,58

Nivel	Cargas (Kg/m2)	
	Carga Perma.	Carga Temp.
Entrepiso	494	250
Azotea	336	200
Area	324	
H niveles	3	

Nivel	Altura (m)	Wcp(Kg)	Wct(Kg)	Wtotal(Kg)	W*H(Kg*m)	F sis (Kg)
1	3	177034,1779	81000	189184,1779	567552,5338	20160,66
2	6	177034,1779	81000	189184,1779	1135105,068	40321,33
3	9	122484,889	64800	132204,889	1189844,001	42265,77
TOTAL	-----	-----	-----	510573,2448	2892501,602	102748

Tabla 6. Elementos, Cargas y fuerzas sísmicas aplicadas a cada nivel. (Elaborado por el autor, 2017)

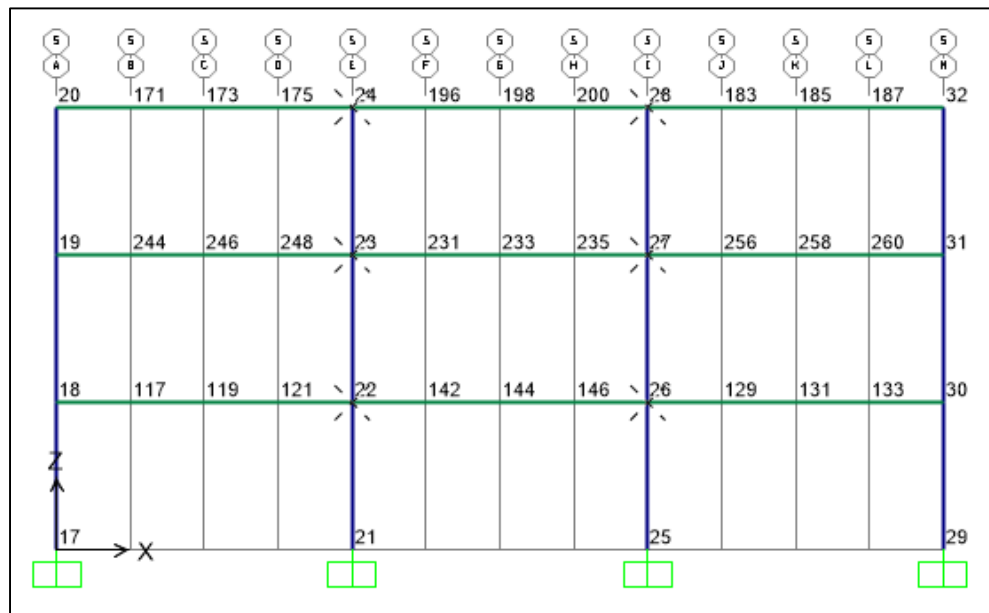


Figura 25. Nodos analizados para desplazamientos. (Elaborado por el autor, 2017)

Todos los nodos se desplazan en conjunto, verificando la condición necesaria propuesta por el Código Sísmico de Costa Rica el cual indica que los entrepisos deben de comportarse como diafragmas rígidos.

Primera Iteración

La primera iteración se realizó con un coeficiente sísmico igual a 0,2012, este coeficiente generó los desplazamientos que se muestran en la siguiente imagen, debido a la distribución de las losas y la configuración de las vigas y viguetas, los desplazamientos que ocurren por el sismo en la dirección X son iguales a los

desplazamientos en la dirección Y, por lo tanto, solo se muestran los resultados en una de las dos direcciones de los nodos con mayores desplazamientos.

Joint	Caso	Desp (m)
21	C.S.X.	0
22	C.S.X.	0,005935
23	C.S.X.	0,01763
24	C.S.X.	0,029665
25	C.S.X.	0
26	C.S.X.	0,005935
27	C.S.X.	0,01763
28	C.S.X.	0,029665

Tabla 7. Desplazamiento en los nodos. (Elaborado por el autor, 2017)

El cálculo de las derivas se realizó por medio de una hoja de cálculo de Excel previamente programada. La deriva según el Código Sísmico de Costa Rica, se calcula mediante la ecuación 7-8 y los resultados de la primera iteración se muestran en la siguiente imagen.

Nivel	Despla. (m)	Deriva (%)
1	0,005935	1,187
2	0,01757	2,327
3	0,02958	2,402

Tabla 8. Desplazamientos y derivas de cada nivel. (Elaborado por el autor, 2017)

Como se puede observar las derivas no cumplen con los límites de desplazamientos estipulados en el Código en la tabla 7.2, debido a que el límite para estructuras con sistema estructural tipo marco y edificaciones clase D es de 0.020, es decir un 2% del desplazamiento. Esta estructura desarrolla un desplazamiento de más del 2% en la primera iteración, por lo tanto, no cumple con los límites de desplazamiento.

Sistema estructural (según artículo 4.2)	Edificaciones A y C (Limitación severa según artículo 4.1)	Edificaciones B, D y E (Limitación normal según artículo 4.1)
tipo marco	0.0125	0.020
tipo dual	0.0125	0.018
tipo muro	0.0100	0.010
tipo voladizo	0.0125	0.020
tipo otros	0.0065	0.010

Figura 26. Límites de desplazamiento para diferentes sistemas estructurales. (Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos de Costa Rica, 2010)

Por otra parte, se debe de realizar el recalcu lo del periodo fundamental de vibración de la estructura por medio de la ecuación 7-3. La cual indica que se debe de realizar un recalcu lo del primer modo de vibración de la estructura según el comportamiento de las fuerzas y los desplazamientos. El resultado de este nuevo periodo se puede observar en la siguiente imagen con su respectivo Factor Espectral Dinámico, donde también se puede notar que se realizó un chequeo, el cual indica que la diferencia que debe haber entre el periodo inicial y el recalculado será menor a un 5%. Este parámetro tampoco se cumple. Esto indica que se debe de realizar una segunda iteración utilizando otro coeficiente sísmico obtenido por medio del nuevo periodo de la estructura.

	Periodo (s)	FED
Periodo A (T)	0,36	1,118
Periodo N (T)	0,591129737	0,8519
Chequeo	64,2027048	
	No Cumple	

Tabla 9. Periodos y Factores espectrales dinámicos. (Elaborado por el autor, 2017)

Segunda Iteración

La segunda iteración se realizó con un coeficiente sísmico calculado con un FED de 0,8519 lo que nos da un resultado de 0,1533. Al ingresar este valor al software de

análisis estructural debemos revisar los desplazamientos generados sobre la estructura, estos son mostrados en la siguiente imagen:

Joint	Caso	Desp (m)
21	C.S.X.	0
22	C.S.X.	0,004522
23	C.S.X.	0,013435
24	C.S.X.	0,022602
25	C.S.X.	0
26	C.S.X.	0,004522
27	C.S.X.	0,013435
28	C.S.X.	0,022602

Tabla 10. Desplazamientos en los nodos. (Elaborado por el autor, 2017)

Al ingresar estos datos a la hoja de cálculo de Excel, denominada como "Modelo 3N" podemos determinar las derivas que estos desplazamientos provocan, y determinar si se cumplen con los límites establecidos en el Código. Los resultados de las derivas son los siguientes:

Nivel	Despla. (m)	Deriva (%)
1	0,00452	0,904
2	0,01343	1,782
3	0,0226	1,834

Tabla 11. Desplazamientos y derivas de cada nivel. (Elaborado por el autor, 2017)

En esta imagen se puede notar como las derivas de esta iteración si cumplen con los límites de desplazamientos de la tabla 7.2 del Código Sísmico de Costa Rica, debido a que ninguna de las derivas supera el 2% de desplazamiento entre niveles.

Al igual que en el primer caso de iteración, se debe de realizar un recalcu del primer modo de vibración de la estructura y comparar que este nuevo periodo no difiera en más de un 5% con el periodo anteriormente utilizado para obtener estos resultados.

	Periodo(s)	FED
Periodo A (T)	0,591129737	0,8519
Periodo N (T)	0,591947392	0,8516
Chequeo	0,138320604	
	Cumple	

Tabla 12. Periodos y Factores espectrales dinámicos. (Elaborado por el autor, 2017)

El recalcu del periodo nos muestra un resultado muy similar al anteriormente obtenido y por medio de la programación de la hoja de Excel podemos determinar que el recalcu cumple con el criterio (Chequeo) ya que la diferencia es menor a un 5% y la diferencia entre los "FED" también es muy poca, lo que quiere decir que el cambio en el coeficiente sísmico será mínimo, debido a que los demás parámetros para calcular el coeficiente sísmico no han cambiado, como lo son la aceleración pico efectiva, la sobre resistencia y el factor de importancia. Si se realiza un nuevo cálculo para el coeficiente sísmico con este último factor espectral dinámico se obtiene un resultado de: 0,15328 el cual es prácticamente igual al utilizado inicialmente en la segunda iteración.

Una vez finalizada la segunda iteración y sabiendo que se cumplen con los criterios de desplazamiento para este tipo de estructuras se procede a revisar las deflexiones máximas ocurridas en los elementos viga. El criterio para las deflexiones máximas no se encuentra propiamente en el Código Sísmico de Costa Rica. El criterio comúnmente utilizado es el propuesto por el IBC según la tabla 1604.3 (Deflection limits) el cual fue previamente mencionado y utilizado para elegir inicialmente las secciones viga. Estos límites solamente se aplican a las secciones identificadas como vigas o viguetas.

Elemento Vigueta (W12x16)

Para realizar la revisión de las deflexiones se crean dos combinaciones de carga que no se encuentran definidas en el Código Sísmico de Costa Rica, estas fueron creadas bajo el nombre SERVICIO 1(carga temporal) y SERVICIO 2(carga temporal + carga permanente), las cuales solo toman en cuenta las cargas permanentes y temporales sin mayorar para analizar las deformaciones. Según las cargas aplicadas al modelo y las características de la sección, la respuesta que esta obtiene de estas cargas se muestra en la siguiente imagen.

- Primer caso: Servicio 1

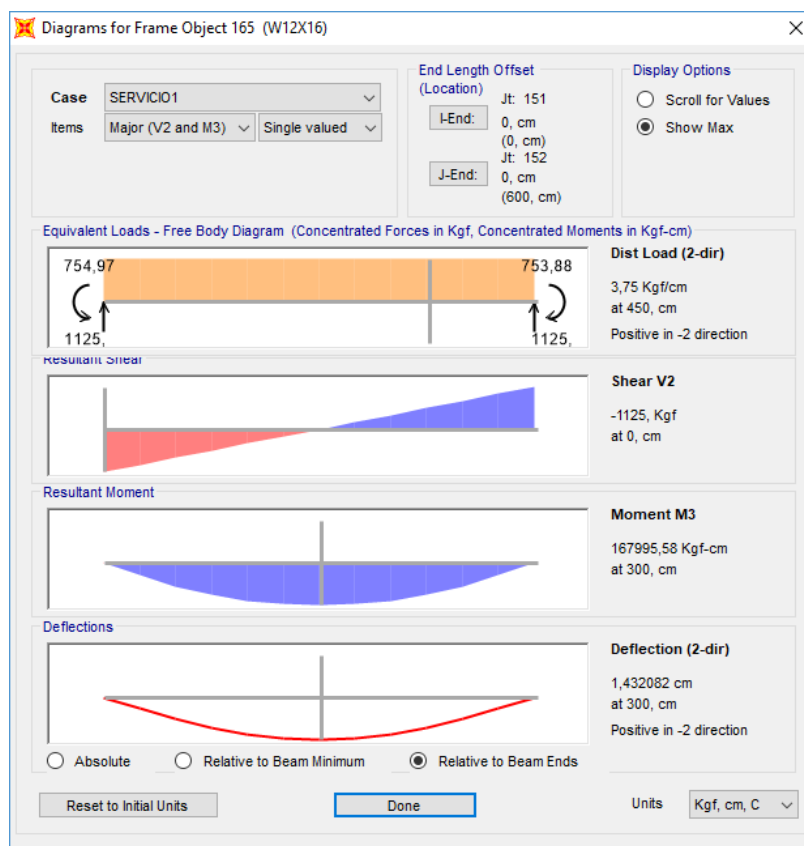


Figura 27. Deflexión máxima primer caso, servicio 1. (Elaborado por el autor, 2017)

Para el primer caso "SERVICIO 1" La máxima deflexión ocurre en el centro del claro de la viga y tiene un valor de 1.43cm este valor debe ser menor al calculado anteriormente, el cual tiene un valor de 1.667cm, por lo tanto, para el primer caso la deflexión máxima cumple con el límite establecido.

- Segundo caso: Servicio 2

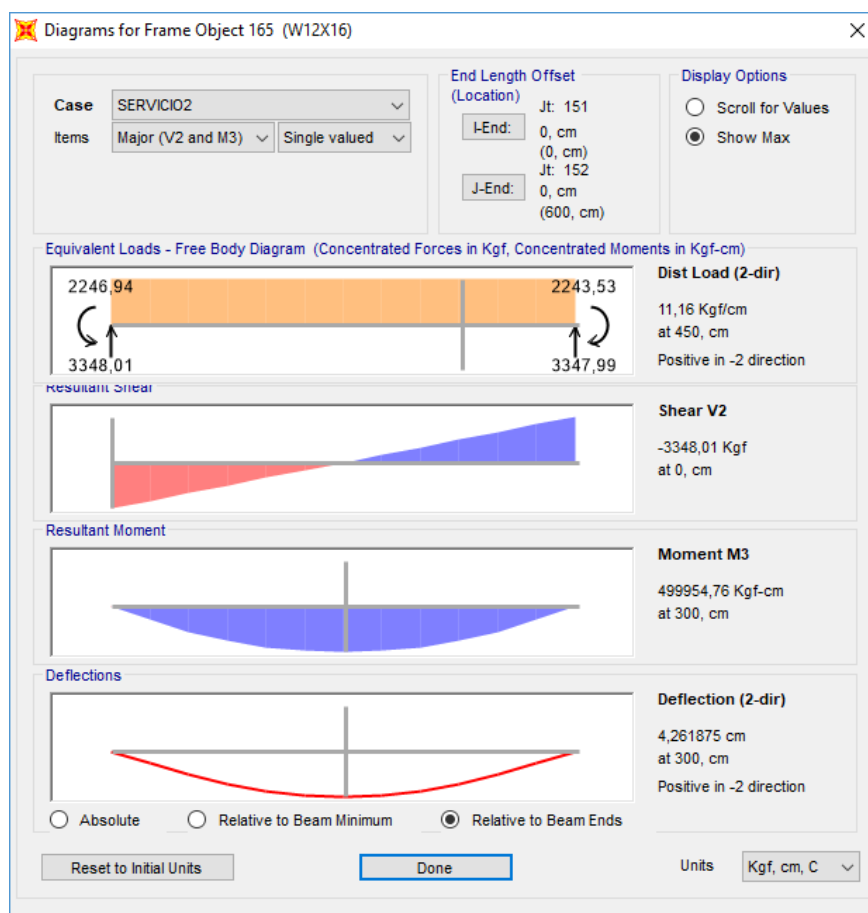


Figura 28. Deflexión máxima segundo caso, servicio 2. (Elaborado por el autor, 2017)

En el segundo caso se puede apreciar al final de la imagen como el desplazamiento generado es significativamente mayor al del caso 1 con una deflexión de

4.26 cm; comparando este valor con el límite anteriormente calculado del criterio del IBC el cual es de 2.5cm se puede determinar que la deflexión que ocurre sobre el elemento vigueta incumple con el criterio y por lo tanto se debe de proponer otra sección.

Elemento Viga de Carga (W12x30)

Las deflexiones ocurridas sobre este elemento se muestran en las siguientes imágenes y de igual manera se identifican como caso 1 y caso 2 respectivamente.

- Primer caso: Servicio 1.

Deflexión máxima: 0.34cm. Límite de deflexión por criterio del IBC: 1.667cm. Por lo tanto, la sección W12x30 cumple con el criterio para el primer caso de carga.

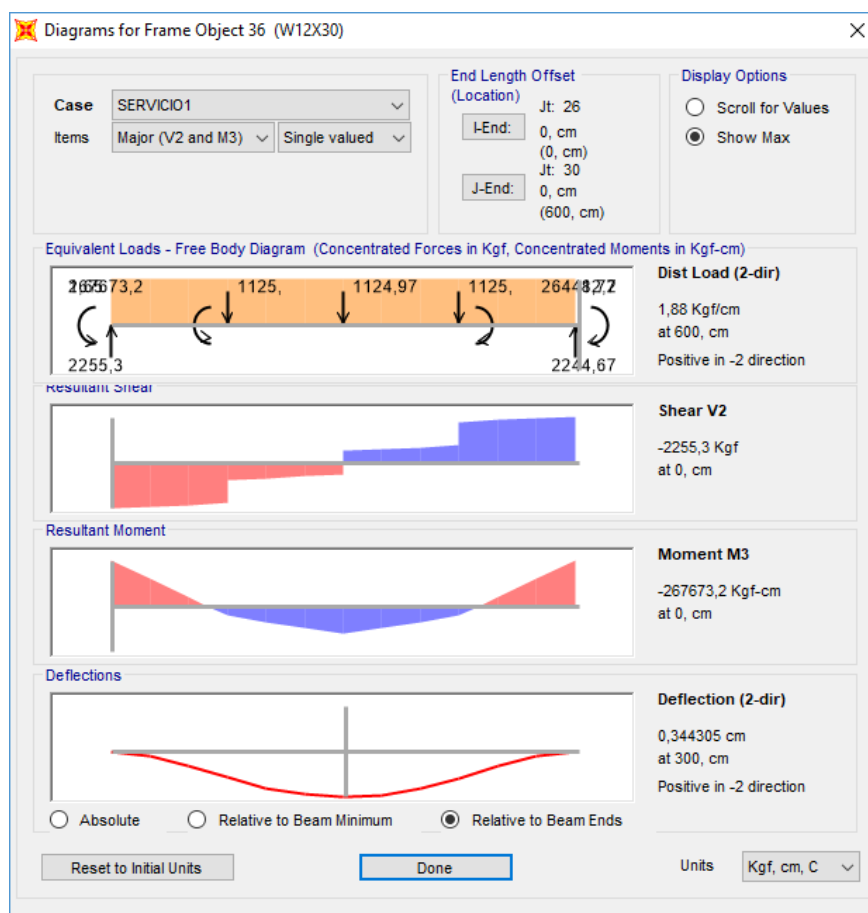


Figura 29. Deflexión máxima primer caso, servicio 1. (Elaborado por el autor, 2017)

- Segundo caso: Servicio 2

Deflexión máxima: 1.02cm. Límite de deflexión por criterio del IBC: 2.5cm. Por lo tanto, la sección W12x30 también cumple con el criterio de deflexión para el segundo caso de carga. Esto indica que la sección elegida no debe ser cambiada y puede ser utilizada si la capacidad de carga de esta es mayor a la solicitada.

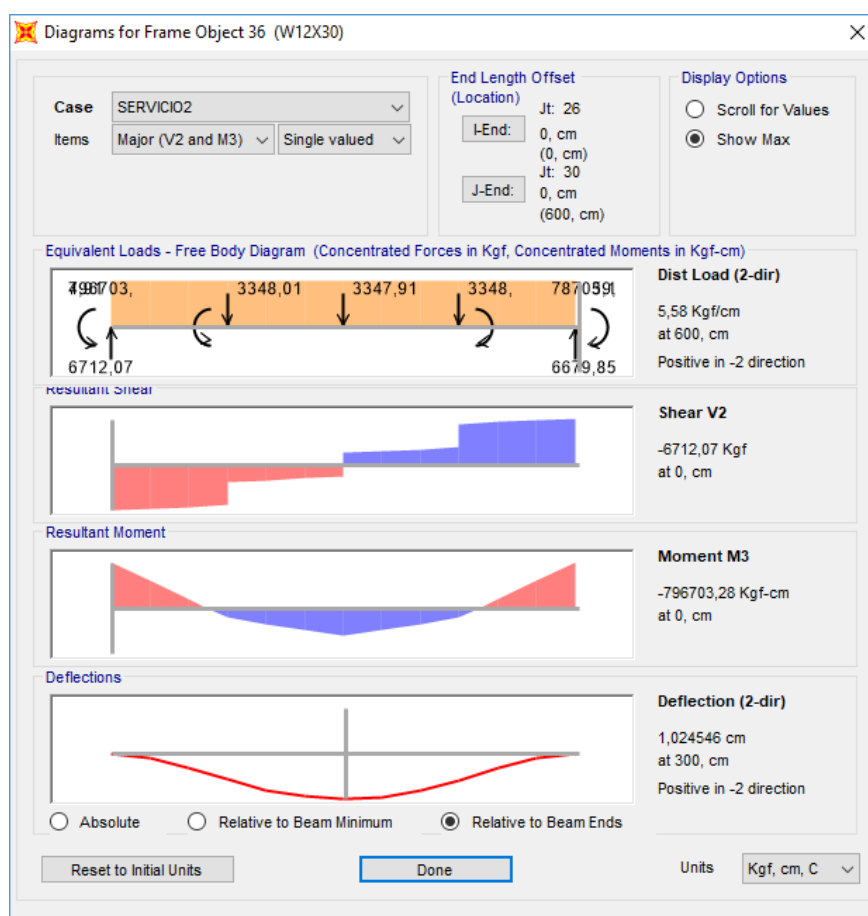


Figura 30. Deflexión máxima segundo caso, servicio 2. (Elaborado por el autor, 2017)

Sabiendo que se debe de cambiar una de las secciones utilizadas en el modelo (viguetas) se procede a realizar el cambio en el modelo estructural, sin cambiar ninguna

de las otras características de la estructura como lo son las cargas, combinaciones de carga, casos de carga, entre otros. En otras palabras, el único cambio que se debe realizar sobre el modelo son las viguetas, para iniciar nuevamente con el proceso de iteración producto del efecto del coeficiente sísmico.

El segundo modelo de análisis cuenta con los siguientes elementos y con las fuerzas que se muestran en las siguientes imágenes, las cargas permanecen iguales a las del primer modelo. Se determinó que se debe de disminuir la dimensión de la columna y cambiar la vigueta.

Elemento	Sección	Peso(Kg/m)	Long(m)	Cant x nivel	Peso total(Kg)
Viga Carga	W12X30	44,5	6	24	6408
Vigueta	W12X26	38,7	6	27	6269,4
HSS Jumbo	17x17x5/8	190,93	3	16	9164,68

Tabla 13. Cantidad de elementos por nivel. (Elaborado por el autor 2017)

Nivel	Altura (m)	Wcp	Wct	Wtotal	W*H	F sis (Kg)
1	3	181898,0845	81000	194048,085	582144,2536	20673,42
2	6	181898,0845	81000	194048,085	1164288,507	41346,84
3	9	126123,7423	64800	135843,742	1222593,68	43417,41
TOTAL	-----	-----	-----	523939,911	2969026,441	105438

Tabla 14. Fuerzas sísmicas aplicadas en cada nivel. (Elaborado por el autor, 2017)

Primera Iteración

La primera iteración del segundo modelo de análisis se realizó con un coeficiente sísmico de 0,2012 igual al utilizado inicialmente en el primer modelo de análisis, esto debido a que las características utilizadas para determinar inicialmente este coeficiente son iguales en ambos casos. Los resultados de los desplazamientos laterales y las derivas de esta primera iteración del segundo modelo se muestran en las siguientes imágenes.

Joint	Caso	Desp (m)
21	C.S.X.	0
22	C.S.X.	0,006139
23	C.S.X.	0,018293
24	C.S.X.	0,030782
25	C.S.X.	0
26	C.S.X.	0,006139
27	C.S.X.	0,018293
28	C.S.X.	0,030782

Tabla 16. Desplazamientos de los nodos (Elaborado por el autor, 2017).

Se puede observar que las derivas no cumplen con los límites establecidos en el Código Sísmico de Costa Rica, pero todavía se debe de realizar el recalcu del primer modo de vibración de la estructura el cual generara que cambie el periodo y por ende un cambio en el factor espectral dinámico y por ultimo un cambio en el coeficiente sísmico.

Como se observa, el recalcu del periodo muestra un cambio significativo en el periodo de la estructura por lo que se debe de determinar nuevamente el coeficiente sísmico, además el chequeo que revisar la diferencia entre periodos no cumple, por lo tanto, debido a que las derivas no cumplen y la diferencia entre periodos es mayor al 5% se debe de realizar una segunda iteración sobre este modelo para determinar si el mismo cumple con los límites de desplazamiento.

Nivel	Despla. (m)	Deriva(%)
1	0,006139	1,2278
2	0,018293	2,4308
3	0,030782	2,4976

Tabla 15. Desplazamientos y derivas por nivel (Elaborado por el autor, 2017)

	Periodo(s)	FED
Periodo A (T)	0,36	1,118
Periodo N (T)	0,603598975	0,8342
Chequeo	67,66638187	
	No Cumple	

Tabla 17. Periodos y Factores espectrales dinámicos. (Elaborado por el autor, 2017)

Segunda iteración

Resultados de la segunda iteración; se realizó con un coeficiente sísmico igual a 0,150 el cual fue obtenido por medio de la ecuación 5-1 del código en uso, con un factor espectral dinámico de 0,8342.

Joint	Caso	Desp (m)
21	C.S.X.	0
22	C.S.X.	0,004576
23	C.S.X.	0,013638
24	C.S.X.	0,022948
25	C.S.X.	0
26	C.S.X.	0,004576
27	C.S.X.	0,013638
28	C.S.X.	0,022948

Nivel	Despla. (m)	Deriva(%)
1	0,004576	0,9154
2	0,013638	1,8124
3	0,022948	1,862

Tabla 18. Desplazamientos y derivas por nivel. (Elaborado por el autor, 2017)

Tabla 19. Desplazamientos de los nodos. (Elaborado por e autor, 2017)

Según el criterio del Ingeniero Andrés Reyes (Vía comunicación oral, Abril 2017) el mismo recomienda que las derivas obtenidas de los desplazamientos laterales no se encuentren muy cercanos al valor límite establecido por el código, y que se recomienda

llevar las derivas hasta un valor cercano al 1.8% y no mayor al 1.9% El recalcu lo del primer modo de vibración para la segunda iteración del segundo modelo de análisis muestra la siguiente información.

	Periodo	FED
Periodo A (T)	0,603598975	0,8342
Periodo N (T)	0,603360159	0,8301
Chequeo	0,039565371	
	Cumple	

Tabla 20. Periodos y FED. (Elaborado por el autor, 2017)

En las imágenes se muestra como los desplazamientos máximos sobre los nodos generan derivas que no superan los límites establecidos ya que todos se encuentran por debajo del 2%, además al realizar el recalcu lo del periodo se demuestra que el cambio es muy bajo y por lo tanto el cambio en el "FED" también lo es, lo que representa un cambio indiferente en el coeficiente sísmico.

Se puede asegurar que la estructura del segundo modelo de análisis cuenta con la rigidez necesaria para distribuir y soportar las cargas sísmicas transmitidas por los apoyos y cumplir con los límites de desplazamiento establecidos.

Consecuentemente se debe realizar la revisión de las deflexiones sobre los elementos viga para determinar si estos cumplen con los criterios de deflexión máxima permitida propuestos por el IBC.

Elemento Vigueta (W12x26)

Anteriormente se demostró que la viga utilizada en el primer modelo, no contaba con las características inerciales para resistir la deflexión máxima producto de las cargas estáticas. Nuevamente se realiza un análisis de deflexiones para determinar si la sección es adecuada para estas cargas y la longitud requerida.

- Primer caso: Servicio 1

La deflexión máxima ocurre en el centro del claro de la viga y tiene un valor de 0,72cm lo cual es menor al valor límite calculado por el criterio del IBC (1,667cm)

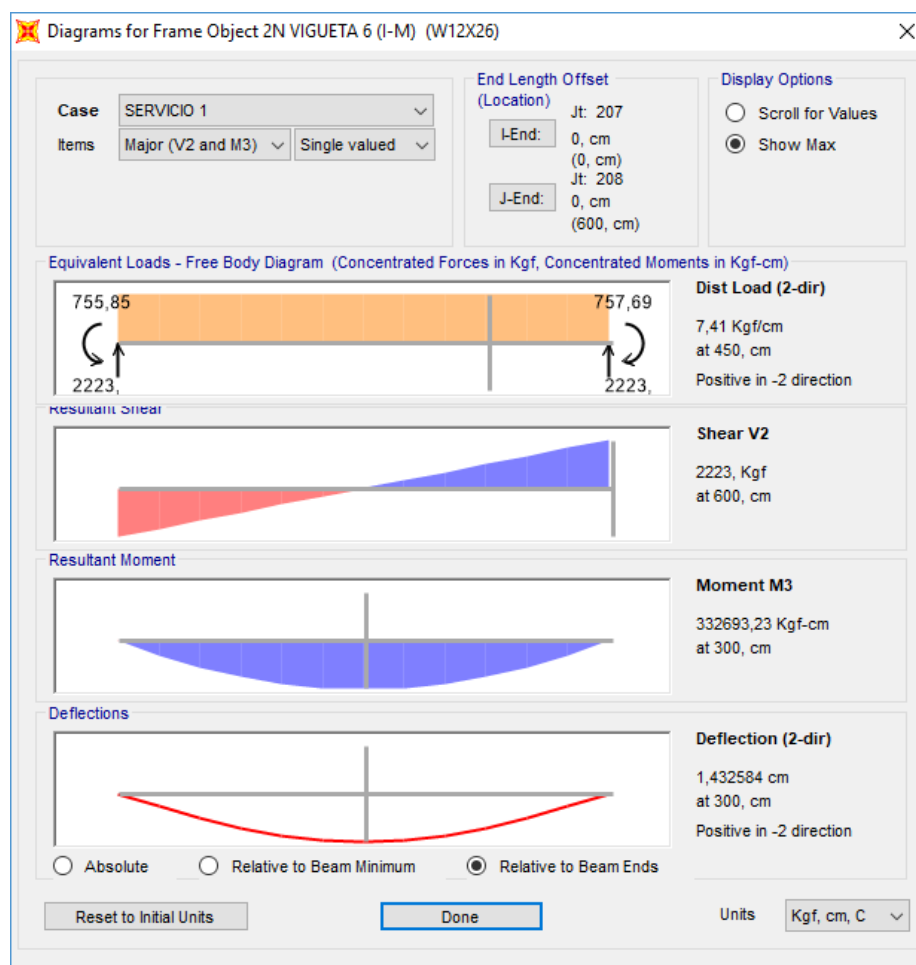


Figura 31. Deflexión máxima primer caso, servicio 1 (Elaborado por el autor, 2017)

- Segundo caso: Servicio 2

El segundo caso de carga genera una deflexión máxima de 2,16cm en el centro del claro de la viga; este valor es menor al límite del criterio del IBC calculado por la ecuación ($L/240$) el cual tiene un valor de 2,5 cm. Con estos resultados se puede afirmar que la sección puede ser utilizada ya que cumple con ambos criterios de deflexión.

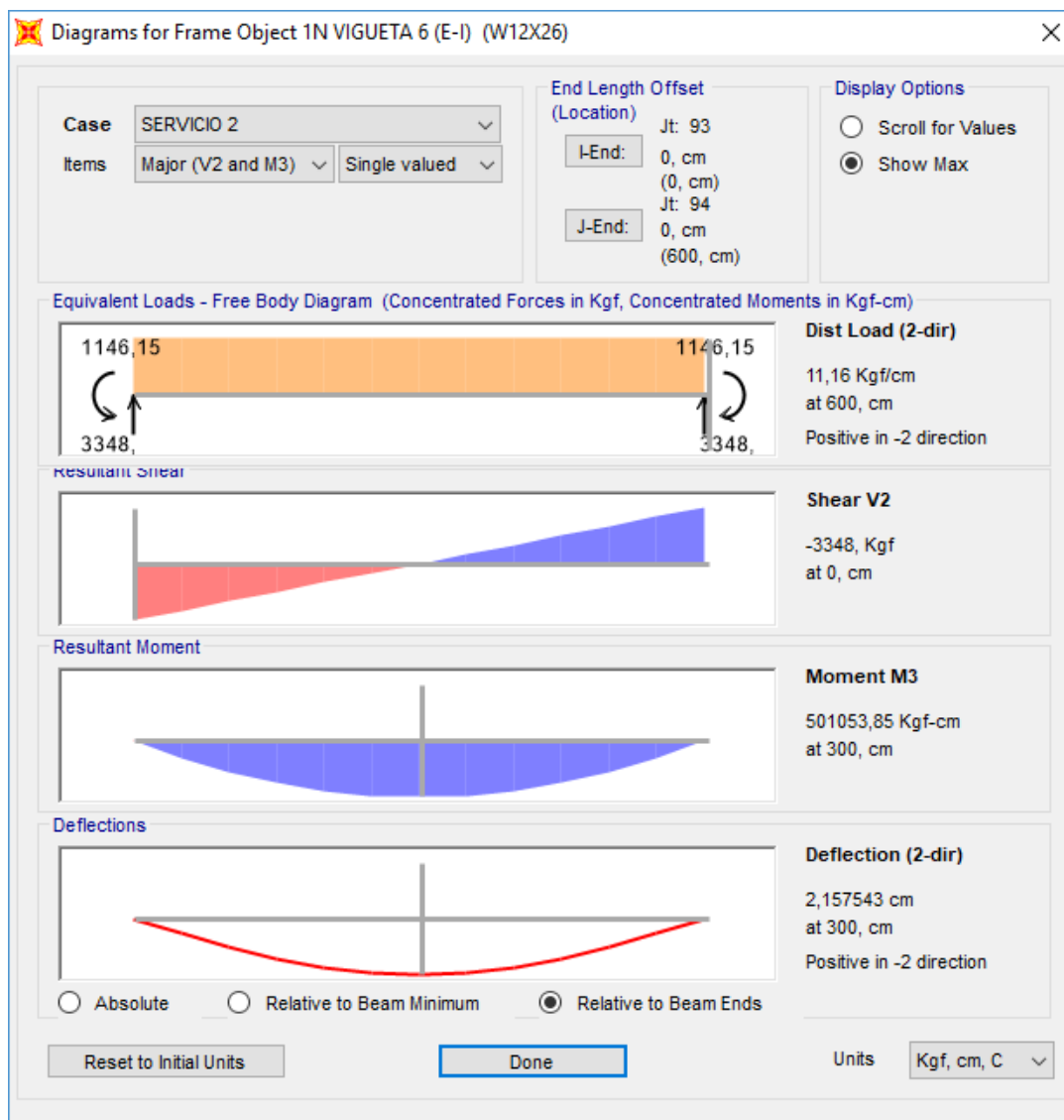


Figura 32. Deflexión máxima segundo caso, servicio 2. (Elaborado por el autor, 2017)

Elemento Viga de Carga (W12x30)

Anteriormente se había determinado que la sección utilizada como viga de carga en el modelo anterior contaba con la rigidez suficiente para no deflectarse a un valor mayor a los límites establecidos. A pesar de esto es necesario corroborar la información y determinar en el segundo modelo de análisis las deflexiones máximas de la sección.

- Primer caso: Servicio 1.

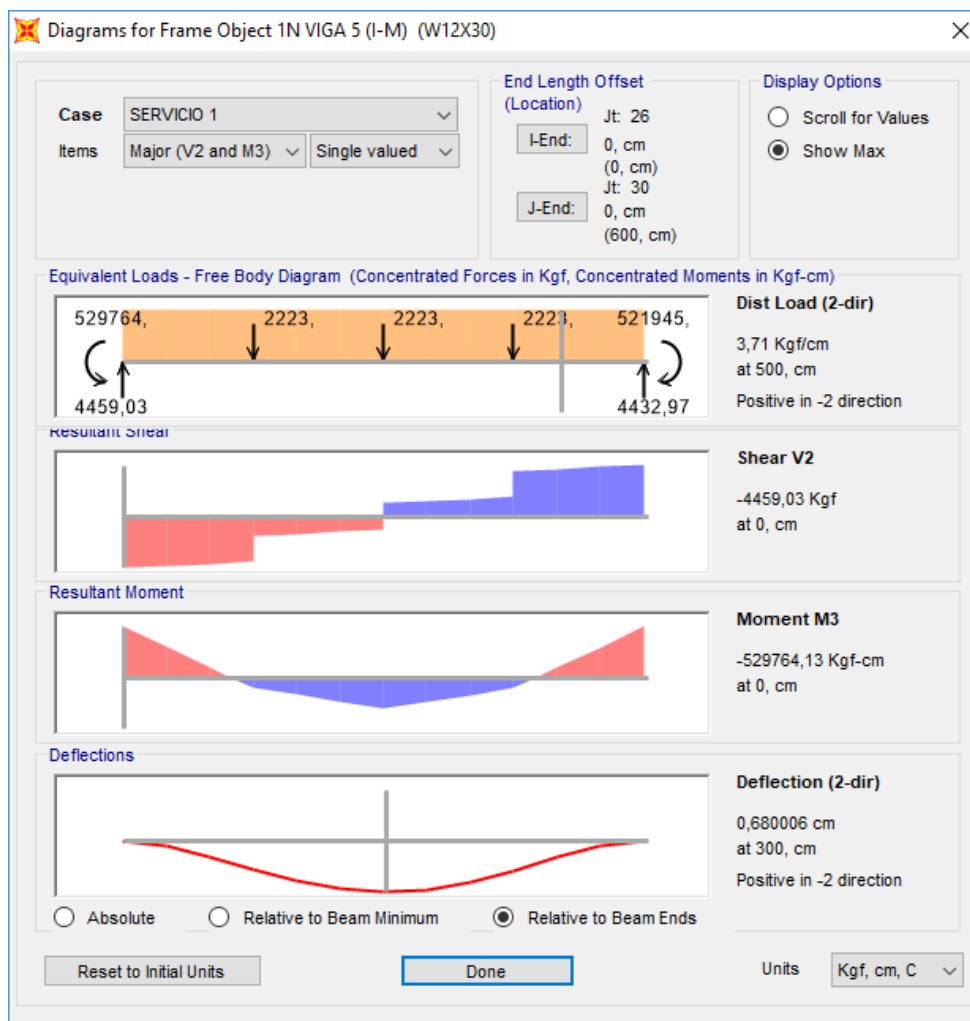


Figura 33. Deflexión máxima primer caso, servicio 1. (Elaborado por el autor, 2017)

El desplazamiento máximo efecto de la combinación de carga “Servicio 1” es de 0.680 cm lo cual es menor al valor límite establecido.

- Segundo caso: Servicio 2

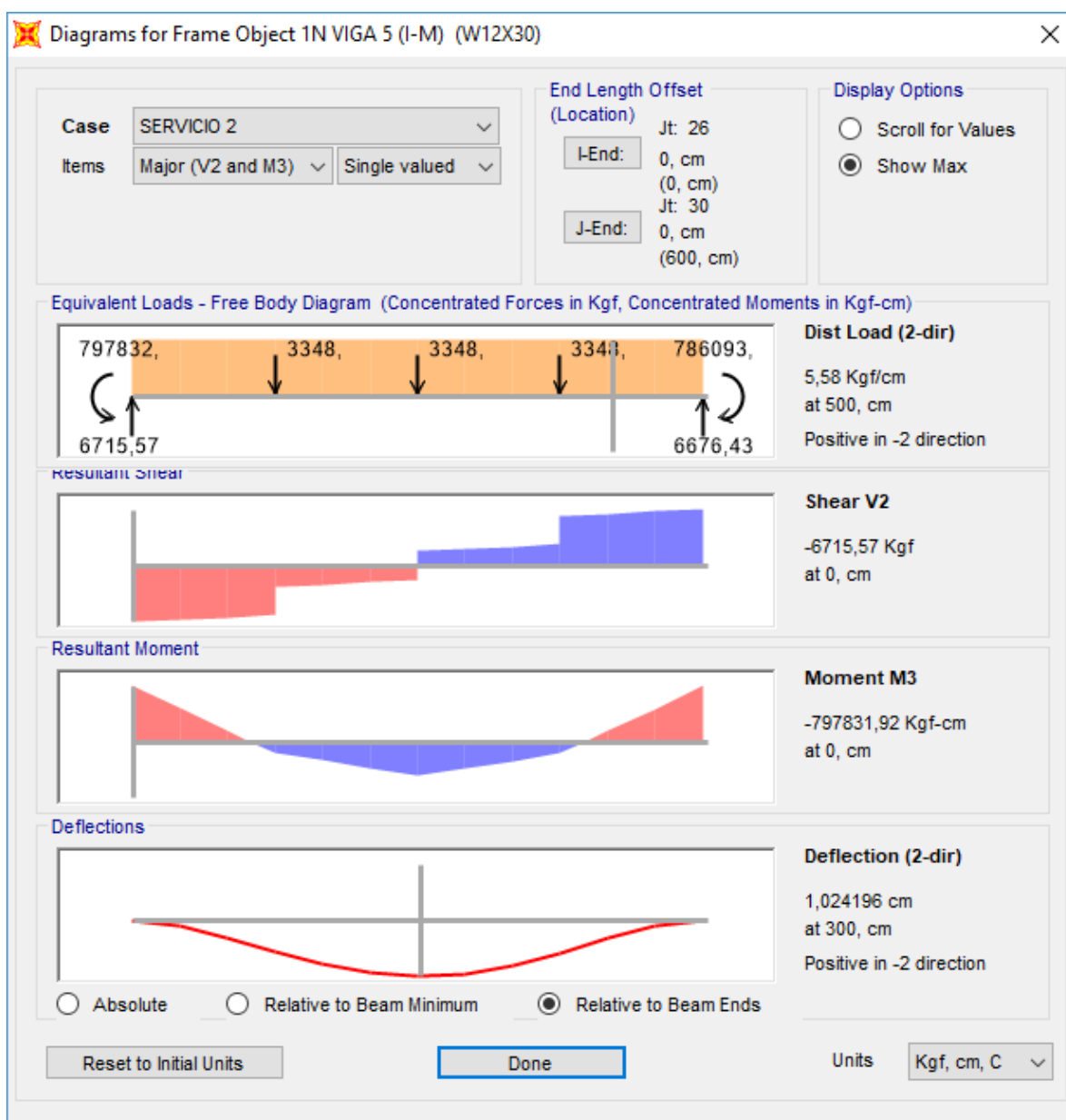


Figura 34. Deflexión máxima segundo caso, servicio 2. (Elaborado por el autor, 2017)

Bajo la configuración anteriormente planteada el segundo modelo de análisis cuenta con las características iniciales necesarias para afirmar que su comportamiento es sismo resistente ya que cumple con los criterios de desplazamiento indicados en el código como lo son las derivas máximas por nivel, las cuales se encuentran todas por debajo del 2% límite. También todos los elementos viga cumplen con el criterio propuesto por el IBC para los diferentes estados de carga y no superan los límites establecidos.

Por lo tanto, el modelo a utilizar cuenta con los siguientes elementos. Estas secciones y demás elementos que conforman la estructura deben ser diseñados individualmente según los lineamientos del Código Sísmico de Costa Rica.

Elemento	Sección	Long(m)	Cant x nivel
Viga Carga	W12X30	6	24
Vigueta	W12X26	6	27
Columnas (Jumbo)	HSS 17x17x5/8"	3	16

Tabla 21. Elección final de elementos estructurales. (Elaborado por el autor, 2017)

2.4 Diseño de los elementos estructurales

Para realizar el diseño de cada uno de los elementos estructurales se deben de conocer las solicitaciones sobre la estructura y diseñar el elemento que se encuentre en el estado más crítico o de mayor solicitación. Los diseños fueron realizados según los lineamientos del AISC 360 y el Código Sísmico de Costa Rica.

Elemento Vigueta (W12x26)

Para realizar el diseño del elemento vigueta se debe de distintos parámetros propios de la sección y del análisis estructural como lo es la carga última de diseño que

se obtiene del software SAP 2000 por medio de las combinaciones de carga. Un elemento tipo vigueta se debe de diseñar para las solicitaciones de flexión y cortante. Las solicitaciones axiales son despreciables en este modelo. La siguiente tabla muestra los momentos máximos de las viguetas del primer nivel. El cortante máximo es igual es todas las viguetas.

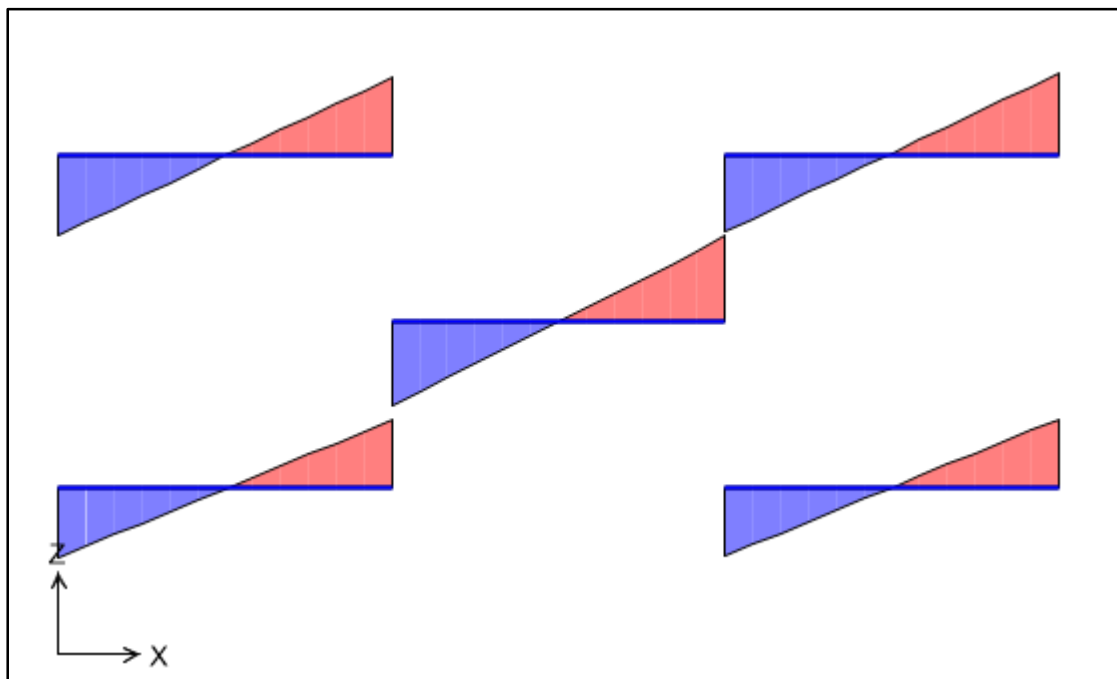


Figura 35. Diagrama de momento por cargas sísmicas sobre viguetas. (Elaborado por el autor, 2017)

Fuerzas sobre los elementos				
Tipo	Estación	Caso	Tipo	M3
Elemento	m	Caso	Max	Tonf-m7
1N VIGUETA 2 (A-E)	3	ENVOLVENTE	Max	6,89471
1N VIGUETA 2 (I-M)	3	ENVOLVENTE	Max	6,89471
1N VIGUETA 3 (A-E)	3	ENVOLVENTE	Max	6,91048
1N VIGUETA 3 (I-M)	3	ENVOLVENTE	Max	6,91048
1N VIGUETA 4 (A-E)	3	ENVOLVENTE	Max	6,89495
1N VIGUETA 4 (I-M)	3	ENVOLVENTE	Max	6,89495
1N VIGUETA 6 (E-I)	3	ENVOLVENTE	Max	6,89482
1N VIGUETA 7 (E-I)	3	ENVOLVENTE	Max	6,91048
1N VIGUETA 8 (E-I)	3	ENVOLVENTE	Max	6,89482
1N VIGUETA B (5-9)	3	ENVOLVENTE	Max	6,89459

1N VIGUETA C (5-9)	3	ENVOLVENTE	Max	6,91048
1N VIGUETA D (5-9)	3	ENVOLVENTE	Max	6,89482
1N VIGUETA F (1-5)	3	ENVOLVENTE	Max	6,89495
1N VIGUETA G (1-5)	3	ENVOLVENTE	Max	6,91048
1N VIGUETA H (1-5)	3	ENVOLVENTE	Max	6,89495
1N VIGUETA J (5-9)	3	ENVOLVENTE	Max	6,89482
1N VIGUETA K (5-9)	3	ENVOLVENTE	Max	6,91048
1N VIGUETA L (5-9)	3	ENVOLVENTE	Max	6,89459
1N VIGUETA 10 (A-E)	3	ENVOLVENTE	Max	6,89495
1N VIGUETA 10 (I-M)	3	ENVOLVENTE	Max	6,89495
1N VIGUETA 11 (A-E)	3	ENVOLVENTE	Max	6,91048
1N VIGUETA 11 (I-M)	3	ENVOLVENTE	Max	6,91048
1N VIGUETA 12 (A-E)	3	ENVOLVENTE	Max	6,89471
1N VIGUETA 12 (I-M)	3	ENVOLVENTE	Max	6,89471
1N VIGUETA F (9-13)	3	ENVOLVENTE	Max	6,89495
1N VIGUETA G (9-13)	3	ENVOLVENTE	Max	6,91048
1N VIGUETA H (9-13)	3	ENVOLVENTE	Max	6,89495

Tabla 22. Momento máximo sobre los elementos vigueta. (Elaborado por el autor, 2017)

Por medio de un análisis visual y con ayuda del software SAP 2000 se puede afirmar que las viguetas del primer nivel cuentan con las mayores solicitaciones a flexión y cortante, por esta razón es que la tabla solo muestra los valores de las primeras 27 viguetas del primer nivel. De esta tabla podemos obtener el momento último de diseño y el cortante último de diseño. $M_u = 6910.48\text{Kg}\cdot\text{m}$; $V_u = 4607.05\text{Kg}$

Para realizar el diseño a flexión y a cortante de una sección se deben de conocer diferentes parámetros como las dimensiones de la sección, características del material y sus propiedades geométricas los cuales pueden ser obtenidos por medio de la base de datos de la AISC. Las casillas donde se indica que si cumple, se refieren al criterio de límite de ancho sobre espesor para determinar si la sección es compacta o esbelta, donde si cumple representa que la sección es compacta y no esbelta.

Sección	W12X26		Dimensiones			Propiedades		
Fy	3500	(kg/cm ²)	bf	16,5	(cm)	Sx	547	(cm ³)
Es	2100000	(kg/cm ²)	tf	0,965	(cm)	Zx	610	(cm ³)
Longitud	600	(cm)	h	27,56	(cm)	ry	3,84	(cm)
LB	30	(cm)	tw	0,584	(cm)	h/tw	47,2	Si Cumple
			d	31	(cm)	bf/2tf	8,54	Si Cumple
			ho	30	(cm)			

Tabla 23. Propiedades geométricas del elemento vigueta (Elaborado por el autor, 2017)

- Diseño a Flexión

Según el capítulo F del AISC 360-10, sección F2 se debe determinar si la sección a utilizar cuenta con elementos esbelto o compactos. Según la nota del usuario de la misma sección, todas las secciones ASTM W cuentan con almas y patines compactos a excepción de las mencionadas en este mismo apartado. La sección W12x26 cuenta con alma y patines compactos por lo tanto solamente se deben de calcular los dos primeros estados límites: Fluencia y Pandeo lateral-torsional. Para obtener la capacidad a flexión de diseño se debe de utilizar un factor de reducción $\Phi_b = 0.90$ y de esta manera obtener $\Phi_b M_n$.

- Fluencia:

$$M_n = M_p = F_y * Z_x$$

$$M_n = M_p = 3500 \text{Kg/cm}^2 * 610 \text{cm}^3$$

$$M_n = 2135000 \text{Kg} * \text{cm}$$

$$M_n = 21.35 \text{Ton} * \text{m}$$

$$\Phi M_n = 0.90 * 21.35$$

$$\Phi M_n = 19.22 \text{Ton} * \text{m}$$

- Pandeo Lateral Torsional: para realizar el cálculo de este estado limite se debe saber si la distancia abrazada o distancia entre apoyos es mayor al parámetro L_p , el cual se calcula mediante la ecuación F2-5 del AISC 360.

$$L_p = 1.76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p = 1.76 * 3.84cm * \sqrt{\frac{2100000Kg/cm^2}{3500Kg/cm^2}}$$

$$L_p = 165.55cm$$

De la información mostrada en la tabla de propiedades de la sección se puede determinar la distancia entre apoyos para la vigueta o la distancia abrazada (L_b) la cual tienen un valor de 30 cm, para evitar que de esta manera ocurra pandeo lateral torsional. Por lo tanto, $L_b < L_p$ y no se debe de aplicar el segundo estado límite.

- Diseño a Cortante

El diseño a cortante se realiza según el capítulo G del AISC 360-10 en donde se indica que para obtener la capacidad a cortante de diseño $\Phi_v V_n$, Φ_v es igual a 1 y C_v igual a 1 según la sección G2-1a.

$$V_n = 0.6 * F_y * A_w * C_v$$

$$V_n = 0.6 * 3500Kg/cm^2 * 17cm^2 * 1.0$$

$$V_n = 35.65Ton$$

$$\Phi V_n = 35.65Ton$$

Elemento Viga de Carga (W12x30)

Para los elementos viga de carga la nomenclatura utilizada en el Software de análisis estructural fue diferente a la utilizada en las viguetas, estas se encuentran identificadas según el nivel en el que se encuentren y el eje correspondiente. Los resultados obtenidos de cargas ultimas para las vigas de carga se muestran en la siguiente tabla. Donde se muestra que las vigas con mayores solicitaciones son las del segundo nivel y en los ejes centrales de la estructura entre los ejes E y I y también los ejes 5 y 9.

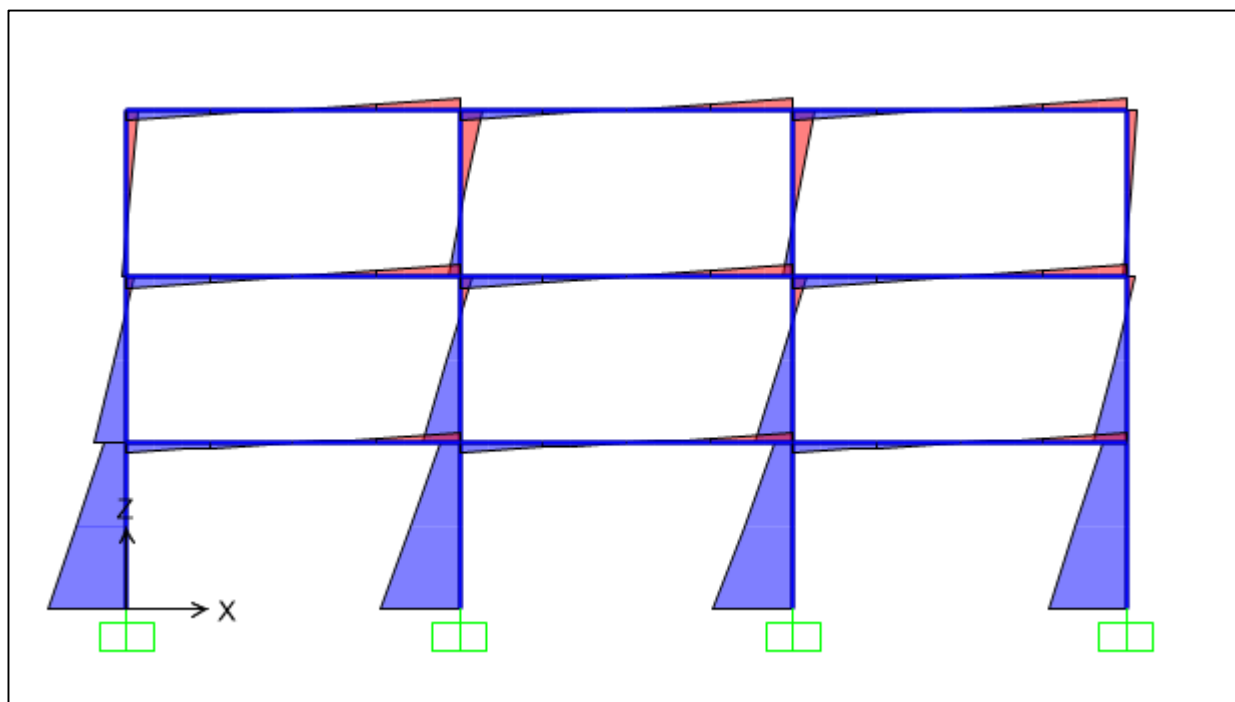


Figura 36. Diagrama de momento por cargas sísmicas de elementos viga. (Elaborado por el autor, 2017)

Fuerzas sobre los elementos				
Tipo	Estación	Caso	Tipo	M3
Elemento	m	Caso	Max	Tonf-m7
2N VIGA 1 (A-E)	0	ENVOLVENTE	Min	-9,9037
2N VIGA 1 (E-I)	0	ENVOLVENTE	Min	-4,99457

2N VIGA 1 (I-M)	0	ENVOLVENTE	Min	-9,79117
2N VIGA 5 (A-E)	0	ENVOLVENTE	Min	-11,62465
2N VIGA 5 (E-I)	0	ENVOLVENTE	Min	-11,63133
2N VIGA 5 (I-M)	0	ENVOLVENTE	Min	-11,62758
2N VIGA 9 (A-E)	0	ENVOLVENTE	Min	-11,62532
2N VIGA 9 (E-I)	0	ENVOLVENTE	Min	-11,63065
2N VIGA 9 (I-M)	0	ENVOLVENTE	Min	-11,62826
2N VIGA A (1-5)	0	ENVOLVENTE	Min	-4,92854
2N VIGA A (5-9)	0	ENVOLVENTE	Min	-9,82314
2N VIGA E (1-5)	0	ENVOLVENTE	Min	-11,62554
2N VIGA E (5-9)	0	ENVOLVENTE	Min	-11,63105
2N VIGA I (1-5)	0	ENVOLVENTE	Min	-11,62472
2N VIGA I (5-9)	0	ENVOLVENTE	Min	-11,63169
2N VIGA M (1-5)	0	ENVOLVENTE	Min	-4,9283
2N VIGA M (5-9)	0	ENVOLVENTE	Min	-9,82241
2N VIGA 13 (A-E)	0	ENVOLVENTE	Min	-9,90272
2N VIGA 13 (E-I)	0	ENVOLVENTE	Min	-4,9945
2N VIGA 13 (I-M)	0	ENVOLVENTE	Min	-9,79072
2N VIGA A (9-13)	0	ENVOLVENTE	Min	-5,03584
2N VIGA E (9-13)	0	ENVOLVENTE	Min	-11,62828
2N VIGA I (9-13)	0	ENVOLVENTE	Min	-11,62774
2N VIGA M (9-13)	0	ENVOLVENTE	Min	-5,03601

Tabla 24. Momento máximo sobre los elementos viga. (Elaborado por el autor, 2017)

- Diseño a flexión

Según el capítulo F del AISC360-10 sección F2 el elemento W12x30 cuenta con alma y patines compactos, por lo tanto, solamente se deben de calcular los primeros dos estados límites: Fluencia y Pandeo lateral torsional.

Este último estado limite (Pandeo lateral torsional) no será aplicable a la sección debido a sus características, ya que por recomendación del Ingeniero Gerardo Chacón Rojas (Vía comunicación oral, Febrero 2016) indico que para realizar un diseño plástico sobre la sección y se logre desarrollar una rotula plástica es

fundamental que la distancia abrazada o distancia entre apoyos L_b sea menor al parámetro L_p .

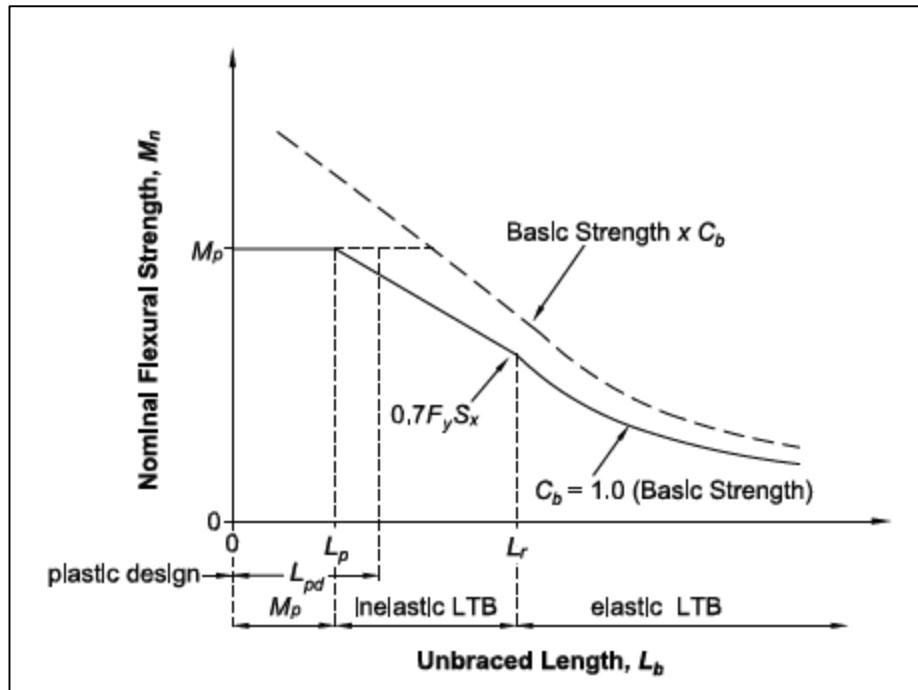


Tabla 25. Resistencia a la flexión según la distancia abrazada. (American Institute of Steel Construction, 2016)

En la imagen se puede observar como la distancia L_b debe ser menor a L_p e incluso debe ser menor al parámetro L_{pd} para que se pueda realizar un diseño plástico sobre la sección. Futuramente en este documento se realizará el cálculo para determinar estos parámetros.

Las características del material y propiedades de la sección fueron obtenidos de la base de datos del AISC 360-10.

Sección	W12X30		Dimensiones			Propiedades		
Fy	3500	(kg/cm ²)	bf	16,6	(cm)	Sx	633	(cm ³)
Es	2100000	(kg/cm ²)	tf	1,12	(cm)	Zx	706	(cm ³)
Longitud	600	(cm)	h	27,59	(cm)	ry	3,86	(cm)
LB	150	(cm)	tw	0,66	(cm)	h/tw	41,8	Si Cumple
			d	31,2	(cm)	bf/2tf	7,41	Si Cumple
			ho	30,2	(cm)			

Tabla 26. Propiedades geométricas de la sección Viga. (Elaborado por el autor, 2017)

- Fluencia:

$$Mn = Mp = Fy * Zx$$

$$Mn = Mp = 3500Kg/cm^2 * 706cm^3$$

$$Mn = 2471000Kg * cm$$

$$Mn = 24.71 Ton * m$$

$$\Phi Mn = 0.90 * 24.71 Ton * m$$

$$\Phi Mn = 22.24 Ton * m$$

- Pandeo Lateral torsional:

$$Lp = 1.76 * ry * \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$Lp = 1.76 * 3.86cm * \sqrt{\frac{2100000Kg/cm^2}{3500Kg/cm^2}}$$

$$Lp = 166.41cm$$

$$Lb < Lp$$

$$150cm < 166.41cm$$

Por lo tanto, al ser L_b menor que L_p y sabiendo que la sección es compacta no se debe aplicar el segundo estado limite a la sección y solamente predomina la fluencia en la sección.

- Diseño a cortante

$$V_n = 0.6 * F_y * A_w * C_v$$

$$V_n = 0.6 * 3500 \text{Kg/cm}^2 * 18.1 \text{cm}^2 * 1.0$$

$$V_n = 38010 \text{Kg} = 38.01 \text{Ton}$$

$$\Phi V_n = 38.01 \text{Ton}$$

- Calculo de L_{pd}

La sección transversal de los miembros donde se ubiquen las rotulas plásticas debe de cumplir con límites de ancho entre espesor planteados en el anexo 1, sección 2 del AISC 360 donde λ (relación ancho-espesor) debe ser menor a λ_{pd} , para lo que se debe de calcular la siguiente relación:

$$\frac{P_u}{\Phi P_y} = \frac{525 \text{Kg}}{0.90 * 3500 \text{kg/cm}^2 * 56.7 \text{cm}^2}$$

$$\frac{P_u}{\Phi P_n} = 0.003$$

$$0.003 < 0.125 \text{ por lo tanto, } \lambda_{pd} = 3.76 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} * \left(1 - \frac{2.75 P_u}{\Phi P_y}\right)$$

$$\lambda_{pd} = 3.76 * \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6 \text{Kg/cm}^2}{F_y \text{Kg/cm}^2}} * \left(1 - \frac{2.75 * 525 \text{Kg}}{0.90 * 3500 \text{Kg/cm}^2 * 56.7 \text{cm}^2}\right)$$

$$\lambda_{pd} = 91.36$$

$$\lambda < \lambda_{pd} \quad \text{Cumple con el criterio}$$

Una vez que se sabe que se cumple con el requisito de ancho-espesor se procede por calcular L_{pd} el cual debe ser mayor que L_b para que se pueda asegurar se vaya a desarrollar la rótula plástica. Para calcular L_{pd} se aplica la ecuación (A-1-5) del apéndice 1 del AISC 360.

$$L_{pd} = \left[0.12 - 0.076 * \frac{M'1}{M2}\right] * \frac{E}{F_y} * r_y$$

Donde:

M_2 es el mayor momento en el extremo de la longitud no arriostrada.

$M'1$ es el momento efectivo en el extremo opuesto de M_2 .

M_1 es el menor momento en el extremo de la longitud no arriostrada.

M_{mid} es el momento en la mitad de la longitud arriostrada.

Con ayuda de la sección de comentarios del AISC 360-10, apéndice 1, acápites 1.3, página 473 y analizando el diagrama de momento de la sección no arriostrada donde se pretende se desarrolle la rótula plástica se determinó que el caso en el que se encuentra $M'1$ es el caso "b", donde $M_{mid} \leq (M_1 + M_2)/2$, por lo tanto, $M'1$ es igual a M_1 .

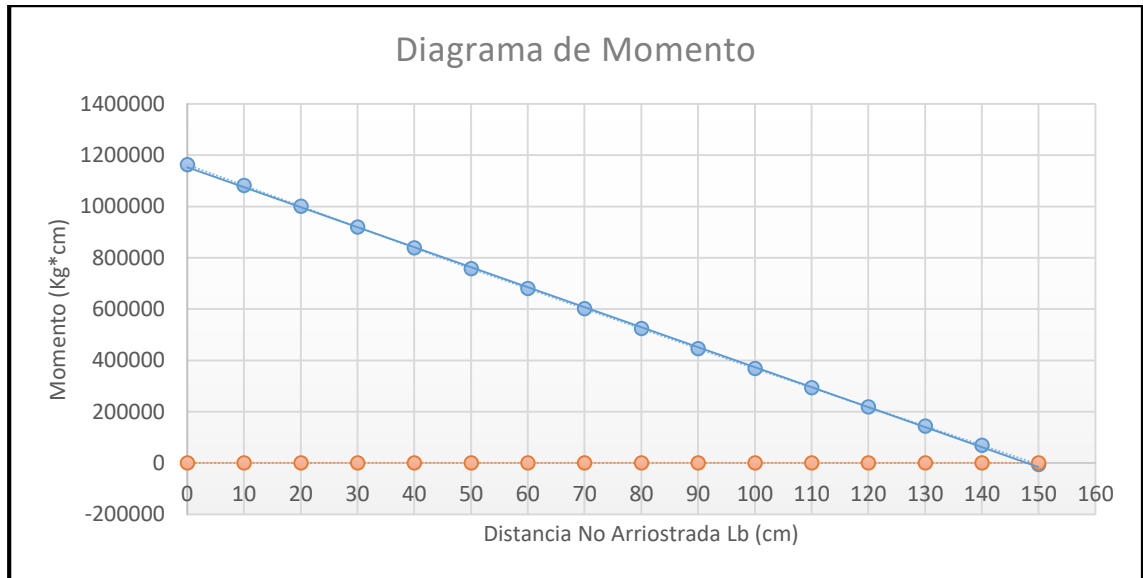


Figura 37. Diagrama de momento de sección abrazada. (Elaborado por el autor, 2017)

$$M1 = -5370.33 \text{Kg} * \text{cm} \text{ (a } 150 \text{ cm)}$$

$$M2 = 1\ 163\ 168.98 \text{Kg} * \text{cm} \text{ (a } 0 \text{ cm)}$$

$$M_{mid} = 563\ 317.78 \text{Kg} * \text{cm} \text{ (a } 75 \text{ cm)}$$

Aplicando la ecuación A-1-5 se obtiene:

$$L_{pd} = \left[0.12 - 0.076 * \frac{5370.33 \text{ Kg} * \text{cm}}{1163168.78 \text{ Kg} * \text{cm}} \right] * \frac{2.1 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2}{3500 \text{ Kg/cm}^2} * 3.86 \text{ cm}$$

$$L_{pd} = 277 \text{ cm}$$

$$L_b < L_{pd}$$

La distancia abrazada o longitud no arriostrada L_b es menor que L_{pd} , por lo que según el apéndice 1 del AISC 360, si se cumple con el criterio para que se presente la rótula plástica en la sección viga.

En resumen, la capacidad a flexión de la sección W12x30 se rige por el primer estado límite y tiene un valor de $22.24\text{Ton}^{\text{m}}$ el cual supera el momento último de diseño que tiene un valor de $11.63\text{Ton}^{\text{m}}$ según la tabla de resultados, por lo tanto, la sección resiste la sollicitación de momento. La capacidad a cortante es de 38.01Ton el cual supera el cortante último de diseño que equivale a 9.3Ton , lo significa que también tiene la capacidad para soportar las sollicitaciones a cortante.

Elemento Columna (HSS 17"x17"x5/8")

Para realizar el diseño de una columna en acero se debe de verificar si la misma cuenta con la capacidad para resistir la combinación de flexión y compresión, por lo que se debe de determinar la capacidad a flexión y la capacidad a compresión del elemento. El diseño se realiza según el capítulo H del AISC 360-10, sección H1. A continuación, se muestran las propiedades geométricas de la sección y el material con sus respectivas unidades en cm, obtenidas a partir del software de análisis estructural SAP 2000 para poder realizar los cálculos correspondientes.

Tube Section

Section Name: HSS17x17x5/8 Display Color: ■

Section Notes:

Dimensions

Outside depth (t3) : 43,18

Outside width (t2) : 43,18

Flange thickness (tf) : 1,59

Web thickness (tw) : 1,59

Section

Material: A572Gr50

Property Modifiers:

Properties:

Figura 38. Características de la sección columna. (Elaborado por el autor, 2017)

Property Data

Section Name: HSS17x17x5/8

Properties

Cross-section (axial) area	264,5124	Section modulus about 3 axis	3537,1564
Moment of Inertia about 3 axis	76367,21	Section modulus about 2 axis	3537,1564
Moment of Inertia about 2 axis	76367,21	Plastic modulus about 3 axis	4127,4114
Product of Inertia about 2-3	0,	Plastic modulus about 2 axis	4127,4114
Shear area in 2 direction	137,3124	Radius of Gyration about 3 axis	16,9914
Shear area in 3 direction	137,3124	Radius of Gyration about 2 axis	16,9914
Torsional constant	114383,63	Shear Center Eccentricity (x3)	0,

Figura 39. Propiedades geométricas de la sección columna. (Elaborado por el autor, 2017)

En la siguiente tabla se muestran los valores máximos de compresión para cada una de las columnas del primer nivel de la estructura las cuáles serán las que contengan las mayores solicitaciones a compresión y flexión. Es necesario conocer el valor de P_u para determinar en qué rango y cual ecuación se debe de utilizar según el capítulo H del AISC.

Fuerzas sobre los elementos						
Tipo	Estación	Caso	Tipo	P	M2	M3
Text	m	Envolvente	Min	Tonf	Tonf*m	Tonf*m
1N C1A	0	ENVOLVENTE	Min	-28,1425	-21,61652	-20,22593
1N C1E	0	ENVOLVENTE	Min	-53,6925	-21,72879	-21,90533
1N C1I	0	ENVOLVENTE	Min	-53,6925	-21,73211	-19,64136
1N C1M	0	ENVOLVENTE	Min	-28,1425	-21,60257	-19,88895
1N C5A	0	ENVOLVENTE	Min	-53,6448	-19,64674	-21,72296
1N C5E	0	ENVOLVENTE	Min	-104,3189	-20,51775	-20,53882
1N C5I	0	ENVOLVENTE	Min	-104,3189	-20,51401	-20,51218
1N C5M	0	ENVOLVENTE	Min	-53,6448	-19,63795	-19,03877
1N C9A	0	ENVOLVENTE	Min	-53,6448	-21,85932	-21,71786
1N C9E	0	ENVOLVENTE	Min	-104,3189	-20,51205	-20,5419
1N C9I	0	ENVOLVENTE	Min	-104,3189	-20,51578	-20,50911
1N C9M	0	ENVOLVENTE	Min	-53,6448	-21,86811	-19,04387
1N C13A	0	ENVOLVENTE	Min	-28,1425	-19,06785	-20,21481
1N C13E	0	ENVOLVENTE	Min	-53,6925	-19,03111	-21,90326
1N C13I	0	ENVOLVENTE	Min	-53,6925	-19,02778	-19,64343
1N C13M	0	ENVOLVENTE	Min	-28,1425	-19,08179	-19,90007

Tabla 27. Solicitaciones sobre los elementos columna. (Elaborado por el autor, 2017)

Inicialmente se debe determinar si la sección contiene elementos esbeltos por lo que se deben de aplicar las ecuaciones correspondientes de la tabla B4.1a donde se indican los límites de ancho espesor para estos elementos. La sección HSS 17"x17"x5/8" es una sección cuadrada con el mismo espesor en toda su sección por lo tanto el elemento denominado como patín es igual al denominado como alma.

$$\frac{\text{Ancho}}{\text{espesor}} = \frac{b}{t} = \frac{40}{1.59} = 25.15$$

$$\text{Limite de esbeltez (patín)} = 1.40 \sqrt{E/F_y}$$

$$1.40 * \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}{3500 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}} = 34.29$$

Se determina que la sección es no esbelta, por lo tanto, se deben seguir los lineamientos planteados en la sección E3 del capítulo E del AISC 360. La resistencia de compresión nominal será igual a $\Phi P_n = F_{cr} * A_g$. Donde $\Phi = 0.90$ y $A_g =$ área gruesa. Adicionalmente se debe calcular el valor de K (rigidez) para la sección en estudio y determinar la longitud efectiva con el fin de calcular La tensión de pandeo por flexión F_{cr} .

$$\text{Cuando } \frac{Kl}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] * F_y$$

$$\text{Cuando } \frac{Kl}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad F_{cr} = 0.877 * F_e$$

$$\text{Donde } F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{Kl}{r}\right)^2}$$

Al ser una sección simétrica y bajo la misma configuración estructural en sus dos ejes se sabe que el radio de giro será igual en ambas direcciones X y Y. además debido a la distribución arquitectónica se sabe que todos los marcos de la estructura son iguales, por lo que solo se mostrara el cálculo para la columna 1N C9E la contiene las mayores solicitaciones. La rigidez se determinó haciendo uso de los nomogramas de Jackson y Moreland. La columna se encuentra en un eje intermedio por lo que dos vigas W12x30 llegan a la conexión en ambos sentidos.

$$K_x = K_y = 2.0$$

$$L_x = L_y = 300 \text{ cm}$$

$$r_x = r_y = 16.99 \text{ cm}$$

$$\frac{Kl}{r} = \frac{2.0 \cdot 300}{16.99} = 35.31 < 4.71 \sqrt{\frac{2.1 \cdot 10^6 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}{3500 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}} = 115.37$$

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot 2.1 \cdot 10^6}{(35.31)^2} = 16\,623 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = \left[0.658 \sqrt{\frac{3500}{16623}} \right] \cdot 3500 = 3204.76 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g = 3204.76 \text{ Kg/cm}^2 \cdot 264.5124 \text{ cm}^2$$

$$P_n = 847\,698.76 \text{ Kg} = 847.70 \text{ Ton}$$

$$\Phi P_n = 0.90 \cdot 847.70 = 762.93 \text{ Ton}$$

Una vez que se determina la resistencia de compresión nominal y la carga última a compresión sobre la sección se procede por aplicar las ecuaciones H1-1a o H1-1b

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{P_u}{\Phi P_n} = \frac{104.32}{762.93} = 0.137$$

$0.137 < 0.2$ por lo tanto, se debe aplicar la ecuación H1-1b $\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1$ donde debe de cumplirse el criterio anterior. M_{rx} y M_{ry} la resistencia a flexión requerida en cada sentido (M_u). M_{cx} y M_{cy} son la resistencia a flexión de diseño en cada dirección ($\Phi_b M_n$).

Para determinar la resistencia a flexión de diseño se debe de saber si la sección contiene elementos compactos o esbeltos según la tabla B4.1b del ASIC 360.

- Patín

$$\frac{b}{t} = \frac{40}{1.59} = 25.16 < 1.12 \cdot \sqrt{\frac{2.1 \cdot 10^6}{3500}} = 27.43$$

- Alma

$$\frac{h}{t} = \frac{40}{1.59} = 25.16 < 2.42 \sqrt{\frac{2.1 \cdot 10^6}{3500}} = 59.28$$

Al cumplir con los límites de ancho entre espesor se determina que la sección es compacta por lo tanto se deben seguir los lineamientos del capítulo H acápite F7, donde se indica que para secciones compactas solamente se debe determinar el límite de fluencia y no se debe determinar el estado límite de pandeo local torsional.

- Diseño a flexión (Fluencia)

$$M_n = M_p = F_y * Z$$

$$M_n = \frac{3500 \text{ Kg}}{\text{cm}^2} * 4127.41 \text{ cm}^3$$

$$M_n = 14\,445\,935 \text{ Kg} * \text{cm} = 144.46 \text{ Ton} * \text{m}$$

$$\Phi_b M_n = 0.90 * 144.46 = 130.01 \text{ Ton} * \text{m}$$

Se sabe que al ser una sección cuadrada y tener el mismo espesor en toda su sección $M_{rx} = M_{ry} = \Phi_b M_n$. Aplicando la ecuación H1-1b se obtiene:

$$\frac{104.32}{2 * 762.93} + \left(\frac{20.51}{130.01} + \frac{20.54}{130.01} \right) = 0.38 < 1.0$$

La sección HSS 17"x17"x5/8" cumple con los requisitos para compresión y flexión a los cuales se encuentra solicitado.

2.5 Diseño de Marco de Momento Dúctil

Una vez que se selecciona la conexión a utilizar ya sea por preferencia del ingeniero o del fabricante se deben de seguir los lineamientos propuestos en el AISC 358 en donde se especifican los pases a seguir y las características específicas de cada conexiones pre calificada. Como bien se sabe las conexiones pre-calificadas corresponden a las conexiones sobre las cuales se tiene información suficiente como para asegurar que su comportamiento será dúctil y bajo los parámetros establecidos, producto de diversos ensayos. La mayoría de estas conexiones pre-calificadas son las usadas típicamente en Norteamérica para la construcción en acero por lo que la conexión “Placa Diafragma” no se encuentra en esta lista.

A pesar de que la conexión “Placa Diafragma” no se encuentra pre calificada, cuenta con una gran variedad y cantidad de ensayos, pruebas de laboratorio e investigaciones que avalan y respaldan que su comportamiento será dúctil.

La evaluación de la investigación a gran escala muestra que las conexiones con detalles mejorados son equivalentes a conexiones pre-calificadas que cumplen con los Criterios de Aceptación FEMA [FEMA 2000a] (Y. Kurobane, J. A. Packer, J. Wardenier, N. Yeomans, 2004)

Teniendo en consideración que la conexión se comporta como una conexión pre-calificada la misma se podría clasificar según el AISC 358-16 como una conexión “WUF-F” debido a que sus patines se encuentran soldados a la conexión sin ser reforzados y el alma de la viga también soldada.

2.5.1 Momento Plástico Probable en la rotula plástica

Los elementos sobre los cuales se esperan que se desarrollen las rotulas plásticas son los elementos viga W12x30 (A572gr50), los cuales se conectan directamente a los elementos columna HSS 17x17x5/8.

El momento plástico probable que se dará en la rotula plástica es igual a $M_{pr} = C_{pr} \cdot R_y \cdot F_y \cdot Z_x$, donde:

$$\begin{aligned} C_{pr} &= 1.4 \\ R_y &= 1.1 \\ F_y &= 3500\text{kg/cm}^2 \\ Z_x &= 706\text{cm}^3 \end{aligned}$$

$$M_{pr} = 1.4 \cdot 1.1 \cdot 3500\text{Kg/cm}^2 \cdot 706\text{cm}^3$$

$$M_{pr} = 38.05\text{Ton} \cdot \text{m}$$

Application	R_y	R_t
Hot-rolled structural shapes		
• ASTM A36	1.5	1.2
• ASTM A572 Gr. 50, A992	1.1	1.1
Hollow structural sections (HSS)		
• ASTM A500 Gr. B or C	1.4	1.3
Pipes		
• ASTM A53	1.6	1.2
Plates		
• ASTM A36	1.3	1.2
• ASTM A572 Gr. 50	1.1	1.2

TABLE 7.2 ASCE 341 Sample R_y and R_t Values

Figura 40. Tabla de valores de R_y y R_t . (Chia-Ming, Michel, & Rafael, 1998)

El cortante en la rotula plástica se obtiene por medio de un simple diagrama de cuerpo libre, producto del momento plástico probable y el efecto de las cargas y gravitacionales.

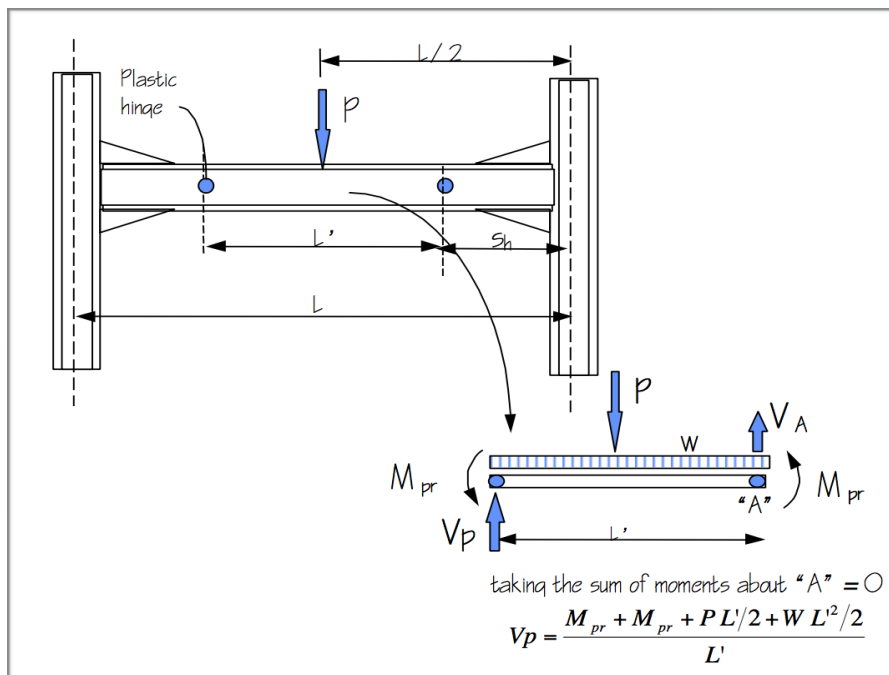


Figura 41. Diagrama de cuerpo libre y localización de rotulas plásticas. (Federal Emergency Management Agency, 2000)

La distancia denominada como Sh se tomara como 0, por recomendación del AISC 358-16, el cual indica que para las conexiones WUF-F $Sh = 0$. En la imagen anterior se muestra el calculo realizado para obtener el cortante.

$$V_p = \frac{2 \cdot M_{pr}}{L'} + \frac{W \cdot L'}{2}$$

$$V_p = \frac{2 \cdot 38.05 \text{Ton} \cdot \text{m}}{5.57 \text{m}} + \frac{1.4892 \text{Ton/m} \cdot 5.57 \text{m}}{2}$$

$$V_p = 17814,19 \text{Kg} = 17,81 \text{Ton}$$

Consecuentemente se debe de calcular el momento que se proyecta a la cara de la columna y al centro de la columna producto de el momento plástico probable y el cortante en la rotula plástica.

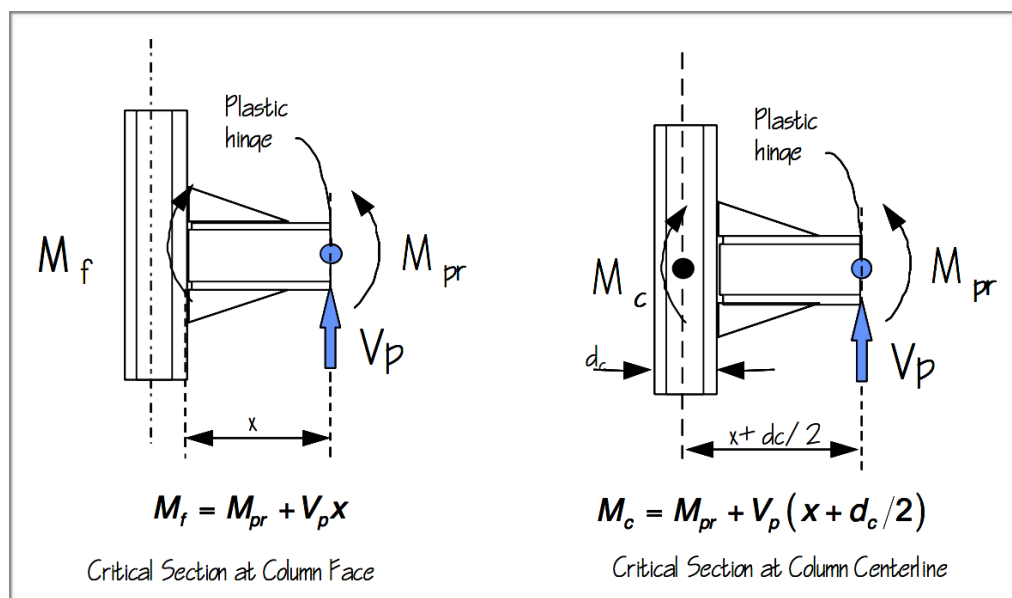


Figura 42. Calculo del momento proyectado a la cara y centro de la columna. (Federal Emergency Management Agency, 2000)

Al ser la distancia Sh igual a cero, esto quiere decir que la rotula ocurrirá en los extremos de la viga pero no sobre la cara de la columna, además el momento plástico probable sobre la rotula plástica es igual al momento en la cara de la columna.

$$M_f = M_{pr} = 38.05 \text{Ton} \cdot \text{m}$$

2.6 Conexión Placa Diafragma

Las conexiones son elementos fundamentales para transmitir correctamente la energía producto de un sismo a los elementos que conforman el marco estructural con el fin de disipar la energía del sismo sin verse afectada la integridad de la estructura.

La conexión que se utiliza en conjunto con el sistema “Colum-tree” es una conexión a momento Placa Diafragma, la cual como su nombre lo indica se comporta como un diafragma sobre la columna separando el núcleo de la conexión del resto de la columna y que de esta manera exista un estado o comportamiento continuo del elemento viga con el propósito de evitar la transmisión de esfuerzos de los elementos viga a los elementos columna ya que estas fuerzas pueden generar fallas locales que inciten al colapso de la estructura.

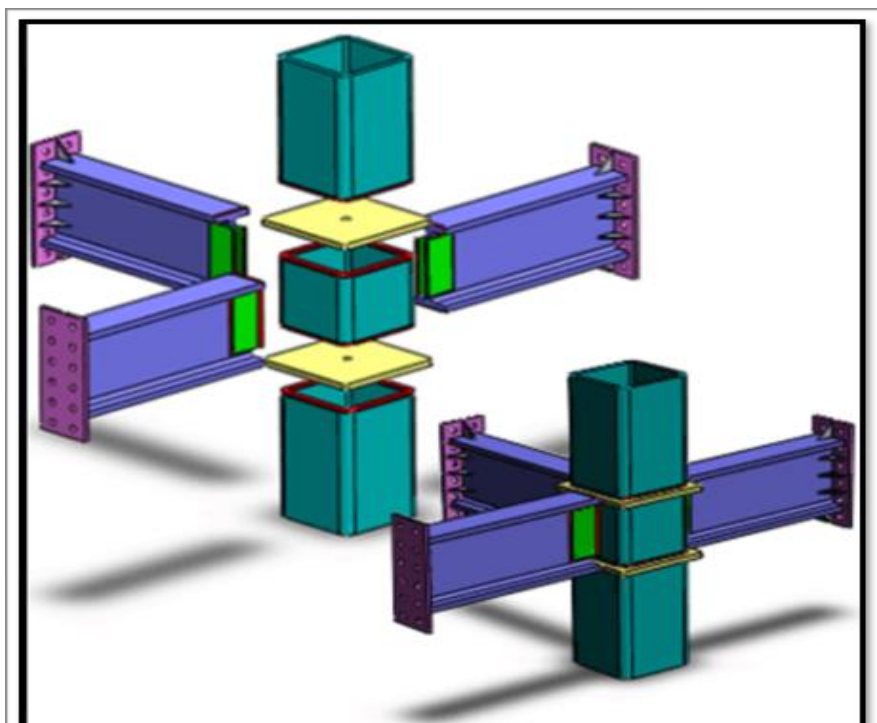


Figura 43. Conexión placa diafragma. (Recuperado de: <http://e-secure.ir/en/jnt/hssrigid> en 2017)

La conexión consiste en dos placas diafragmas que atraviesan la columna en las secciones donde se encuentran los dos patines del elemento viga las cuales se conectan directamente con el patín inferior y superior evitando el contacto directo entre los patines de la viga y la columna. La conexión que se realiza sobre el alma de la viga si se realiza sobre el núcleo del elemento columna, con un par de cavacotes o cortes cercanos a los extremos que limitan con la placa diafragma.

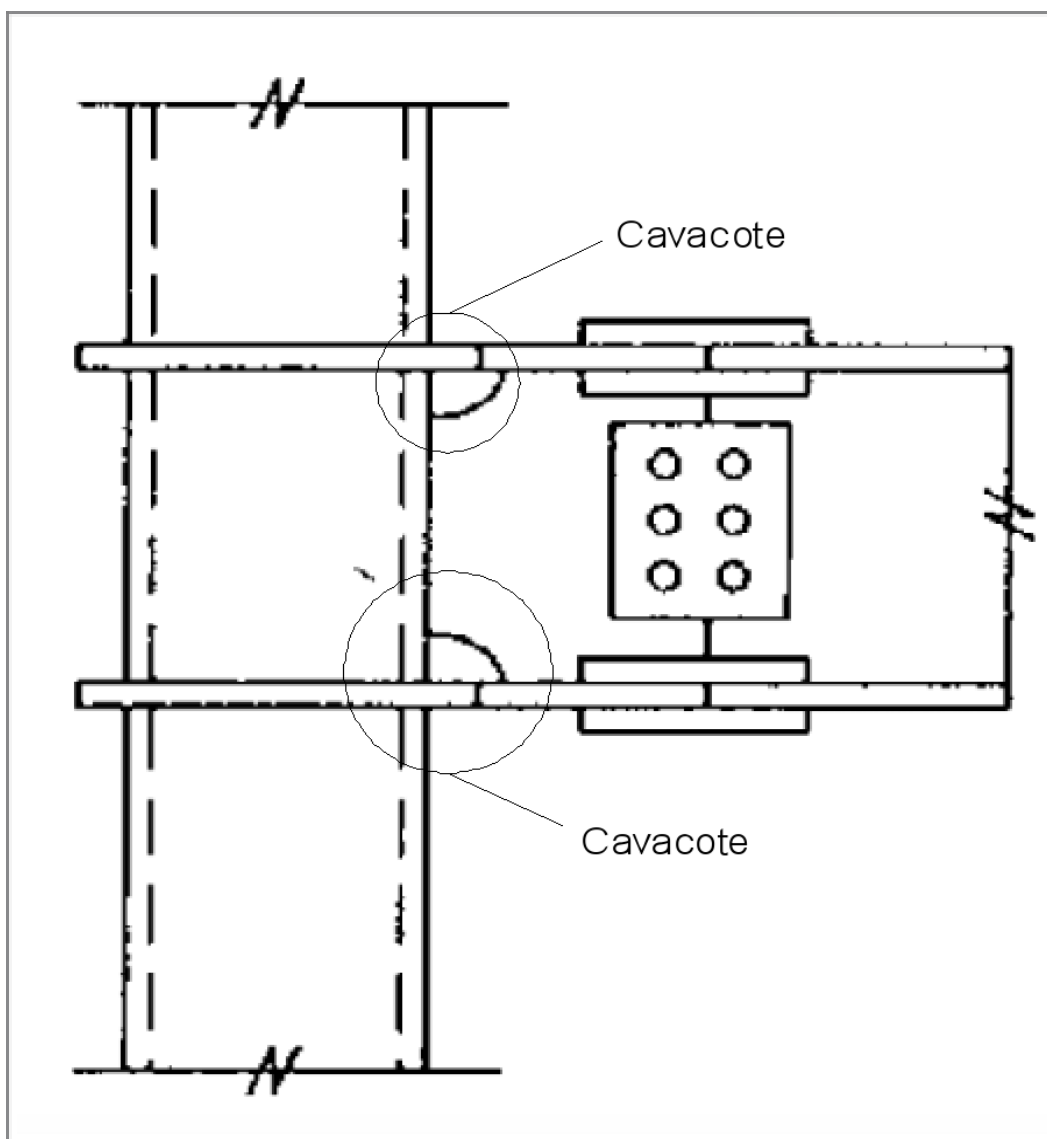


Figura 44. Vista lateral conexión placa diafragma. (Chia-Ming, Michel, & Rafael, 1998)

En la imagen se muestra un ejemplo de cómo luce la conexión entre un elemento viga y columna y como se observa las placas diafragmas se encuentran conectadas mediante soldadura a los patines. La única diferencia que existe entre la conexión de la imagen y la propuesta para la estructura es que las vigas son continuas y no contienen la conexión apenada que se muestra. En la imagen también se ubican los cavacotes que se deben realizar sobre el alma de la viga.

Las dimensiones de la conexión dependerán del ancho de la columna y del peralte de la viga debido a que las placas diafragmas deben ser ligeramente mayores a las dimensiones de estos elementos con el fin de transmitir correctamente los esfuerzos.

La conexión placa diafragma es principalmente utilizada en Japón para estructuras de varios niveles para usos comerciales o habitacionales debido a que el comportamiento sísmico resistente de elemento es óptimo para estas condiciones. Se tiene conocimiento del uso de este sistema constructivo (Colum-tree) para estructuras de hasta 5 niveles para uso comercial de centros comerciales.

Una de los principales beneficios del uso de esta conexión en combinación con las vigas W y las columnas HSS es la manera en cómo se transfieren las cargas axiales entre los elementos viga. Como bien se sabe los movimientos telúricos provocan fuerzas horizontales sobre la estructura las cuales son transmitidas a todos y cada uno de los elementos estructurales y por medio de esta configuración se pueden transmitir de manera más eficaz estos esfuerzos entre los elementos viga sin comprometer la

estabilidad de los elementos columna, evitando de esta manera pandeos locales y deformaciones sobre estos.

La complejidad de la conexión es baja ya que se compone solamente de dos placas diafragma y un núcleo el cual se conforma por una sección HSS del elemento columna; no cuenta con complejas configuraciones de pernos lo que aumenta su viabilidad para la construcción y erección por mano de obra no calificada.

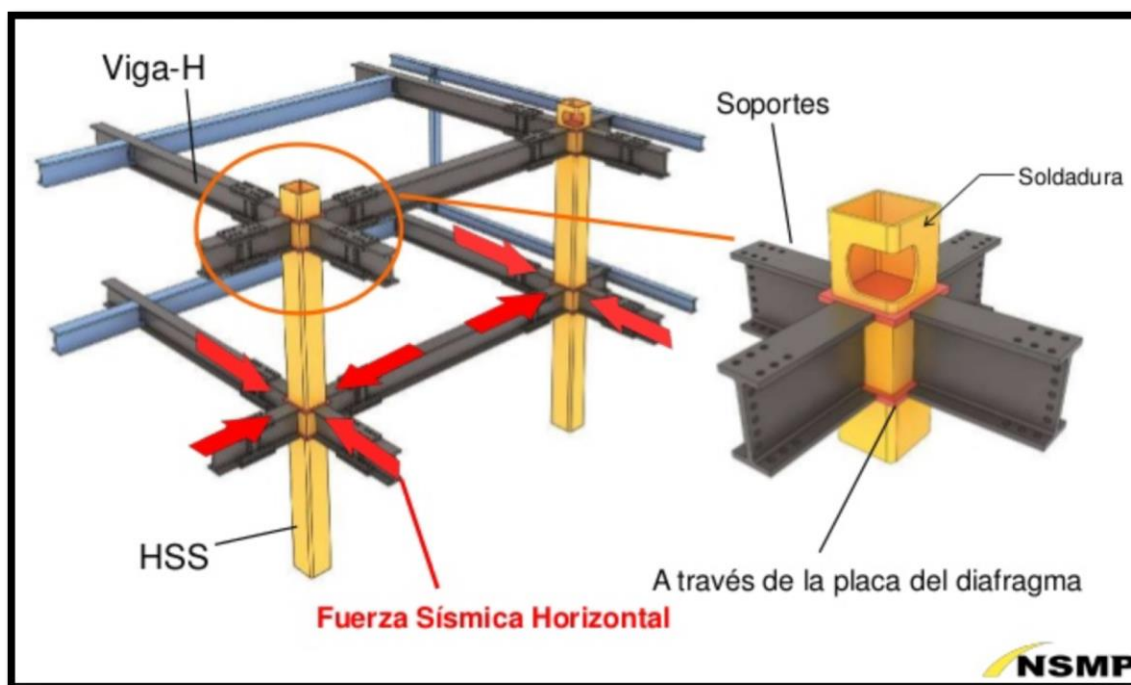


Figura 45. Sistema Column-tree con conexión soldada de placa diafragma de columna HSS a Viga W. (Ruiz, 2013)

Las investigaciones realizadas por el gobierno de Japón luego del sismo de Kobe en 1995 indicaron que la mayoría de las fallas en los edificios producto de este sismo ocurrieron en los patines inferiores de los elementos viga, en la conexión con las columnas, en donde las fallas se originaron inicialmente en las esquinas con elementos soldados y estas se propagaron hacia el alma de la viga.

Las investigaciones realizadas a las edificaciones que se vieron afectadas por el sismo de Kobe también indican que, en conjunto con las fallas ocurridas sobre los patines de las vigas y las fracturas, también se presentó un claro fenómeno de la plastificación sobre las vigas, acompañados de pandeos locales sobre los patines. Esto nos indica que anterior al sismo de Kobe, la conexión contaba con la capacidad para transmitir los esfuerzos y generar las rotulas plásticas que dependiendo del tipo de diseño son elementales para que la estructura encuentre un mecanismo de disipación de energía y no un mecanismo de colapso.

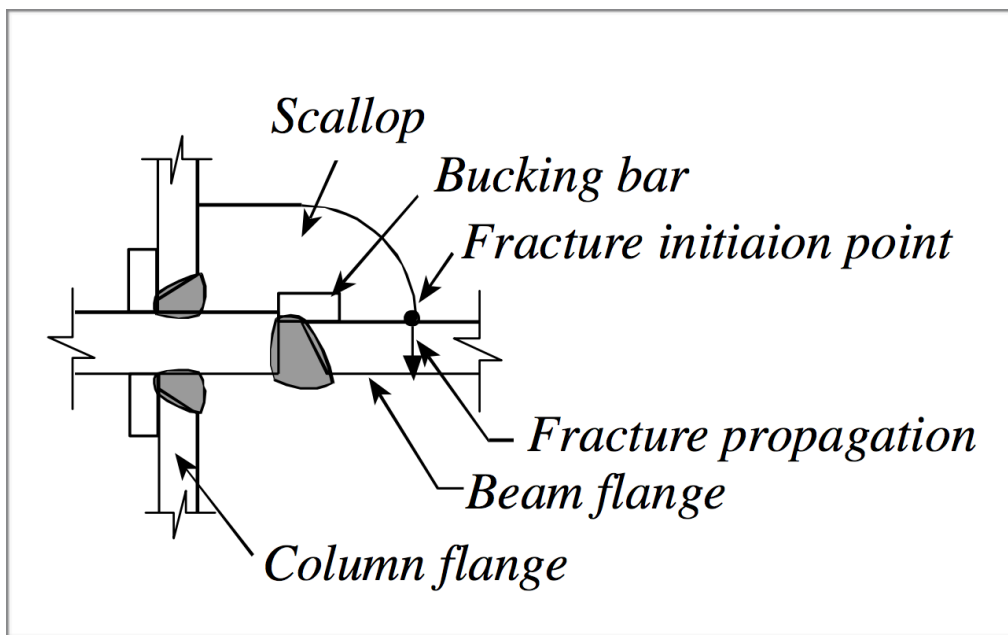
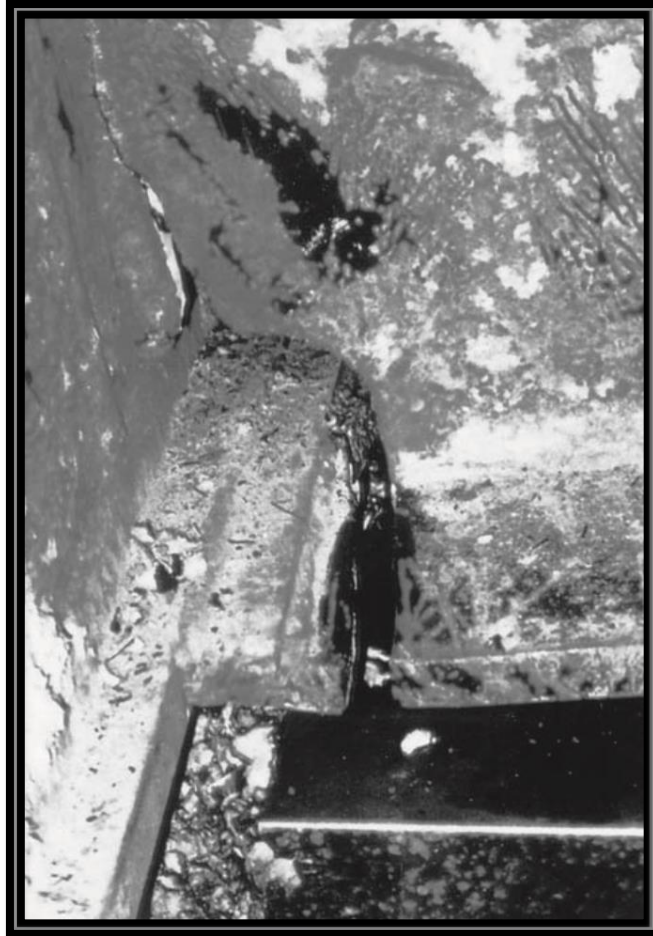


Figura 46. Falla típica sobre la conexión Placa Diafragma. (13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, B.C., Canada 2004)



*Figura 47. Falla en el patín de viga con conexión placa diafragma.
(Chia-Ming, Michel, & Rafael, 1998)*

Se realizó un análisis básico con ayuda del software SolidWorks, con el cual se determinó que los esfuerzos y deformaciones sobre esta conexión se concentran principalmente en el patín inferior de la viga y de manera más puntual en la soldadura adyacente al cavacote o corte realizado al alma de la viga. Esto indica que se deben de realizar los correctos dimensionamientos y realizar las soldaduras de la manera más eficaz posible.

La conexión se clasifica como una conexión parcialmente rígida por el libro “Ductile Design of Steel Structures” anterior al sismo de Kobe, esto debido al

detallamiento realizado sobre la conexión viga columna, la cual indicaba que la conexión no se desarrollaba la capacidad requerida y rotaciones plásticas de 0.03 radianes.

Estudios posteriores a este sismo indican que bajo el correcto detallamiento y bajo las practicas constructivas y de soldadura más optimas como se indica en el anexo A del libro “Design Guide for Structural Hollow Sections Column Connection” (DG 9) la conexión placa diafragma clasifica como una conexión rígida y que la misma cuenta con la capacidad estructural para desarrollar rotaciones plásticas mayores a los 0.04 radianes.

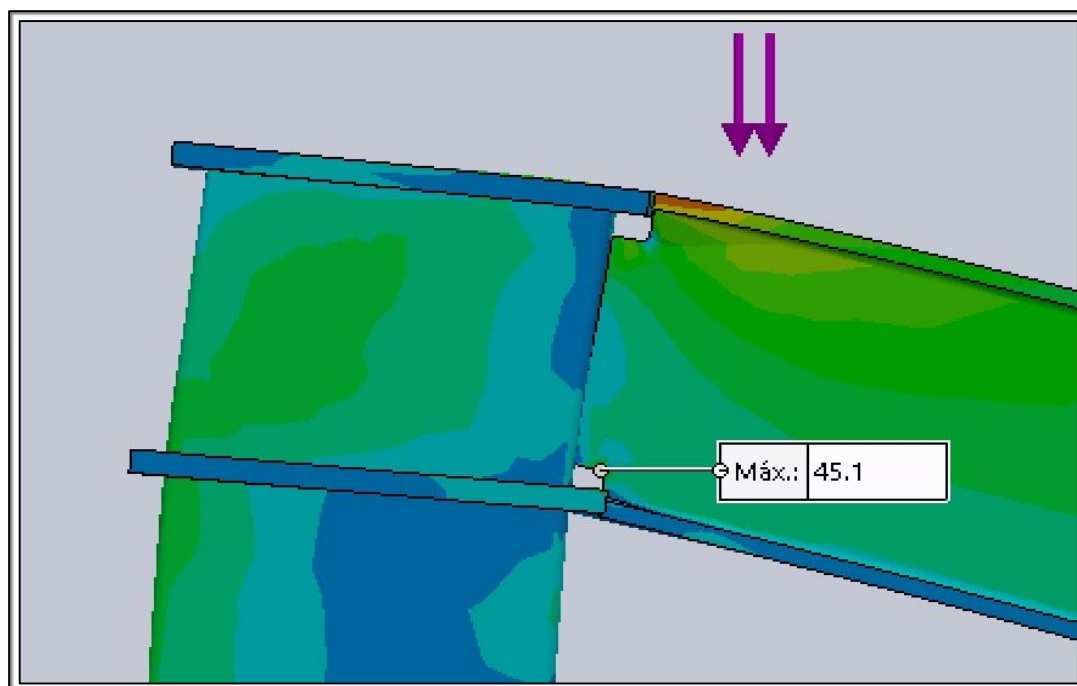


Figura 48. Deformación máxima, modelo de SOLIDWORKS. (Elaborado por el autor, 2017)

Las investigaciones y ensayos indican que el mejoramiento en el detallamiento de la conexión repercute en un aumento de la rigidez del mismo, lo que también ayuda a aumentar la ductilidad de la conexión; en otras palabras, el mejoramiento en el

detallamiento permite mayores rotaciones plásticas para que de esta manera la conexión clasifique como una conexión rígida de máxima capacidad y se puede diseñar la estructura en cuestión como un SMF (Special Moment Frame) y que además se logren desarrollar las rotulas plásticas.

Las mejoras sobre las conexiones se clasifican bajo dos categorías según las condiciones bajo las cuales se pueda elaborar la conexión, estas dos categorías son según el libro “Design Guide for Structural Hollow Sections Column Connections” como: Conexiones soldadas en Taller o Conexiones Soldadas en Sitio. En la siguiente imagen se muestran los resultados del mejoramiento realizado sobre los componentes de la conexión como en los cavacotes y la soldadura. Los resultados muestran las deformaciones plásticas acumuladas tanto medias (mean) como las obtenidas por desviación estándar (minus one Standard Deviation). Los resultados que se muestran en paréntesis se encuentran en unidades de radianes.

(a) Conexiones Soldadas en Taller				
Mejora realizada en			Factor de deformación plastica acumulada	
Corte en Viga	Pase de soldadura	Weld Tab	Medio	Medio menos DS
Si y No	No	No	31 (0.040)	15 (0.029)
Si y No	Si	No	46 (0.047)	30 (0.039)
No	No	Si	51 (0.049)	35 (0.041)
No	Si	Si	51 (0.049)	35 (0.041)
Si	No	Si	54 (0.051)	38 (0.043)
Si	Si	Si	68 (0.056)	52 (0.050)

(b) Conexiones Soldadas en Sitio					
Mejora realizada en					
Corte en Viga	Pase de soldadura	Weld Tab	Defecto soldadura	Medio	Medio menos DS
Si y No	No	No	No existe	29 (0.038)	6 (0.019)
Si y No	No	Si	Existe	34 (0.041)	12 (0.025)
No	Si	No	No existe	42 (0.045)	19 (0.032)
No	Si	Si	Existe	46 (0.047)	24 (0.035)
Si	Si	Si	Existe	47 (0.048)	25 (0.036)
Si	No	Si	No existe	49 (0.049)	27 (0.037)
Si	Si	Si	No existe	62 (0.054)	40 (0.044)

En la categoría “Shop-Welded connections” se nota fácilmente como las rotaciones plásticas son mayores en comparación con las ocurridas sobre la categoría “Field-Welded connections”. Cuando se aplican las mejoras en todas las categorías las conexiones realizadas en taller pueden generar rotaciones de hasta 0.05 radianes, mientras que en las conexiones realizadas en sitio pueden alcanzar rotaciones plásticas de hasta 0.044 radianes, precisamente lo necesario para clasificar la conexión como como rígida y el sistema estructural como un Marco de Momento Especial (SMF) según el Código Sísmico de Costa Rica 2010.

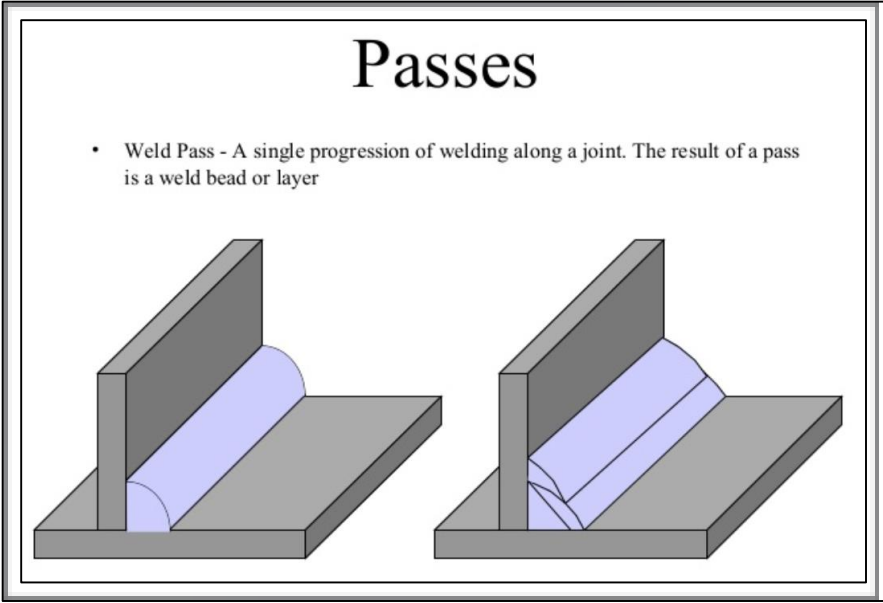


Figura 49. Cordones de soldadura. (Taejin KIM, 2004)

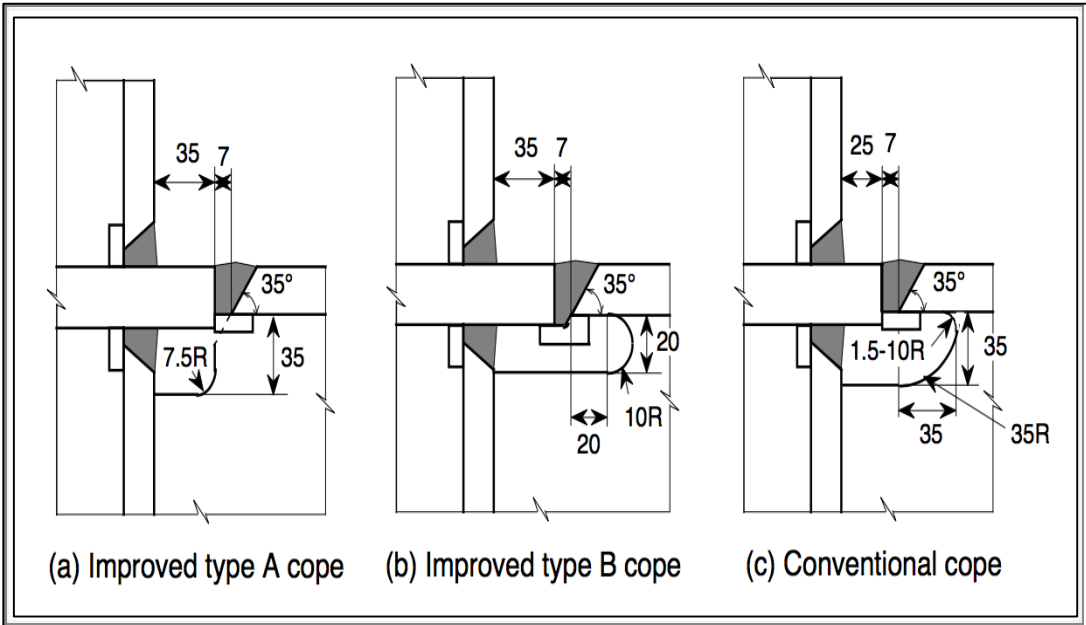


Figura 50. Mejoras realizadas en los cortes, a) Mejora tipo A, b) Mejora tipo B, c) Corte convencional (Packer, DESIGN GUIDE FOR STRUCTURAL HOLLOW SECTION COLUMN CONNECTIONS, 2004)

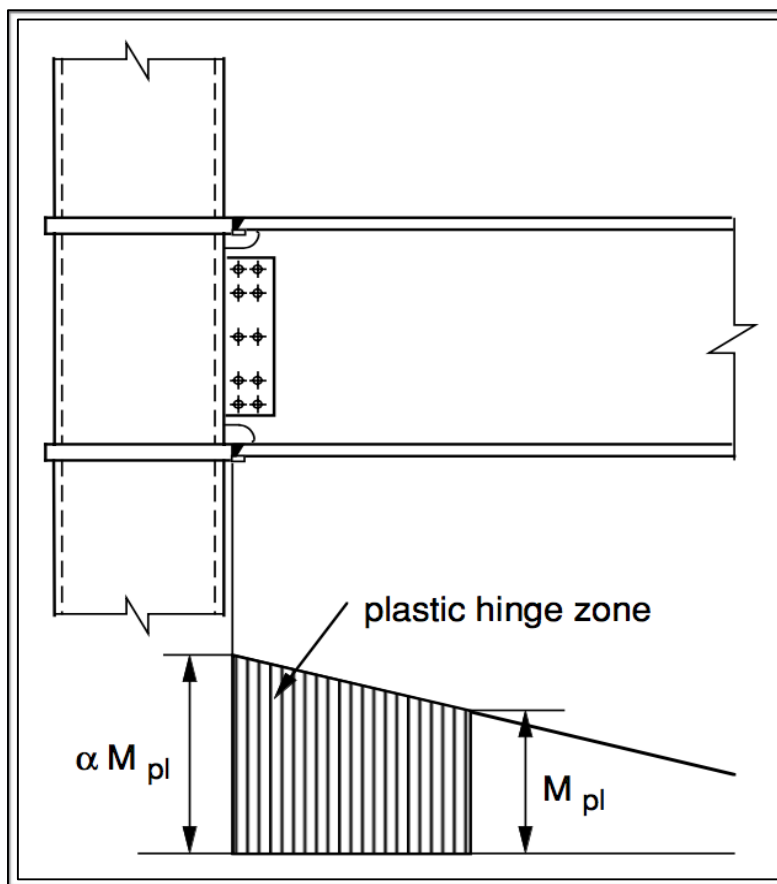


Figura 51. Zona de rotula plástica. (Packer, DESIGN GUIDE FOR STRUCTURAL HOLLOW SECTION COLUMN CONNECTIONS, 2004)

El propósito de utilizar esta conexión, es construir la misma en los talleres de soldadura, con el fin de asegurar la mayor calidad principalmente sobre la soldadura y la simetría del elemento para luego solamente tener que ensamblar los elementos en el sitio de construcción y realizar las conexiones soldadas entre vigas y empalmes de columnas.

La viabilidad para elaborar este tipo de conexiones en los talleres de Costa Rica es posible, a pesar de esto se debe de tomar en cuenta la mano de obra existente en el ámbito no es la más calificada por lo que se debe de tomar en cuenta que para que se

un comportamiento dúctil y rígido de la conexión se deben de aplicar las mejoras mencionadas anteriormente.

Tomando en cuenta esto y analizando el detallamiento que se debe de aplicar sobre la conexión además de las cualidades y calidad de materiales, soldadura y mano de obra del país, se opta por determinar que la conexión no desarrollara rotaciones plásticas mayores a los 0.03 radianes, a pesar de que los ensayos experimentales y estudios realizados muestran lo contrario. Al realizar esta suposición la estructura clasificaría como un Marco de Momento Intermedio (IMF), lo que generará que se utilicen perfiles de mayor peralte y espesor, lo que provocará un mayor costo desde el punto de vista de materiales, pero un menor detallamiento en la conexión.

Sería posible para la realidad actual en el país realizar todas las mejoras y detallamientos sobre la conexión para que esta cumpla con los límites de rotaciones plásticas y que clasifique como un marco de momento especial (SMF), pero para que esto se dé, se deben de realizar todas estas mejoras y construcción del elemento conexión en un taller de soldadura. La dificultad para que esto ocurra reside en el hecho de que las conexiones que se deben realizar para las vigas deben ser apernadas como se muestran en la siguiente imagen.

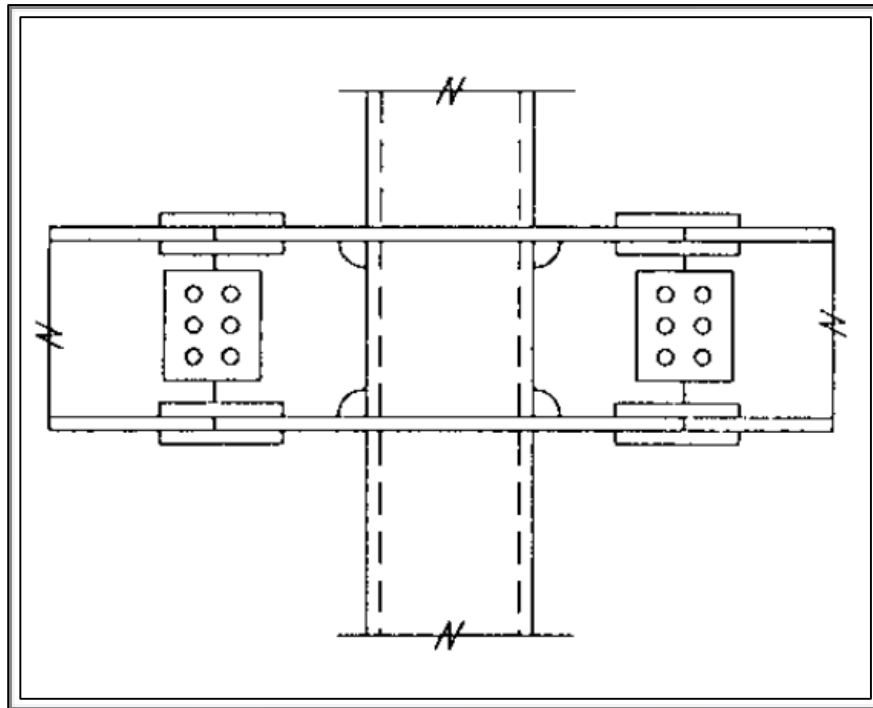


Figura 52. Conexión típica de placa diafragma. (Chia-Ming, Michel, & Rafael, 1998)

Como se observa la conexión requiere de una sección de viga conectada directamente a las placas diafragmas por medio de soldaduras al igual que el alma de estas secciones, pero en consecuencia se deben de apernar el resto de la viga, esto genera una facilidad al momento de construir la estructura ya que solamente consistiría en un proceso de ensamblaje, dejando de lado todo el proceso de soldadura para los talleres.

Otro impedimento que existe para asegurar que el comportamiento de la conexión producirá rotaciones mayores a los 0.04 radianes según los lineamientos planteados en los estudios mencionados, es la conexión que se debe de realizar entre el alma de la viga y el núcleo de la conexión. Esta conexión se precisa sea apernada para la categoría “Conexiones Soldadas en Sitio”. A pesar de esto, si las soldaduras que se realizan en

sitio cuentan con los mejores estándares de calidad tanto para materiales como mano de obra, se puede intentar replicar el comportamiento de la conexión soldada en taller sin necesidad de utilizar pernos, pero bajo la consecuencia de no poder asegurar que el comportamiento será el requerido para un SMF.

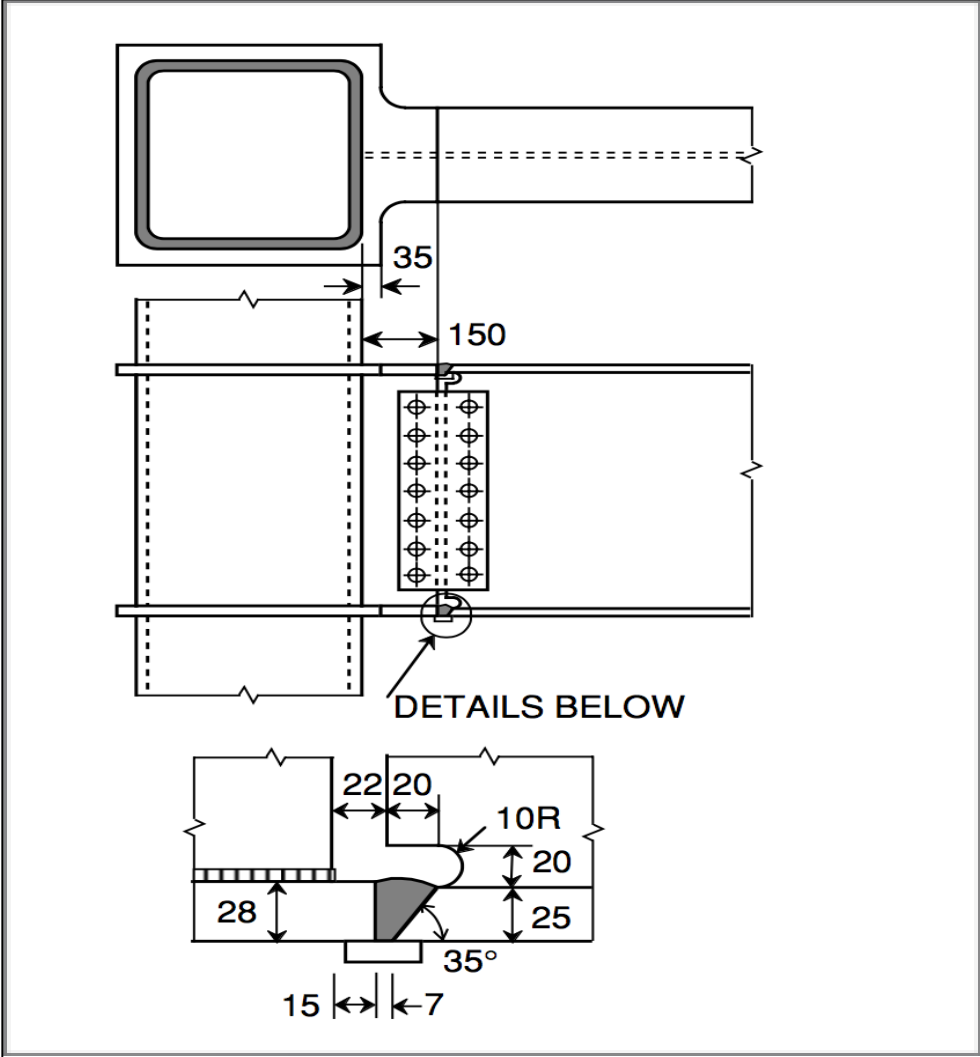


Figura 53. Posibles mejoras en detallamientos. (Packer, DESIGN GUIDE FOR STRUCTURAL HOLLOW SECTION COLUMN CONNECTIONS, 2004)

Otro aspecto que se encontró mejoró el comportamiento de la conexión fue la extensión de una porción de la placa diafragma hacia la viga, como se muestra en la imagen anterior. Este no es un aspecto fundamental para la conexión, además de que puede ser algo complicado de elaborar en un taller y aún más en sitio.

El espesor de la placa diafragma se recomienda sea de entre 3mm a 9mm mayor al espesor de los patines de las vigas. El ancho de las placas diafragma se debe extender de 20mm a 35mm desde el extremo de la columna. Estos parámetros son los recomendados por el Ingeniero Jeffrey A. Packer en el "DG 9"

Para obtener toda la información que se menciona acerca de esta conexión, sus limitantes y parámetros de detallamiento, se realizaron una serie de pruebas a gran escala en la cual participaron 7 importantes universidades japonesas, de esta serie de pruebas se analizaron un total de 86 especímenes con conexiones placa diafragma con detallamientos comunes y mejorados.

Para la estructura sobre la cual se realizó el análisis estructural y el diseño de sus elementos estructural la conexión debe de tener las siguientes características o dimensiones iniciales como se muestra en la imagen a continuación.

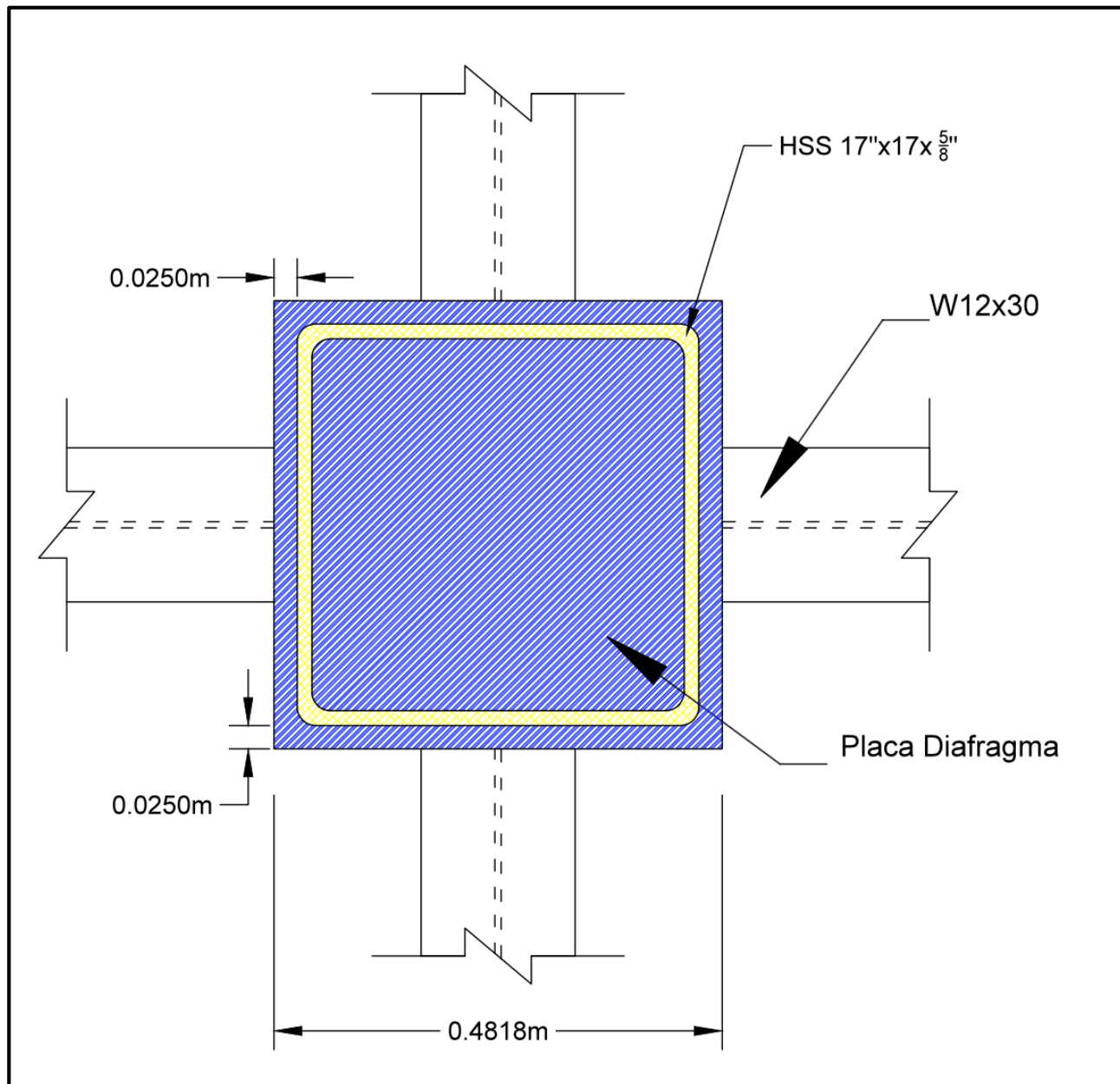


Figura 54. Vista en planta de la conexión y sus dimensiones. (Elaborado por el autor, 2017)

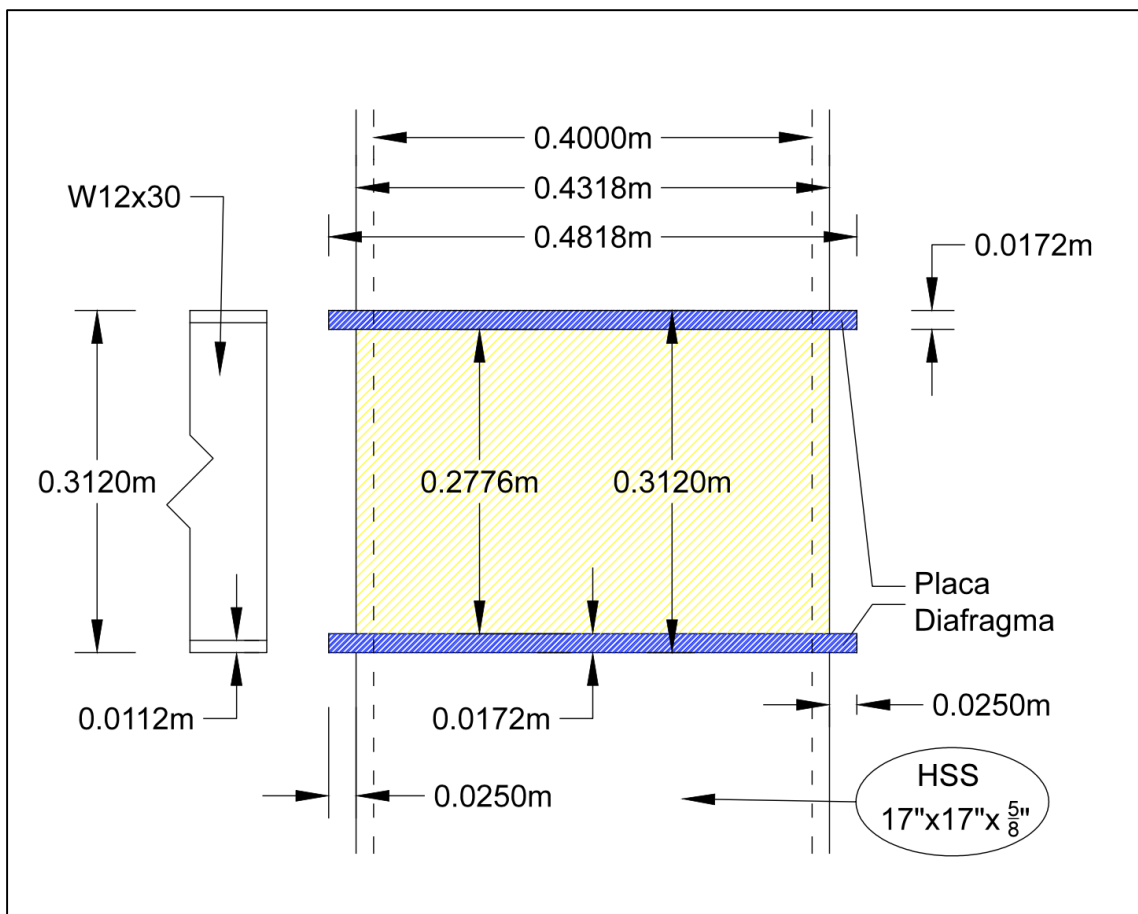


Figura 55. Vista lateral de la conexión y sus dimensiones. (Elaborado por el autor, 2017)

Se recomienda que la placa sea 25mm más ancha en cada extremo que la columna, es decir que sea 50mm más ancho que la dimensión de la columna de 18 pulgadas para un total de 50.72cm. El espesor de los patines de la viga W12x30 es de 1.12cm por lo que el espesor de la placa diafragma será 6mm mayor para un total de 1.72cm o 1/2 pulgada de espesor. La distancia entre las placas diafragma será equivalente al peralte de la viga a la cual será conectada.

La investigación mencionada en el Anexo A del "DG 9" indica que si la soldadura de la conexión se realiza en un taller (Shop-Welded) la conexión no ocupará de una placa

para la conexión a cortante y se puede soldar el alma de la viga directamente sobre el núcleo de la conexión. Para el caso de las conexiones soldadas en sitio (Field-Welded) la misma si ocupará de una placa para realizar la conexión a cortante con el alma de la viga.

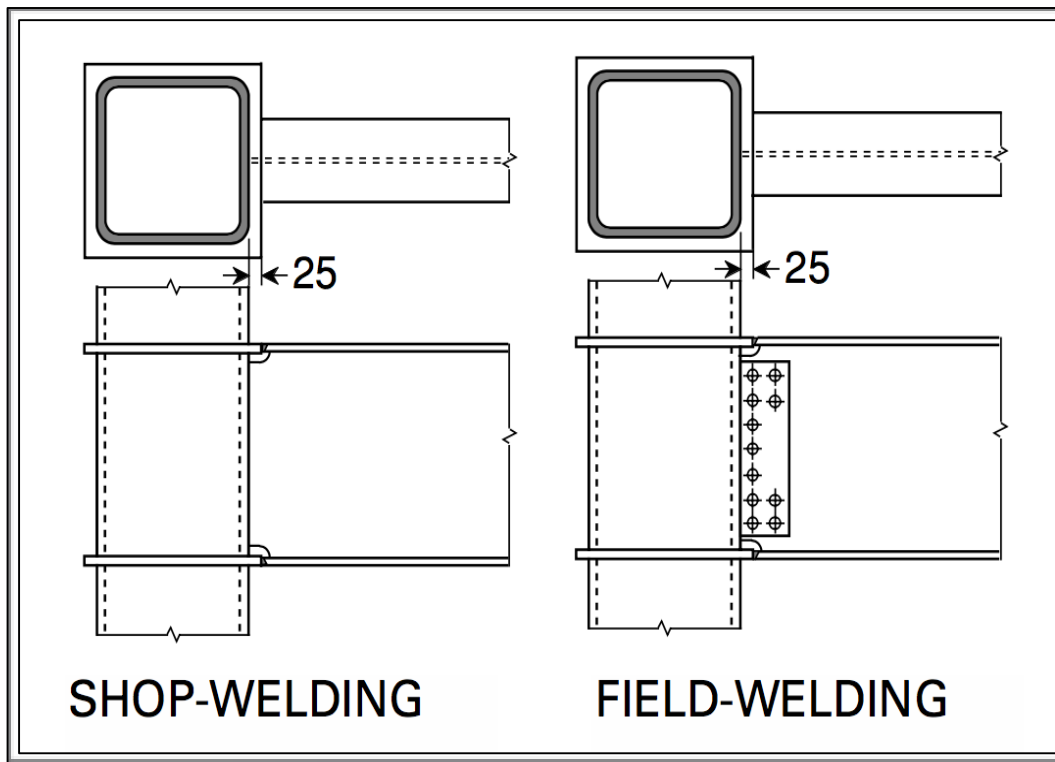


Figura 56. Conexión Soldada en taller y en sitio. (Packer, DESIGN GUIDE FOR STRUCTURAL HOLLOW SECTION COLUMN CONNECTIONS, 2004)

Se recomienda que los elementos denominados como “backing bars” sean unidos por soldadura de filete a los patines de la viga hasta un cuarto del ancho del patín desde sus extremos, según lo indican las recomendaciones del AIJ de 1995 (Architectural Institute of Japan), para evitar que la soldadura se encuentre frente al cavacote, debido a que previas investigaciones muestran que las soldaduras de filete que se encontraban frente a los cavacotes frecuentemente incitaban fracturas frágiles que iniciaban en el extremo del corte del cavacote en contacto con el patín de la viga.

Los elementos “Weld Tabs” pueden ser de acero o bien de un material cerámico fabricado principalmente en Japón, llamados “Flux Tabs” por lo que utilizar estos es poco viable. Al utilizar los elementos “Weld Tabs” de acero, se encontró que en las esquinas de las conexiones entre las placas diafragma y los patines de las vigas se provocaron fracturas que se originan en las raíces de zonas donde los materiales no se fusionaron correctamente.

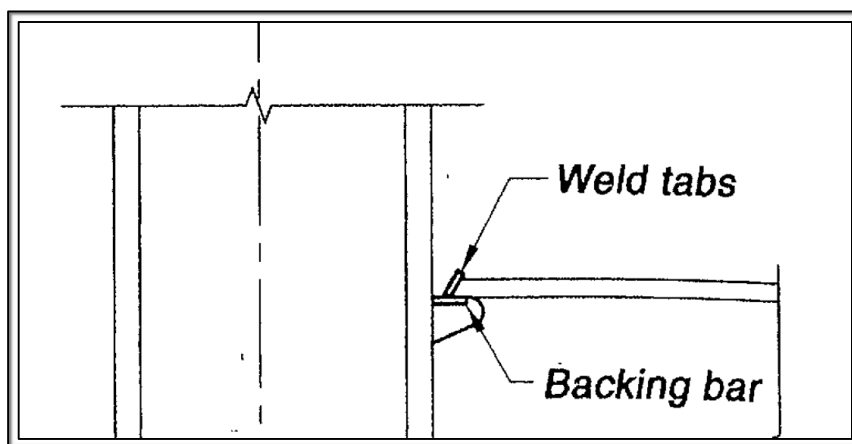


Figura 57. Elementos necesarios para realizar la soldadura. (Ramirez, 2016)

Para asegurar que la conexión desarrolle la capacidad correcta y se eviten estos fenómenos de fractura también se deben de seguir las recomendaciones que se indica en el Anexo A del “DG 9” que muestra dos métodos para realizar la aplicación de la soldadura denominados como: “stringer beads” y “weave beads”. El segundo método provee una mejor depositación de metal de soldadura y una mejor transmisión de calor, lo que genera una mejor fusión entre los materiales.

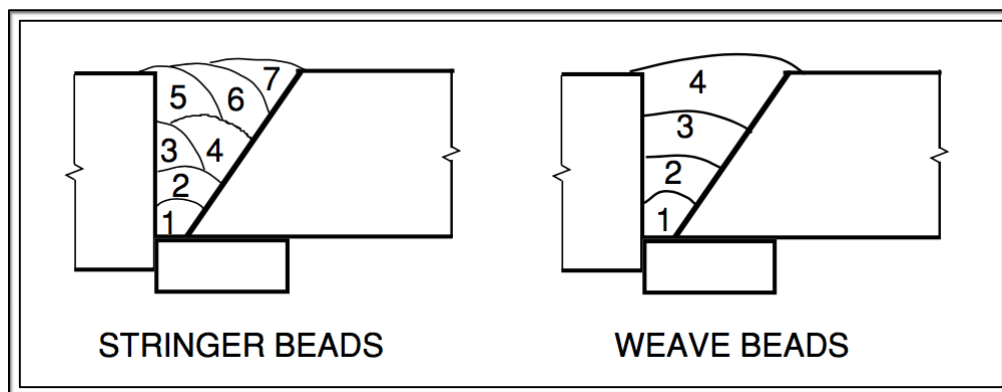


Figura 58. Métodos de aplicación del cordón de soldadura. (Packer, DESIGN GUIDE FOR STRUCTURAL HOLLOW SECTION COLUMN CONNECTIONS, 2004)

Como se muestra en la imagen, el segundo método consiste en realizar una sola capa del material de fusión en cada uno de los niveles sin alternarlos, lo que provoca que se apliquen menos capas de soldadura a diferencia del primer método de aplicación, en el cual se alternan las capas y consecuentemente se pueden generar mayores zonas donde el material no se fusione.

Para la conexión clasificada como soldada en taller, se debe de realizar una soldadura de ranura para unir las placas diafragma con la zona panel (sección de columna HSS), la soldadura que se realiza entre los patines de la viga y la placa diafragma debe ser de ranura con un único bisel sobre el patín y de penetración completa en conjunto con “backing bars”. Se recomienda que al soldar los patines a las placas diafragma se realice sobre una superficie plana y debe voltearse la conexión para realizar cada una de ellas. Para la unión entre el alma de la viga y el patín de la columna solamente se requiere sea soldadura de filete.

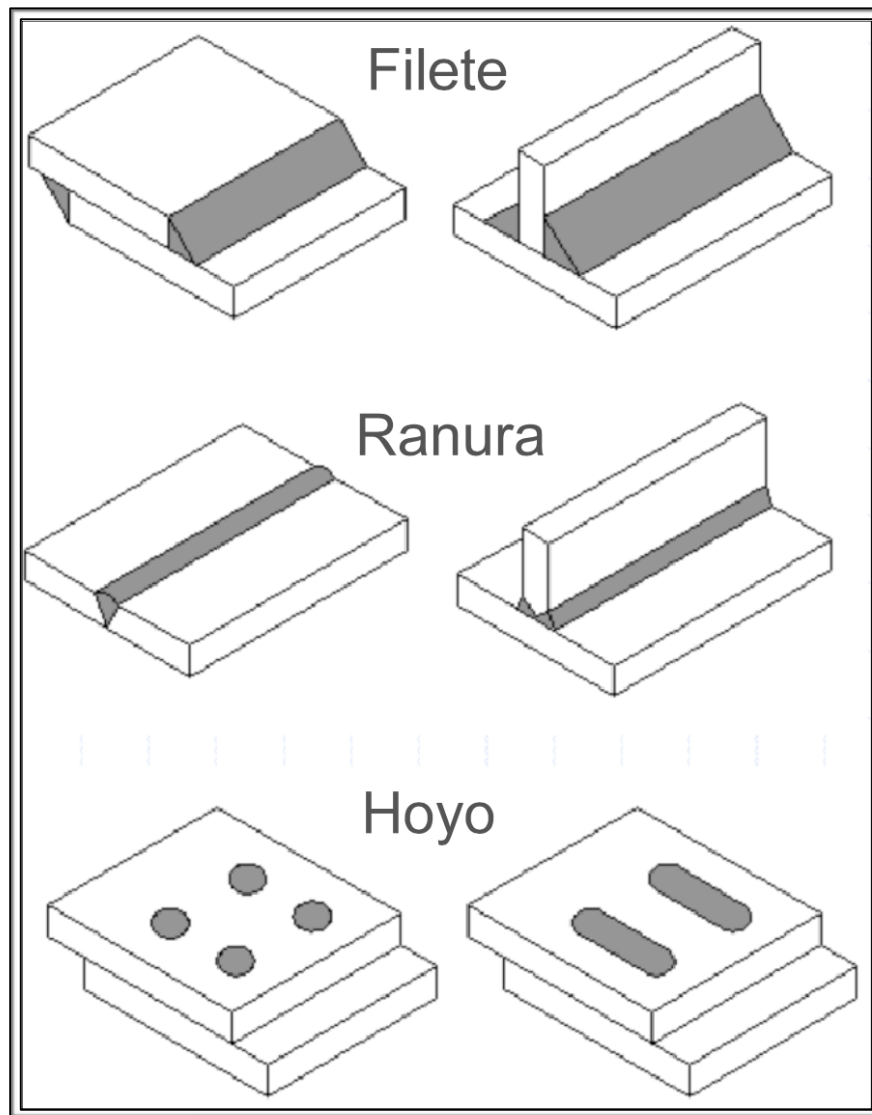
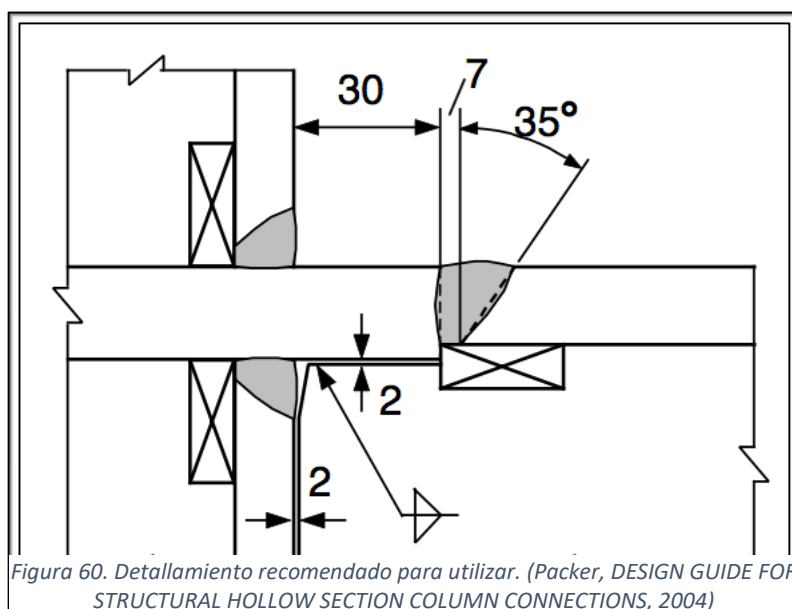


Figura 59. Distintos tipos de aplicacion de soldadura. (Elaborado por el autor, 2017)

Las conexiones clasificadas como soldadas en sitio, son similares a las soldadas en taller, con la única diferencia de que el alma de las vigas se encuentra apernada a la zona panel por medio de una placa en lugar de ser soldada directamente al alma.

Si se pudiesen replicar las condiciones de un taller en el sitio de construcción, asegurando las normas de calidad tanto para materiales como para la soldadura y la mano de obra y haciendo uso de soldadura por arco metálico con gas, se podrían evitar el uso de pernos para realizar la conexión del alma de la viga. Todas las soldaduras deben ser de penetración completa.

Se recomienda que se utilice el detallamiento que se muestra en la siguiente imagen para la conexión, donde se muestra el tipo de corte que se puede realizar, las dimensiones de los elementos, el ángulo de corte del bisel y la ubicación de los “Backing bars”. Se considera que el detallamiento mostrado en la imagen puede ser más fácil de aplicar para la realidad y actualidad nacional debido a que contiene menores complejidades que los otros detallamientos mostrados, además de que puede ser aplicable en sitio y sin la necesidad de mano de obra sobre calificada.



El comportamiento histerético de la conexión demuestra como se indica en el libro “Ductile Design of Steel Structures” que efectivamente detallamientos sin agujeros de acceso para la soldadura (Cavacote) pueden asegurar un rendimiento sísmico altamente dúctil, lo que reafirma que el detallamiento en el corte realizado no asegura un comportamiento dúctil, pero un mejoramiento en la soldadura si puede representar una mejora en el comportamiento dúctil de la conexión.

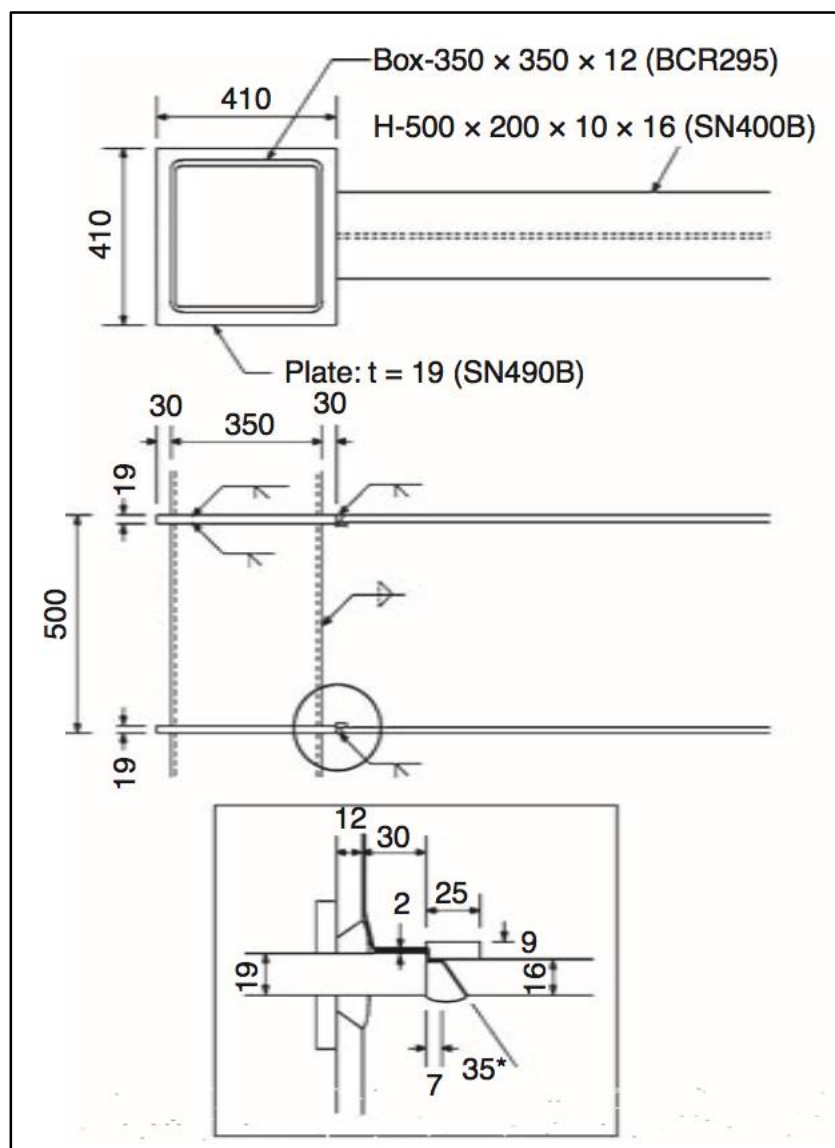


Figura 61. Ejemplo de espécimen de prueba. (Chia-Ming, Michel, & Rafael, 1998)

En la imagen anterior se muestra uno de los especímenes de prueba mencionados en el libro “Ductile Design of Steel Structures” donde se muestra una conexión entre una sección HSS y una Viga W mediante una placa diafragma sobre la cual no se realizó el corte o agujero (cavacote) y se especifican los detalles de soldadura realizados y dimensiones utilizadas. Este espécimen contiene todos los elementos de la viga W soldados a la conexión como se prevé será necesario para la realidad nacional.

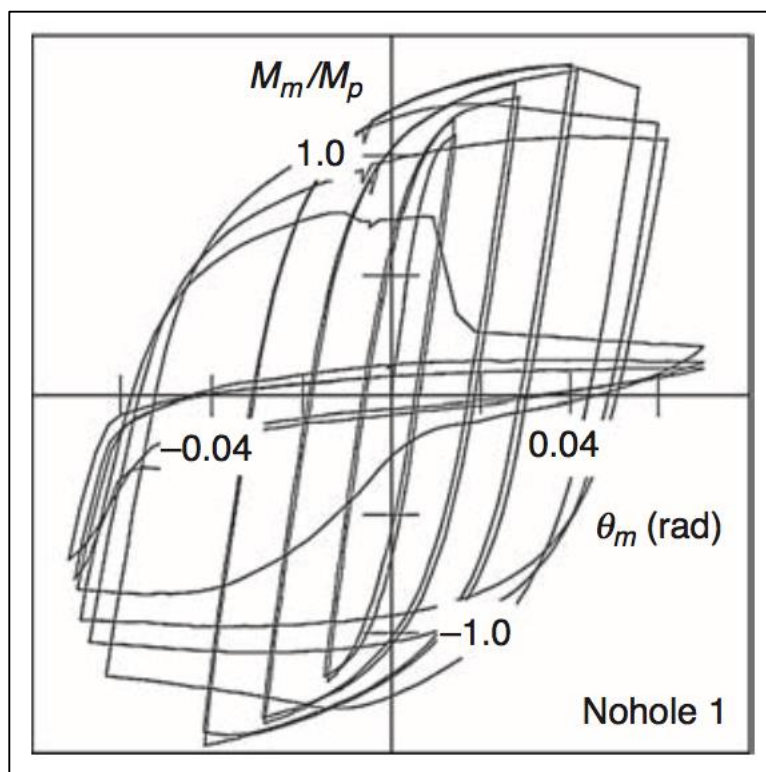


Figura 62. Comportamiento histerético del espécimen. (Chia-Ming, Michel, & Rafael, 1998)

Se puede observar en la imagen el comportamiento histórico del espécimen en estudio el cual tiene un comportamiento dúctil notable, con rotaciones plásticas mayores a los 0.03 radianes.

También se realizaron estudios sobre especímenes con vigas de sección reducida conocidas como RBS (Reduce Beam Section), sobre las cuales se obtuvieron resultados igualmente aceptables, pero bajo una configuración de detallamiento diferente a la mostrada anteriormente. En la siguiente imagen se muestra el detallamiento utilizado y las dimensiones de los elementos y conexión del espécimen.

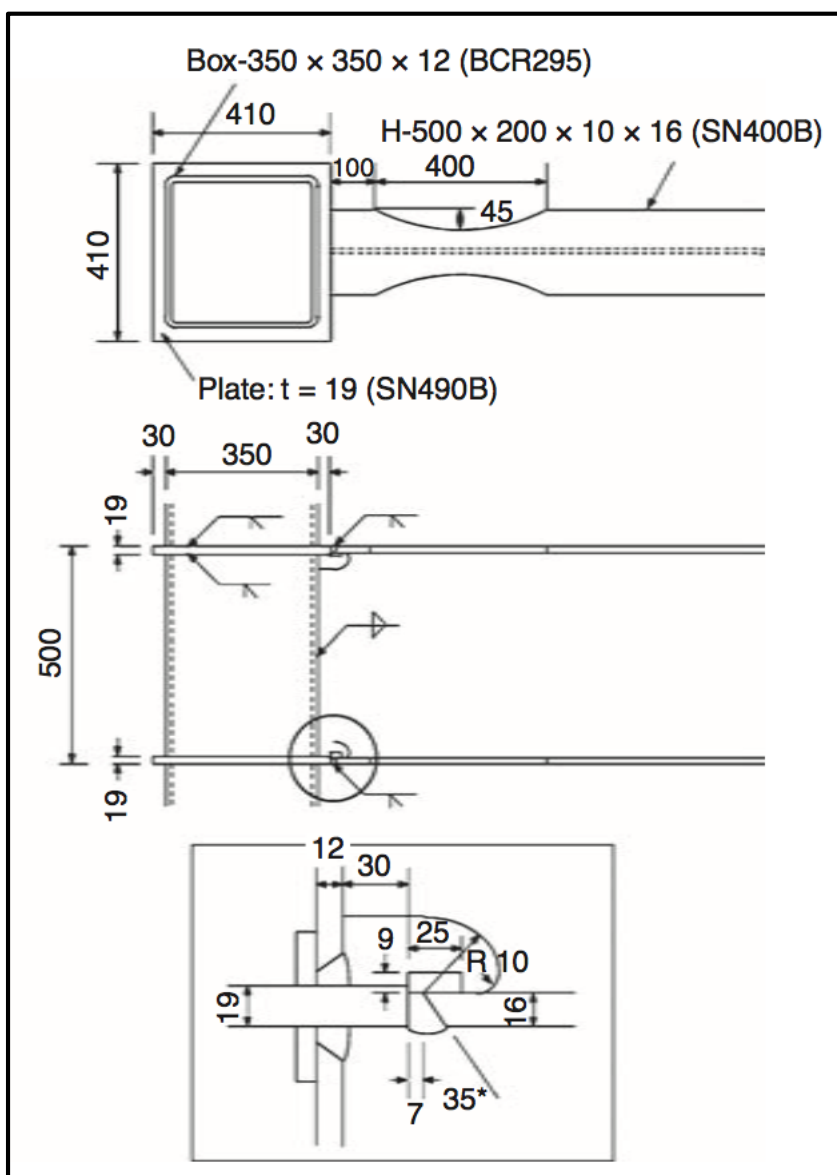


Figura 63. Especimen de sección reducida. (Chia-Ming, Michel, & Rafael, 1998)

Cabe mencionar que las dimensiones de los elementos utilizados en el análisis de esta conexión son relativamente parecidos a las dimensiones utilizadas en el modelo de estudio de este documento. El principal parámetro donde difieren estas conexiones es la sección W utilizada para el elemento viga, el cual tiene un peralte significativamente mayor al utilizado en el modelo de estudio.

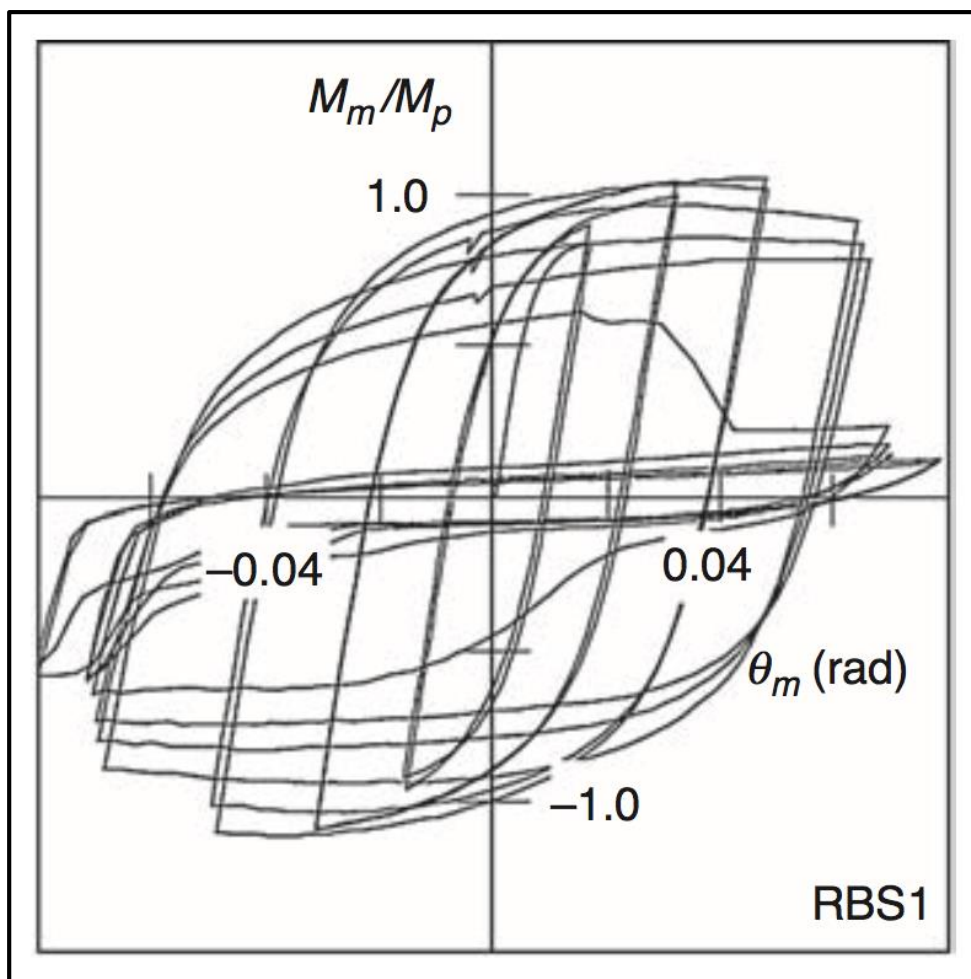


Figura 64. Comportamiento histeretico del espécimen de sección reducida. (Chia-Ming, Michel, & Rafael, 1998)

También se puede afirmar que el comportamiento de esta conexión bajo los detallamientos previamente mencionados demuestran un comportamiento dúctil con

rotaciones de hasta 0.04 radianes por lo que se puede afirmar que alcanzar fácilmente rotaciones plásticas de 0.03 radianes y que de esta manera se pueda utilizar el Marco de Momento Intermedio (IMF) como lo indica el Código Sísmico de Costa Rica.

A pesar de que el uso de elementos con sección reducida es una práctica más común de Norteamérica, se demuestra que la misma puede ser utilizada en combinación con el sistema constructivo Column-Tree bajo la conexión placa diafragma. La principal ventaja de la aplicación de esta reducción sobre las secciones es que permite el desarrollo de rotulas plásticas lejos de la cara de la columna, limitando de esta manera los momentos máximos de flexión en los extremos de la viga.

El documento “DG 9” muestra las dimensiones que debe de tener el corte o reducción que se puede aplicar sobre la sección, además también menciona que por recomendación del “FEMA Design Criteria (2000)” el corte se debe de realizar de manera circular sobre ambos patines del elemento viga. A esta conexión también se le conoce como la conexión de “*hueso de perro*”. En la siguiente imagen se muestran la geometría y dimensiones que debe tener la reducción o corte sobre la sección.

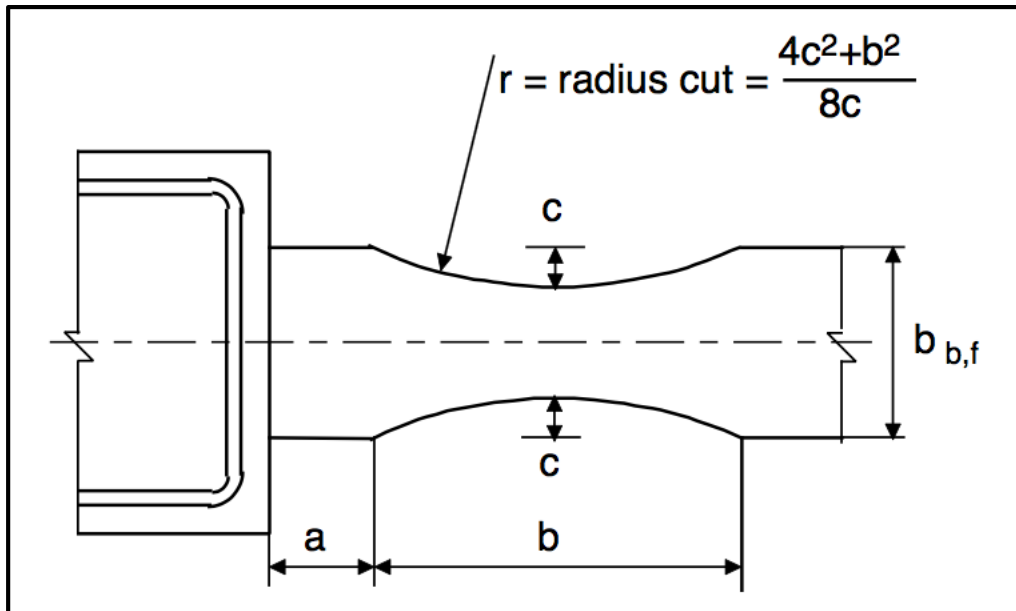


Figura 65. Dimensiones de la reducción de la sección. (Packer, DESIGN GUIDE FOR STRUCTURAL HOLLOW SECTION COLUMN CONNECTIONS, 2004)

Donde “a” debe ser un valor entre 0.5 y 0.75 veces $b_{b,f}$ [(0.5 – 0.75) $b_{b,f}$] y “b” debe de ser un valor entre 0.65 y 0.85 veces h_b [(0.65 – 0.85) h_b]. Los valores de $b_{b,f}$ y h_b son las dimensiones del elemento viga. El valor de “c” es la profundidad que tendrá el corte sobre los patines, este valor controlará el momento máximo que se pueda desarrollar sobre la sección, ya que como es fácil de determinar al reducir el área transversal del elemento se reducirá el módulo de sección plástica el cual es un parámetro esencial para determinar el momento flector de diseño. El “FEMA Design Criteria” recomienda que el valor de “c” debe ser igual o menor a 0.25 veces $b_{b,f}$.

Según las investigaciones realizadas por la “Kinki Branch of Architectural institute of Japan” de 1997 indican que el menor momento de los momentos máximos obtenidos de esta serie de pruebas fue igual a 1.1 veces el momento plástico calculado utilizando la resistencia elástica medida del material de la viga. Debido a esto el criterio del “FEMA”

indica que la conexión es lo suficientemente segura incluso para conexiones de placa diafragma entre columnas HSS y vigas de sección reducida, incluyendo las conexiones soldadas en sitio.

Las pruebas mostraron que no se encontraron fracturas a lo largo de las conexiones soldadas entre los patines de la viga y la placa diafragma como fue común previo al sismo de Kobe, Los especímenes finalmente fallaron por pandeo local y por falla de tracción dúctil en las secciones reducidas de la viga, asegurando de esta manera que las fallas se originan en la sección deseada.

El diseño de la conexión placa diafragma se realizó mediante las ecuaciones y lineamientos de los capítulos 7 y 8 del documento: Guía de Diseño para conexiones de columnas de estructuras de sección hueca.

2.6.1 Columna fuerte - Viga débil

Para cumplir con este requisito se sigue la recomendación de la Guía de Diseño Japonesa (BCJ 1996) la cual indica que la sumatoria de las capacidades de momento plástico de las columnas debe ser de al menos 1.5 veces mayor a la sumatoria de las capacidades de momento plástico de las viga en cada conexión. Para obtener los momentos se deben de utilizar los esfuerzos de fluencia nominales correspondientes para cada elemento. Este parámetro se obtiene basado en la experiencia de los ingenieros y se considera es de igual a la valor de razón propuesto por "Criterio de Diseño FEMA".

Elemento	Material	Cpr	Ry	Fy (Kg/cm ²)	Zx(cm ³)	Mpr (Ton-m)
Columna HSS 17x17x5/8	A572 Gr 50	1.13	1.4	3220	4127.41	210.33
Viga W12x30	A500 Gr B	1.15	1.1	3500	706	38.05

Tabla 28. Modulo de sección plástico y materiales de los elementos. (Elaborado por el autor, 2017)

A cada nodo de los interiores de la estructura, los cuales se encuentran mas esforzados que los demás; llegan 2 columnas y 2 vigas en cada dirección ortogonal, por lo tanto al realizar la sumatoria se obtiene:

$$\frac{\sum(MprColumnas)}{\sum(MprVigas)} = \frac{210.22*2}{8.05*2} = 5 > 1.5$$

Esto indica que las columnas son 5 veces mas fuertes que las vigas y que por lo tanto se cumple con el criterio donde las columna es mas fuerte que la viga.

Debido a que los patines de la viga son los encargados de aportar mayor cantidad de resistencia a la flexión, para asegurar que el comportamiento adquiera adecuadas rotaciones plásticas, se debe de cumplir la siguiente razón según la ecuación 7.3 del “DG9”.

$$\frac{F_{by}}{F_{bu}} \leq \frac{1}{1+0.275 \frac{A_{b,w}}{A_{b,f}}}$$

$$\frac{50Ksi}{65Ksi} < \frac{1}{1+0.275 \frac{19.11}{37.18}}$$

$$0.769 < 0.876$$

Donde:

F_{by} = Esfuerzo de fluencia

F_{bu} = Esfuerzo ultimo de fluencia

A_{b,w} = Área transversal del alma de la viga (cm²)

A_{b,f} = Área transversal de los patines de la viga (cm²)

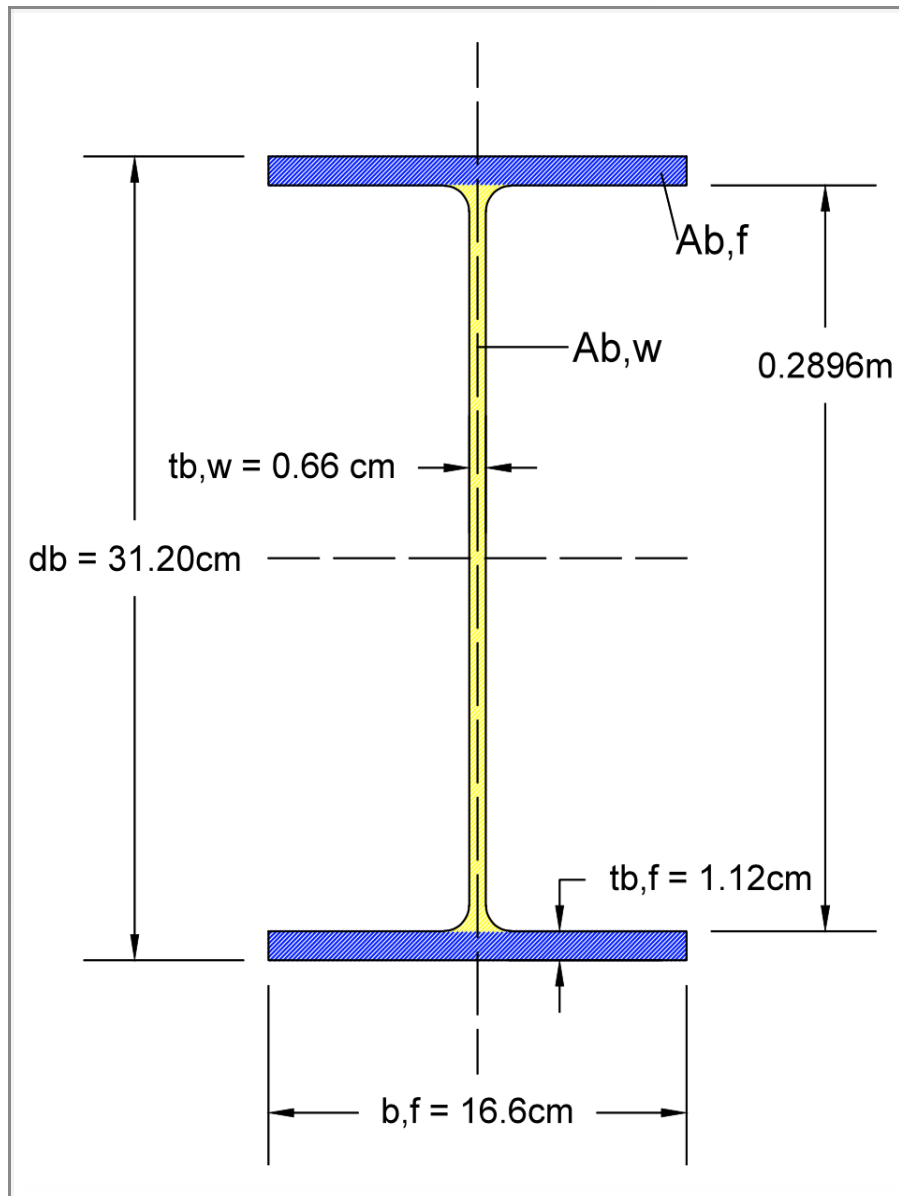


Figura 66. Sección transversal de la viga. (Elaborado por el autor, 2017)

Al cumplirse la ecuación, se determina que la conexión tiene capacidad necesaria para desarrollar adecuadas rotaciones plásticas.

2.6.2 Capacidad a cortante de la zona panel

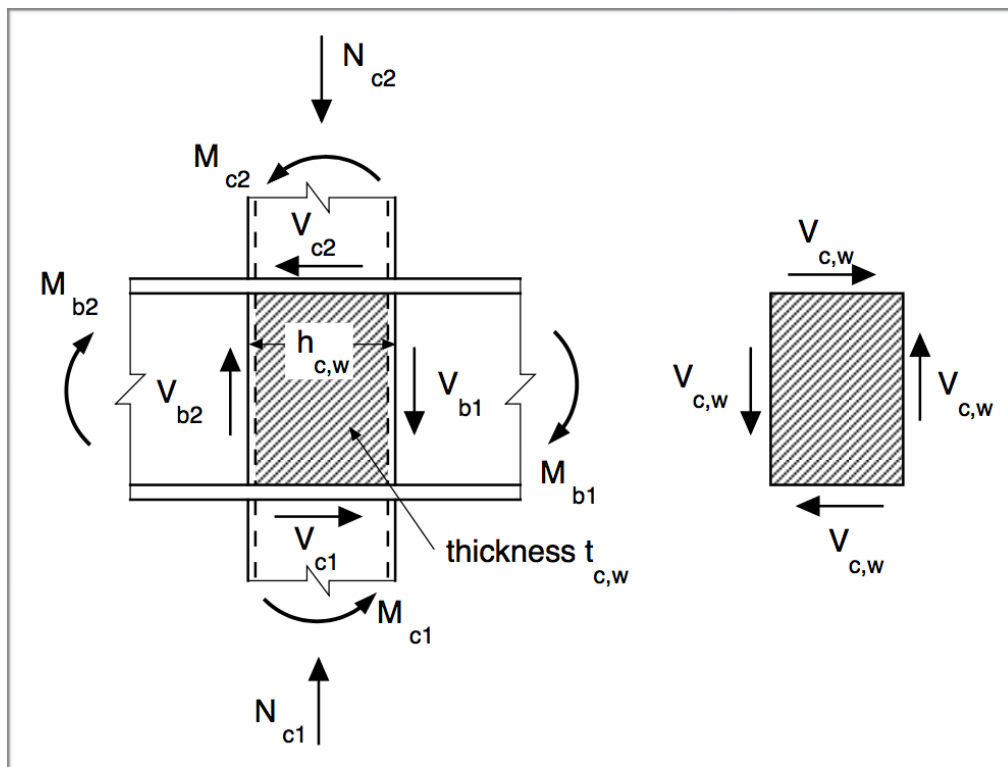


Figura 67. Diagrama de fuerza cortante en la zona panel. (Packer, DESIGN GUIDE FOR STRUCTURAL HOLLOW SECTION COLUMN CONNECTIONS, 2004)

La capacidad a cortante se determina mediante la ecuación 7.4 del "DG9". Donde $A_{c,w}$ representa el área de la zona panel de la columna, en otras palabras el área del alma de la sección columna utilizada como zona panel.

$$V_{c,w} * = A_{c,w} \cdot \sqrt{1 - n^2} \cdot \frac{F_{c,y}}{\sqrt{3}} \quad (\text{Eq. 7.4 "DG9"})$$

$$A_{c,w} = 2(h_{c,w} - t_{c,w})t_{c,w}$$

$$A_{c,w} = 2(43.18 - 1.59) \cdot 1.59$$

$$A_{c,w} = 132.26 \text{ cm}^2$$

El valor de n está definido como el esfuerzo promedio en la zona panel, dividido entre el esfuerzo de fluencia nominal de la sección panel, que en este caso es igual a la

sección columna. Para obtener el valor del esfuerzo promedio se hizo uso de la ecuación 2.134 del documento “Theory and Design of Seismic Resistant Steel Frames”.

$$n = \frac{\tau_p}{F_y}$$

$$\tau_p = \frac{V_p}{(d_c - 2t_{c,f}) \cdot t_{c,w}}$$

Para obtener el valor de V_p , se debe de aplicar la misma ecuación utilizada para determinar el cortante en la zona panel propuesto en el documento “DG9”.

$$V_p = \frac{\sum M_b}{(d_b - t_{b,f})} - \frac{V_{c1} + V_{c2}}{2} = V_{c,w} \text{ (Eq 7.6 “DG9”)}$$

$$V_p = 78403.26 \text{ Kg}$$

$$\tau_p = \frac{78403.26}{(43.18 - 2 \cdot 1.59) \cdot 1.59}$$

$$n = \frac{1232.76 \text{ Kg/cm}^2}{3220 \text{ Kg/cm}^2} = 0.3828$$

$$V_{c,w} * = 132.26 \cdot \sqrt{1 - (0.3828)^2} \cdot \frac{3220}{\sqrt{3}}$$

$$V_{c,w} * = 227.151 \text{ Ton}$$

En la siguiente imagen se muestran ejemplificados las dimensiones utilizadas en las ecuaciones anteriores:

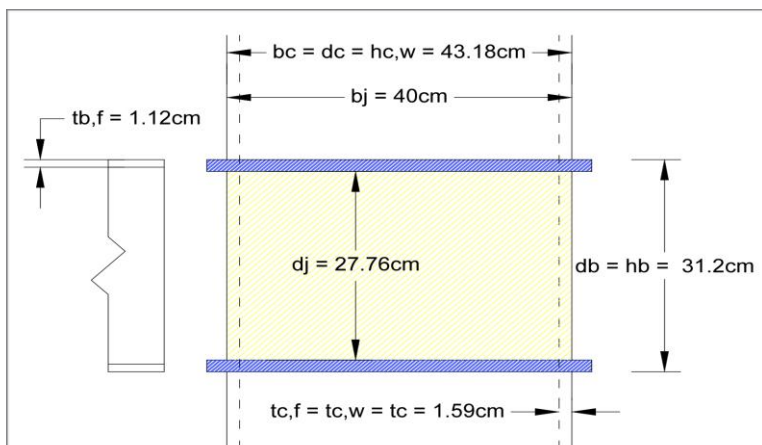


Figura 68. Dimensiones de la conexión placa diafragma. (Elaborado por el autor, 2017)

Por ultimo se debe de cumplir la relación expresada en la ecuación 7.5 del “DG9” en donde se indica que el valor de capacidad a cortante debe ser mayor o igual al cortante de diseño obtenido por la ecuación 7.6.

$$V_{c,w} * \geq V_{c,w}$$

$$227.71 > 78.05$$

Cumple con el criterio

2.6.3 Máxima resistencia a flexión

La máxima resistencia a flexión de la conexión en la cara de la columna esta dada por la ecuación 8.1 del “DG9” junto con el uso de las ecuaciones 8.2 y 8.3.

$$M_{j,cf} = M_{b,f,u} + M_{b,w,u} \quad (\text{Eq 8.1})$$

$$M_{b,f,u} = A_{b,f}(h_b - t_{b,f}) \cdot F_{b,u} \quad (\text{Eq 8.2})$$

$$M_{b,w,u} = m \cdot W_{pl,b,w,n} \cdot F_{b,y} \quad (\text{Eq 8.3})$$

Donde:

- $A_{b,f}$ = Área neta de los patines de la sección de la viga

$$A_{b,f} = (16.6 \cdot 1.12) \cdot 2 = 37.18 \text{cm}^2$$

- $W_{pl,b,w,n}$ = Modulo de sección plástico del área neta del alma de la viga en conexión, tomando en cuenta la reducción de los cortes realizados en los extremos del alma (cavacote).

$$W_{pl,b,w,n} = \frac{1}{4}(h_b - 2t_{b,f} - 2S_v)^2 t_{b,w}$$

- m = capacidad a momento adimensional de la conexión de soldadura en el alma.

$$m = 4 \frac{t_c}{d_j} \cdot \sqrt{\frac{b_j \cdot F_{c,y}}{t_{b,w} \cdot F_{b,y}}} \leq 1.0$$

Calculo de la resistencia máxima a flexión:

$$M_{b,f,u} = A_{b,f}(h_b - t_{b,f}) \cdot F_{b,u}$$

$$M_{b,f,u} = 37.18 \cdot (31.2 - 1.12) \cdot 4550$$

$$M_{b,f,u} = 50.88 \text{ Ton} \cdot m$$

$$M_{b,w,u} = m \cdot W_{pl,b,w,n} \cdot F_{b,y}$$

$$W_{pl,b,w,n} = \frac{1}{4}(31.2 - 2 \cdot 1.12 - 2 \cdot 0.2)^2 \cdot 1.59$$

$$W_{pl,b,w,n} = 134.57 \text{ cm}^3$$

$$m = 4 \cdot \frac{1.59}{27.76} \cdot \sqrt{\frac{43.18 \cdot 3220}{0.66 \cdot 3500}}$$

$$m = 1.77 > 1$$

$$m = 1$$

$$M_{b,w,u} = 1 \cdot 134.58 \cdot 3500 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M_{b,w,u} = 4.71 \text{ Ton} \cdot m$$

$$M_{j,cf} = 55.6 \text{ Ton} \cdot m$$

2.6.4 Criterio de Sobre esfuerzo

También se debe de cumplir el criterio de sobre-esfuerzo el cual indica que la resistencia máxima a flexión de la conexión en la cara de la columna debe ser menor al momento plástico probable máximo multiplicado por un factor de sobre esfuerzo.

$$M_{j,cf} \geq \alpha M_{pl}$$

Donde el valor del factor de sobre esfuerzo α se sugiere sea igual a 1.3 por recomendación de la Guía de Diseño Japonesa (BCJ) además de ser un valor frecuentemente utilizado en el proceso de diseño actual.

$$\alpha M_{pl} = 1.3 \cdot M_{pr} = 1.3 \cdot 38.05 \text{Ton} \cdot \text{m}$$

$$\alpha M_{pl} = 49.47 \text{Ton} \cdot \text{m}$$

Cumple con el criterio

CAPITULO 3. ANÁLISIS DE RESULTADOS

Mediante la investigación se determinó que la conexión cuenta con la capacidad necesaria para generar rotaciones plásticas mayores a los 0.03 radianes mediante la aplicación de soldadura en campo.

Al desarrollar los diversos modelos se logró demostrar que, mediante el uso de estos marcos, con las cargas estipuladas y bajo la configuración empleada, el uso de conexiones que permitan las rotaciones e impidan los desplazamientos laterales no es óptimo para su uso ya que no cumple con los requisitos de derivas propuestos en el Código Sísmico de Costa Rica, debido a que los grandes desplazamientos que ocurren entre los niveles.

La rigidez que proporcionan los elementos columna no es la suficiente como para soportar los desplazamientos generados por las cargas horizontales de sismo. Al aumentar la sección de las columnas con el fin de aumentar la rigidez, se aumentaba proporcionalmente el peso de la estructura, lo que provocaba desplazamientos aún mayores.

Las conexiones que se comportaron de manera más óptima fueron la conexiones que impedían tanto las rotaciones como los desplazamientos laterales (empotramientos). A pesar de que desde el punto de vista constructivo esto es un aspecto más difícil de

confeccionar, representa una significativa disminución en la sección de los elementos columnas debido a que los desplazamientos entre niveles fueron menores y mas satisfactorios. Esto representa un mayor costo en la elaboración de las cimentaciones, pero un ahorro más importante en la cantidad de acero utilizada para los marcos estructurales.

El modelo final demuestra que las secciones utilizadas para los elementos viga y vigueta son de bajo peralte y de bajo peso lo que representa al igual que con los elementos columnas un ahorro en la cantidad de acero utilizada. A pesar de que las secciones son de bajo peralte y las distancias de los elementos relativamente altas, las mismas cumple con todos los criterios de diseño establecidos por el AISC 360-10.

El modelo estructural cumple con los requisitos de desplazamientos propuestos por el Código Sísmico de Costa Rica en donde se demuestra que los desplazamientos relativos entre niveles (derivadas) se encuentran cercanos al 1.9 por ciento para los 2 niveles superiores, mas ninguna de las derivadas o desplazamientos entre niveles supera el 1.9 por ciento de desplazamiento relativo, lo que representa que se llevó el modelo a un estado de desplazamiento optimo mas no crítico ya que el limite propuesto por el código para este tipo de estructuras es de 2.0 por ciento de desplazamiento relativo entre niveles.

El uso de las conexiones de placa diafragma puede ser fabricado fácilmente en sitio si se cumple con las recomendaciones mencionadas en este documento sin la

necesidad de mano de obra sobre calificada, mientras se capacite e instruya correctamente a los encargados de realizar las soldaduras.

El uso de la conexión placa diafragma puede ser aplicado para Marco de Momento especial, debido a que como muestra la literatura mencionada en el documento presente esta conexión puede desarrollar rotaciones plásticas mayores a los 0.05 radianes mediante la fabricación en taller y mayores a los 0.04 radianes mediante la fabricación en sitio bajo los correctos métodos de soldadura y de inspección. Esto también puede significar una importante disminución en las secciones utilizadas para elaborar los marcos de momento, representado un ahorro en el costo de materiales y por ende de la obra mediante un ligero aumento en el costo de la conexión y un correcto detallamiento de la conexión

Los requisitos no mencionados del Código Sísmico de Costa Rica en este documento no se consideran en el alcance del mismo ya que se determinó no son representativos en el análisis estructural donde solamente influyen directamente los elementos estructurales mencionados

CONCLUSIONES

El funcionamiento de las estructuras en análisis es de ductilidad local moderada para el uso de Marcos de Momento Intermedio debido al uso de la conexión placa diafragma y las consideraciones de diseño establecidas, a pesar de esto la investigación realizada demuestra que las estructuras pueden considerarse de ductilidad local óptima, para el uso de Marcos de momento especial con una ductilidad global asignada de hasta 6 dependiendo de su regularidad.

El método de diseño utilizado para diseñar la conexión placa diafragma debe ser el estipulado en el documento “Design Guide for Structural Hollow Section Column Connections” según el capítulo 8 “Conexiones rígidas de máxima capacidad” acápite 8.3 donde se indica los parámetros y requerimientos necesarios para el diseño de conexiones soldadas en sitio. Esto representa la realidad nacional que demuestra que no todos los talleres de soldadura cuentan con la capacidad para desarrollar esta conexión.

La conexión no cuenta con un alto nivel de dificultad para ser elaborado lo cual es óptimo para su elaboración y soldadura en sitio, esto puede representar minimización en los tiempos de construcción de las obras y un ahorro en el costo de mano de obra.

La estructura cumple con los requisitos de desempeño establecidos en el Código Sísmico de Costa Rica. Los sistemas constructivos “Column-Tree pueden ser utilizados fácilmente en el país mediante el uso de la conexión “Placa Diafragma”.

El modelo estructural analizado demuestra que las secciones utilizadas para elaborar los marcos de momento se regidos por los desplazamientos, deformaciones y deflexiones y no por sus capacidades nominales.

La variación de las dimensiones y geométrica de la placa diafragma no representara una mejora significativa en su comportamiento dúctil, debido a que las dimensiones de la misma solamente se ven limitadas por las dimensiones de los elementos que une. Las dimensiones y geometría ya se encuentran estipuladas y limitadas según la guía de diseño para conexiones de columnas de estructuras de sección hueca.

Las mejoras en la calidad de la soldadura, método de aplicación, uso de elementos como “Flux tabs” y “backing bars” además de los detallamientos en las conexiones y cortes sobre el alma de la viga si representan una mejora significativa en el comportamiento dúctil de la conexión.

La estructura puede desarrollar las rotulas plásticas necesarias en los elementos viga como para generar mecanismos de disipación de energía sin que se produzcan mecanismos de colapso sobre la estructura.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- Addleson, L. (2001). *Materiales para la Construcción Volumen 1*. Barcelona : Reverteé S.A.
- AISC. (2014). *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*.
- American Institute of Steel Construction . (2016). *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*. Chicago, Illinois, USA: American Institute of Steel Construction.
- American Institute of Steel Construction (Version en Español). (2010). *Especificación ANSI/AISC 360-10*. Chicago. USA: AISC Committee on Specifications.
- ANSI/AISC 341-10. (2010). *Seismic provisions for Structural Steel Buildings* . Chicago, Illinois .
- Astaneh-Asl, A. (1997). Seismic Design of Steel Column-Tree Moment-Resisting Frames. *Steel Tips* .
- C.-M. U., M. B., & R. S. (1998). *Ductile Design of Steel Structures* (2da edición ed.). New York: Mac Graw Hill.
- Campos Flores , I., & Gómez Bernal , A. (2010). *Estudio Experimental de Conexiones de Acero a Momento de Vigas I con Columna Rectangular HSS*. México, D.F: Universidad Autónoma Metropolitana Azcapotzalco.
- Canadian Institute of Steel Construction. (2008). *Moment Connections for Sismic Applications*. Ontario.

- Clement, G. V. (2006). *Estructuras de Acero Introducción al Diseño* . Bogotá, Colombia : Universidad Nacional de Colombia .
- Crisafulli, F. J. (2014). DISEÑO SISMORRESISTENTE DE CONSTRUCCIONES DE ACERO. (4ta).
- Federal Emergency Management Agency. (Jun de 2000). Recommended Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings .
- Federal Emergency Management Agency. (s.f.). INTERIM GUIDELINES: Evaluation, Repair, Modification and Design of Steel Moment Frames.
- Ferrer Giménez , C., Cembrero Cil , J., Pascual Guillamón , M., & Pérez Puig, M. A. (2005). *Ciencia y Tecnología de Materiales, Problemas y Cuestiones* . Madrid : Person Education S.A.
- Helmy Tjahjanto, G. M. (2015). BEHAVIOR OF EXTERNAL DIAPHRAGM CONNECTIONS FOR SQUARE CFST COLUMNS UNDER BIDIRECTIONAL LOADINGS. *8th International Conference on Behavior of Steel Structures in Seismic Areas*. Shangai, China.
- International Council Code. (2009). *International Building Code (IBC)*. USA.
- J. P., D. S., & M. L. (2010). *Steel Design Guide 24. Hollow Structural Section Connections*.
- NAGAO, T. (2004). Performance of Beam-Column Connections in Steel Structures. *13th World Conference in Earthquake Engineering* . Vancouver, B.C., Canada.
- Onouye, B. (2012). *Statics and Strength of Materials for Architecture and Building Construction*. New Jersey.
- Packer, J. (10 de 2013). *Atlas Tube*. Recuperado el 10 de 2016, de HSS Connection Solutions under Seismic Loading – for Moment Frames:

<http://www.atlastube.com/atlas-observer/hollow-structural-section/hss-connection-solutions-under-seismic-loading-for-moment-frames>

- Packer, J. (2004). *DESIGN GUIDE FOR STRUCTURAL HOLLOW SECTION COLUMN CONNECTIONS*. Germany.
- Packer, J. (2014). Suitability of Steel Hollow Sections For Seismic Design with solutions for Connections. Santiago, Chile.
- Ramirez, O. A. (Agosto de 2016). Metodología de diseño para estructuras de marcos de momento en acero para Costa Rica, basado en columnas de perfil HSS cuadrado y vigas W laminados en caliente. Heredia.
- Roberth L. Mott, P. (2006). *Diseño de Elementos de Máquinas* . México : Person Education .
- Rosenberg, M. (Enero de 2015). *About Education*. Recuperado el Setiembre de 2016, de Ring of Fire: <http://geography.about.com/cs/earthquakes/a/ringoffire.htm>
- Ruiz, C. H. (Agosto de 2013). Diseño Sísmico Estructural, Columna Hueca de Sección Estructural formadas al frio. Peru.
- Suzuki, T. (2004). Plastic Deformation Capacity of Welded Beam-end Limited by Brittle Fracture .
- Taejin KIM, B. S. (2004). SEISMIC PERFORMANCE OF US STEEL BOX COLUMN CONNECTIONS. *13th World Conference on Earthquake Engineering*. Vancouver, Canada.
- W.Q. Li, Y. C. (2008). EXPERIMENTAL STUDY OF EXTERNAL DIAPHRAGM JOINT CONNECTING CHS COLUMN AND H-SHAPED BEAM. *Advanced Steel Construction , Vol 6* . Shangai.