



UNIVERSIDAD
DE PIURA

REPOSITORIO INSTITUCIONAL
PIRHUA

ESTUDIO DE LAS CONEXIONES EMPERNADAS PARA EL ANÁLISIS DE PÓRTICOS UTILIZANDO EL POWER MODEL 3D

Jorge Castañeda-Alvarado

Piura, agosto de 2014

FACULTAD DE INGENIERÍA

Departamento de Ingeniería Civil

Castañeda, J. (2014). *Estudio de las conexiones empernadas para el análisis de porticos utilizando el power model 3D*. Tesis de pregrado no publicado en Ingeniería Civil. Universidad de Piura. Facultad de Ingeniería. Programa Académico de Ingeniería Civil. Piura, Perú.



Esta obra está bajo una [licencia](#)
[Creative Commons Atribución-](#)
[NoComercial-SinDerivadas 2.5 Perú](#)

Repositorio institucional PIRHUA – Universidad de Piura

UNIVERSIDAD DE PIURA
FACULTAD DE INGENIERIA



“Estudio de las conexiones empernadas para el análisis de pórticos utilizando el *Power Model 3D*”

Tesis para optar el Título de
Ingeniero Civil

Jorge Andrei Castañeda Alvarado

Asesor: Dr. Danny Jim Yong Ayón

Piura, Agosto de 2014

*A Dios, que guía mis pasos; a mis padres, mi eterno respaldo;
y a mis hermanas, por sus sonrisas.*

Prólogo

En nuestros días muchos diseñadores de estructuras metálicas no incluyen los componentes de una conexión viga-columna en el análisis del sistema estructural debido a la complejidad de modelar su comportamiento. Por otro lado las conexiones totalmente rígidas que son idealizadas como fijas en el diseño, en el montaje son empernadas y soldadas a la vez; y las conexiones simples que son idealizadas como articuladas en el diseño, en el montaje son empernadas donde el alma de la viga se conecta con el ala de la columna.

En el montaje no siempre se consiguen las condiciones ideales del diseño de la conexión, es decir en términos reales no existen conexiones totalmente rígidas ni articuladas. Además, es importante saber que la deformación de las conexiones afecta el comportamiento global la estructura. Cuando esta deformación es considerable, es necesario estimar la flexibilidad de la conexión e incluirla en el análisis estructural.

Por las razones descritas anteriormente se realizó el presente trabajo con el fin de presentar una metodología que permita al diseñador cuantificar la rigidez de una conexión para poder modelarla, analizarla y diseñarla; e incorporar su comportamiento semirrígido al análisis estructural de pórtico.

Quisiera expresar mi especial agradecimiento a mi asesor de tesis, Dr. Danny Yong, por su apoyo y dedicación en todo momento y sobre todo por sus aportes, sugerencias y la importante información brindada que fueron esenciales para el desarrollo de este trabajo. A la Universidad de Piura cuyas sólidas enseñanzas, principios y valores impartidos a través de sus profesores me alentaron a culminar la tesis.

Índice de contenidos

Prólogo	i
Resumen	iii
Índice de contenidos.....	v
Lista de figuras.....	ix
Lista de tablas	xiii
Introducción	1
Planteamiento del problema	1
Objetivos	1
Capítulo 1	3
Conexiones emperrnadas en uniones viga-columna y análisis de pórticos semirrígidos	3
1.1. Conexiones emperrnadas.....	3
1.2. Tipos de pernos.....	3
1.3. Curva momento vs rotación	4
1.4. Clasificación de las conexiones:.....	5
1.4.1. Clasificación de las conexiones según AISC	5
1.4.2. Clasificación de las conexiones según el Eurocódigo 3 (EC3)	7
1.4.3. Clasificación de las conexiones según <i>Bjorhovde</i>	9
1.4.4. Clasificación de las conexiones según <i>Hasan, Kishi y Chen</i>	10
1.4.5. Clasificación según la norma peruana E.090.....	12
1.5. Casos típicos de conexiones emperrnadas.....	12
1.6. Método viga-línea.....	15
1.7. Modelación de las conexiones.....	15
1.7.1. Los bancos de datos	16
1.7.2. Métodos de predicción del comportamiento de las conexiones	16
1.7.3. Selección del <i>Power Model 3D</i>	17
1.8. Análisis estructural	18

1.8.1. Análisis de primer orden con resortes lineales.....	18
1.8.2. Análisis de segundo orden con resortes lineales	23
1.8.3. Efectos de segundo orden	24
Capítulo 2.....	27
<i>Power Model 3D</i>.....	27
2.1. Ecuación general del <i>Power Model 3D</i>	27
2.2. Cálculo de los parámetros del <i>Power Model 3D</i>	28
2.2.1. Cálculo de la rigidez inicial R_{ki}	29
2.2.2. Cálculo del momento plástico M_u	34
2.2.3. Cálculo del parámetro de forma n	38
2.3. Metodología propuesta por <i>Kishi, Hasan, Chen y Goto</i> (1994)	40
Capítulo 3.....	43
Obtención de las curvas momento vs rotación utilizando el <i>Power Model 3D</i>	43
3.1. Predimensionamiento	43
3.2. Determinación de la curva momento vs rotación.....	55
Capítulo 4.....	61
Comportamiento semirrígido de las conexiones empernadas.....	61
4.1. Ejemplo ilustrativo para evaluar la capacidad resistente, la rigidez y la ductilidad de las conexiones empernadas en función al grado de deformación.	61
4.2. Clasificación de las conexiones	63
4.3. Análisis del comportamiento semirrígido de las conexiones	65
4.3.1. Análisis considerando la variabilidad de los parámetros dimensionales en los ángulos ubicados en el alma de la viga	65
4.3.2. Análisis considerando la variabilidad de los parámetros dimensionales en los ángulos superior e inferior	77
4.3.3. Alteraciones en el comportamiento semirrígido de las conexiones frente a la variabilidad dimensional de los parámetros de los ángulos en el alma y de los ángulos superior e inferior	89
4.3.4. Comparación entre clasificaciones de las conexiones	90
Capítulo 5.....	99
Incorporación del comportamiento semirrígido de las conexiones en el análisis de pórticos	99
5.1. Análisis estructural de primer orden	99
5.2. Obtención del momento de segundo orden	103
5.2.1. Factor de longitud efectiva K	103
5.2.2. Factores de amplificación B_1 y B_2	105
Conclusiones y futuras líneas de investigación.....	111

Referencias bibliográficas.....	115
Anexo A	117
Anexo B	123

Lista de figuras

Figura 1.1 Rotación relativa de la conexión cuando es aplicado un momento.	4
Figura 1.2 Curvas típicas momento-rotación para conexiones (<i>McCormac, 2002</i>).	5
Figura 1.3 Tipos de conexiones en acero (<i>Vinnakota, 2006</i>)	6
Figura 1.4 Gráfica m vs θ para pórticos no arriostrados según EC3 (<i>Manson, 2006</i>).	8
Figura 1.5 Gráfica m vs θ para pórticos arriostrados según EC3 (<i>Manson, 2006</i>).	9
Figura 1.6 Clasificación de las conexiones según <i>Bjorhovde</i> (<i>Christopher & Bjorhovde, 1999</i>)	10
Figura 1.7 Clasificación propuesta por (<i>Hasan, Kishi, & Chen, 1998</i>)	11
Figura 1.8 Configuración general de distintos tipos de conexiones (<i>Kishi, Hasan, Chen, & Goto, 1994</i>)	13
Figura 1.9 Curva momento-rotación para distintos casos de conexiones (<i>Xu, 2001</i>)	14
Figura 1.10 Método viga-línea (<i>Zapata Baglietto, 2007</i>)	15
Figura 1.11 Modelación de la conexión como resorte torsional	19
Figura 1.12 Determinación de la rigidez modificada R_{ko} (<i>Chen, 1998</i>)	20
Figura 1.13 Determinación de la rigidez modificada R_{kb} (<i>Hasan, Kishi, & Chen, 1998</i>)	21
Figura 1.14 Nomograma para el cálculo del factor de longitud efectiva en pórticos no traslacionales o pórticos arriostrados (AISC, 1999)	22
Figura 1.15 Nomograma para cálculo del factor de longitud efectiva en pórticos traslacionales o pórticos no arriostrados (AISC, 1999)	22
Figura 1.16 Determinación de la rigidez R_{ks} (<i>Chen, 1998</i>)	24
Figura 2.1 Deformación de una conexión viga-columna conformada por un perfil ángulo superior, un perfil ángulo inferior y doble ángulo en el alma (<i>Kim & Chen, 1996</i>)	29
Figura 2.2 Ángulo superior conectado al ala de una columna (<i>Kim & Chen, 1996</i>)	30
Figura 2.3 Configuración deformada del ángulo conectado al alma de la viga (<i>Kim & Chen, 1996</i>)	31
Figura 2.4 Configuración deformada de un ángulo inferior (<i>Kim & Chen, 1996</i>)	33
Figura 2.5 Diagrama de cuerpo libre en el estado de colapso plástico de la conexión (<i>Kim & Chen, 1995</i>)	34
Figura 2.6 Mecanismo de colapso del ángulo superior (<i>Kim & Chen, 1995</i>)	35
Figura 2.7 Mecanismo de colapso de los ángulos conectados al alma de la viga (<i>Kim & Chen, 1995</i>)	37
Figura 2.8 Parámetros geométricos de los ángulos que conforman la conexión.	42
Figura 2.9 Otros parámetros geométricos de los ángulos que conforman la conexión.	42

Figura 3.1 Esquema del proceso para determinar los parámetros de los ángulos ubicados en el alma de la viga	53
Figura 3.2 Esquema del proceso para determinar los parámetros del ángulo superior y del ángulo inferior (ángulos ubicados en las alas de la viga)	54
Figura 3.3 Pórtico para la determinación de la curva momento vs rotación de las conexiones en estudio.....	55
Figura 3.4 Detalle de la conexión.....	58
Figura 3.5 Curvas momento vs rotación obtenidas de las conexiones.	59
Figura 4.1 Curvas M/M_p vs θ_r/θ_p	62
Figura 4.2 Clasificación de las conexiones (EC3, 1992).....	64
Figura 4.3 Clasificación de las conexiones (<i>Hasan, Kishi, & Chen, 1998</i>)	64
Figura 4.4 Curva momento vs rotación con espesor de los ángulos en el alma de 1/4" (casos wa del 1 al 6) para una conexión Ángulo superior e inferior con doble ángulo en el alma	69
Figura 4.5 Curva momento vs rotación con espesor de los ángulos en el alma de 3/8" (casos wa del 7 al 12) para una conexión Ángulo superior e inferior con doble ángulo en el alma.	69
Figura 4.6 Curva momento vs rotación con espesor de los ángulos en el alma de 1/2" (casos wa del 13 al 18) para una conexión Ángulo superior e inferior con doble ángulo en el alma.	70
Figura 4.7 Curva momento vs rotación con espesor de los ángulos en el alma de 5/8" (casos wa del 19 al 24) para una conexión Ángulo superior e inferior con doble ángulo en el alma.	70
Figura 4.8 Variación de la capacidad resistente vs el espesor del ángulo de conexión en el alma (M_u vs t_a) para una conexión Ángulo superior e inferior con doble	72
Figura 4.9 Variación de la rigidez modificada vs el espesor del ángulo de conexión en el alma (R_{ko} vs t_a) para una conexión Ángulo superior e inferior con doble ángulo en el alma	72
Figura 4.10 Variación de la rigidez modificada vs el espesor del ángulo de conexión en el alma (R_{kb} vs t_a) para una conexión Ángulo superior e inferior con doble ángulo en el alma	73
Figura 4.11 Variación de la capacidad resistente vs el número de filas de pernos en el alma (M_u vs #Filas de pernos) para una conexión Ángulo superior e inferior con doble ángulo en el alma	74
Figura 4.12 Variación de la rigidez modificada vs el número de filas de pernos en el alma (R_{ko} vs #Filas de pernos) para una conexión Ángulo superior e inferior con doble ángulo en el alma	74
Figura 4.13 Variación de la rigidez modificada vs el número de filas de pernos en el alma (R_{kb} vs #Filas de pernos) para una conexión Ángulo superior e inferior con doble ángulo en el alma.....	75
Figura 4.14 Variación de la capacidad resistente vs el diámetro de los pernos en el alma de la viga (M_u vs D) para una conexión Ángulo superior e inferior con doble ángulo en el alma	76
Figura 4.15 Variación de la rigidez modificada vs el diámetro de los pernos en el alma de la viga (R_{ko} vs D) para una conexión Ángulo superior e inferior con doble ángulo en el alma.....	76

Figura 4.16 Variación de la rigidez modificada vs el diámetro de los pernos en el alma de la viga (Rkb vs D) para una conexión Ángulo superior e inferior con doble ángulo en el alma	77
Figura 4.17 Curva momento vs rotación con espesor de los ángulos superior e inferior de 1/4" (casos ts del 1 al 6) para una conexión Ángulo superior e inferior con doble ángulo en el alma.....	81
Figura 4.18 Curva momento vs rotación con espesor de los ángulos superior e inferior de 3/8" (casos ts del 7 al 12) para una conexión Ángulo superior e inferior con doble ángulo en el alma.....	81
Figura 4.19 Curva momento vs rotación con espesor de los ángulos superior e inferior de 1/2" (casos ts del 13 al 18) para una conexión Ángulo superior e inferior con doble ángulo en el alma.	82
Figura 4.20 Curva momento vs rotación con espesor de los ángulos superior e inferior de 5/8" (casos ts del 19 al 24) para una conexión Ángulo superior e inferior con doble ángulo en el alma.	82
Figura 4.21 Variación de la capacidad resistente vs el espesor de los ángulos superior e inferior (Mu vs $tt = ts$) para una conexión Ángulo superior e inferior con doble ángulo en el alma	83
Figura 4.22 Variación de la rigidez modificada vs el espesor de los ángulos superior e inferior (Rko vs $tt = ts$) para una conexión Ángulo superior e inferior con doble ángulo en el alma.....	84
Figura 4.23 Variación de la rigidez modificada vs el espesor de los ángulos superior e inferior (Rkb vs $tt = ts$) para una conexión Ángulo superior e inferior con doble ángulo en el alma.....	84
Figura 4.24 Variación de la capacidad resistente vs la longitud de los ángulos superior e inferior (Mu vs $lt = s$) para una conexión Ángulo superior e inferior con doble ángulo en el alma	85
Figura 4.25 Variación de la rigidez modificada vs la longitud de los ángulos superior e inferior (Rko vs $lt = s$) para una conexión Ángulo superior e inferior con doble ángulo en el alma	86
Figura 4.26 Variación de la rigidez modificada vs la longitud de los ángulos superior e inferior (Rkb vs $lt = s$) para una conexión Ángulo superior e inferior con doble ángulo en el alma	86
Figura 4.27 Variación de la capacidad resistente vs el diámetro de los pernos en las alas de la viga (Mu vs D) para una conexión Ángulo superior e inferior con doble ángulo en el alma.....	87
Figura 4.28 Variación de la rigidez modificada vs el diámetro de los pernos en las alas de la viga (Rko vs D) para una conexión Ángulo superior e inferior con doble ángulo en el alma.....	88
Figura 4.29 Variación de la rigidez modificada vs el diámetro de los pernos en las alas de la viga (Rkb vs D) para una conexión Ángulo superior e inferior con doble ángulo en el alma.....	88
Figura 4.30 Clasificación según el Eurocódigo 3 (1992) de los 24 casos correspondientes a la variación de los parámetros dimensionales de los ángulos ubicados en el alma del perfil para las conexiones tipo Ángulos superior e inferior con doble ángulo en el alma.	91
Figura 4.31 Clasificación según la AISC (1999) de los 24 casos correspondientes a la variación de los parámetros dimensionales de los ángulos ubicados en el alma del perfil para las conexiones tipo Ángulos superior e inferior con doble ángulo en el alma.....	92

Figura 4.32 Clasificación según <i>Hasan, Kishi y Chen</i> (1998) de los 24 casos correspondientes a la variación de los parámetros dimensionales de los ángulos ubicados en el alma del perfil para las conexiones tipo Ángulos superior e inferior con doble ángulo en el alma.....	93
Figura 4.33 Clasificación de los 24 casos correspondientes a la variación de los parámetros dimensionales de los ángulos superior e inferior para las conexiones tipo Ángulos superior e inferior con doble ángulo en el alma (EC3, 1992).....	95
Figura 4.34 Clasificación según la AISC (1999) de los 24 casos correspondientes a la variación de los parámetros dimensionales de los ángulos superior e inferior para las conexiones tipo Ángulos superior e inferior con doble ángulo en el alma	96
Figura 4.35 Clasificación según <i>Hasan, Kishi y Chen</i> (1998) de los 24 casos correspondientes a la variación de los parámetros dimensionales de los ángulos del superior e inferior para las conexiones tipo Ángulos superior e inferior con doble ángulo en el alma.....	97
Figura 5.1 Pórtico a analizar	99
Figura 5.2 Detalle de la conexión.....	100
Figura 5.3 Casos de análisis estructural para el pórtico de la Figura 5.1. Caso a) Pórtico no traslacional. Caso b) Pórtico traslacional	101
Figura 5.4 Diagrama de momentos flectores del pórtico semirrígido no traslacional	102
Figura 5.5 Diagrama de momentos flectores del pórtico semirrígido traslacional	102
Figura 5.6 Diagrama de flujo para el diseño de las conexiones empernadas	110
Figura A.1 Elección de los perfiles de la viga y ángulos.	120
Figura A.2 Obtención de R_{ki} , μ y n	121
Figura B.1 Configuración del pórtico de análisis.....	125
Figura B.2 Diagrama de momentos flectores del pórtico semirrígido no traslacional.....	125
Figura B.3 Configuración deformada del pórtico semirrígido no traslacional	126
Figura B.4 Diagrama de momentos flectores del pórtico semirrígido traslacional.....	126
Figura B.5 Configuración deformada del pórtico semirrígido traslacional.....	127

Lista de tablas

Tabla 2.1 Ecuaciones para determinar n (Kishi, Hasan, Chen, & Goto, 1994).....	39
Tabla 2.2 Ecuaciones para determinar R_{ki} y Mu (Kishi N., Chen, Goto, & Matsuoka, 1992)	41
Tabla 3.1 Diez Parámetros de la conexión.....	43
Tabla 3.2 Dimensiones y propiedades de perfiles comerciales W (AISC/LRFD, 1994)	45
Tabla 3.3 Dimensiones y propiedades de perfiles comerciales W (AISC/LRFD, 1994) (continuación de la Tabla 3.2)	46
Tabla 3.4 Resistencia de diseño al corte para ángulos, pernos y alma de la viga en conexiones empernadas tipo Doble ángulo en el alma (AISC/LRFD, 1994)	49
Tabla 3.5 Dimensiones y propiedades de perfiles comerciales L (AISC/LRFD, 1994)	50
Tabla 3.6 Longitud de los ángulos en el alma lp (Kim & Chen, 1997).....	51
Tabla 3.7 Luces libres necesarias para el torque de pernos de alta Resistencia (AISC/LRFD, 1994)	52
Tabla 3.8 Valores de los diez parámetros de la conexión.....	57
Tabla 3.9 Valores de Mu , R_{ki} y n	58
Tabla 3.10 Ecuación general del <i>Power Model 3D</i> obtenida para cada tipo de conexión.....	59
Tabla 4.1 Valores de Mu , R_{ki} , n , θ_r , θ_o , $M_{0.03}$ y $M_{0.03}/Mu$	62
Tabla 4.2 Valores del gramil (gc)	65
Tabla 4.3 Valores de la longitud de los ángulos en el alma lp (referencia:Tabla 3.5)	66
Tabla 4.4 Casos de análisis variando los parámetros dimensionales de los ángulos ubicados en el alma de la viga.....	67
Tabla 4.5 Resultados del momento plástico de la conexión (Mu) y de las rigideces modificadas (R_{ko}) y (R_{kb}) para el análisis considerando la variabilidad de los parámetros dimensionales de los ángulos ubicados en el alma de la viga.....	68
Tabla 4.6 Valores del gramil en los ángulos superior e inferior de la conexión ($gt' = gs'$).....	78
Tabla 4.7 Casos de análisis variando los parámetros dimensionales de los ángulos superior e inferior	79
Tabla 4.8 Resultados del momento plástico de la conexión (Mu) y las rigideces modificadas (R_{ko}) y (R_{kb}) para el análisis considerando la variabilidad de los parámetros dimensionales de los ángulos superior e inferior	80

Tabla 4.9 Rango de variabilidad en el incremento de la capacidad resistente M_u y en las rigideces modificadas R_{ko} y R_{kb} para los 24 casos w_a	89
Tabla 4.10 Rango de variabilidad en el incremento de la capacidad resistente M_u y en las rigideces modificadas R_{ko} y R_{kb} para los 24 casos t_s	89
Tabla 5.1 Perfiles del pórtico y perfiles angulares de la conexión.....	100
Tabla 5.2 Parámetros del <i>Power Model 3D</i>	100
Tabla 5.3 Valores de momentos flectores para el pórtico no traslacional (M_{nt}) y para el pórtico traslacional (M_{lt}).....	102
Tabla 5.4 Resistencia requerida a compresión para los elementos del pórtico.....	103
Tabla 5.5 Resistencia requerida a flexión en la conexión con la viga y en la zapata de la Columna	107
Tabla 5.6 Resistencia requerida a flexión en las conexiones y en el centro de luz de la viga	108
Tabla 5.7 Resistencia requerida a flexión en los elementos del pórtico.....	108
Tabla 5.8 Resistencia requerida a flexión en la zona de conexión.....	109
Tabla B.1 Momentos en la viga y columnas del Pórtico semirrígido para los casos traslacional y no traslacional (Resultados del SAP2000)	128
Tabla B.2 Momentos en los nudos del pórtico semirrígido para los casos traslacional y no traslacional (Resultados SAP2000)	129
Tabla B.3 Desplazamientos en los nudos del pórtico semirrígido para los casos traslacional y no traslacional (Resultados SAP2000)	129

Resumen

Esta tesis presenta, en primer lugar, una descripción de los casos más usados de conexiones empernadas y los modelos propuestos para conocer el comportamiento semirrígido de estas conexiones. En segundo lugar, expone el *Power Model 3D* que es un modelo matemático desarrollado por *Kishi, Wai Fah Chen* y otros para describir el comportamiento no lineal de las conexiones empernadas. Mediante este modelo se determinó la curva momento vs rotación de las conexiones empernadas tipo Ángulo simple en el alma, Doble ángulo en el alma, Ángulo superior e inferior y Ángulo superior e inferior con doble ángulo en el alma. Asimismo, la tesis presenta un análisis comparativo del comportamiento no lineal de los casos típicos de conexiones empernadas en base a su resistencia, ductilidad y rigidez lo que permitió diferenciar cuáles de ellas pueden ser consideradas como flexibles, rígidas o semirrígidas. Con la curva momento vs rotación se pueden modelar las conexiones empernadas y realizar el análisis estructural de los pórticos. Los pasos a seguir para llevar a cabo este proceso son descritos en la tesis, y se incluye en ella un ejemplo práctico que podrá ser usado como guía por el ingeniero estructural.

Introducción

Planteamiento del problema

Los sistemas aporticados en acero son los más usados en la construcción moderna. Actualmente en el análisis y diseño de pórticos metálicos, las conexiones viga-columna son normalmente simplificadas en dos casos ideales, la conexión totalmente restringida y la conexión articulada.

En el diseño de una edificación, uno de los factores críticos que tiene que tomarse en cuenta, ya que afecta el costo y la seguridad de la estructura, es el diseño de sus conexiones. Para el diseñador de estructuras de acero es tan importante optimizar los perfiles a emplear como unirlos adecuadamente para que el conjunto trabaje armoniosamente. No hay estructura segura si las uniones no funcionan apropiadamente, en especial en zonas donde las cargas laterales son significativas. Es por ello que el Instituto Americano de Construcción en Acero, AISC, emprendió un trabajo de investigación en la década pasada, donde se determinó que las conexiones que fueron modeladas y montadas rígidamente (conexiones soldadas) carecieron de ductilidad necesaria para resistir la fuerza sísmica. Esto pone en un primer plano a las conexiones empernadas, que presentan una menor rigidez y una buena capacidad al giro, pudiéndoseles considerar como conexiones dúctiles.

La respuesta de una estructura cuyas conexiones son idealizadas, es quizá irreal puesto que se está ignorando la rigidez de la conexión en el análisis. La mayoría de conexiones usadas actualmente exhiben un comportamiento semirrígido que puede contribuir sustancialmente con la estabilidad de la estructura. Numerosas investigaciones experimentales del comportamiento de las conexiones demostraron claramente que las conexiones articuladas poseen cierta rigidez rotacional, mientras que las conexiones rígidas poseen cierto grado de flexibilidad. Una errónea modelación de la conexión conllevará a predicciones irreales de la respuesta de la estructura ante las fuerzas aplicadas.

Objetivos

El objetivo principal de la tesis es estudiar el comportamiento no lineal de las conexiones empernadas más comunes: a) ángulo simple en el alma, b) doble ángulo en el alma, c) ángulo superior e inferior y d) ángulo superior e inferior con doble ángulo en el alma. Para llevar a cabo este estudio, se empleará el Método *Power Model 3D* propuesto por *Kishi* y otros, que permitirá obtener la curva momento-rotación de las conexiones.

Los objetivos específicos de esta tesis son:

- Analizar la variación de la capacidad resistente, la rigidez y la ductilidad de las conexiones empernada según su grado de deformación.
- Clasificar las conexiones empernadas acorde a su grado de rigidez según criterios propuestos por distintos autores y normas de diseño como la AISC y Eurocódigo 3.
- Analizar la variación de la capacidad resistente y la rigidez de las conexiones empernadas en función al cambio del espesor y longitud de los ángulos de conexión, del número de pernos que conforman la conexión y del diámetro de los mismos.
- Incorporar el comportamiento semirrígido de las conexiones empernadas al análisis estructural de pórticos siguiendo los lineamientos de la norma AISC LRFD. Se incluirá en la tesis un ejemplo práctico que puede ser usado como guía por el ingeniero estructuralista.

Capítulo 1

Conexiones empernadas en uniones viga-columna y análisis de pórticos semirrígidos

El presente capítulo hará una revisión del marco teórico sobre las conexiones empernadas con énfasis en las uniones viga-columna, y en el análisis de pórticos semirrígidos.

1.1. Conexiones empernadas

En los últimos años el uso de pernos o tornillos de alta resistencia para conectar los miembros de una estructura de acero ha experimentado un tremendo auge. El montaje de estructuras de acero por medio de pernos es un proceso que además de ser muy rápido requiere de mano de obra menos especializada que cuando se trabaja con remaches o soldadura. Estos factores dan a las juntas empernadas una ventaja económica en comparación con los otros tipos de conexión. Aunque el costo adquisitivo de un perno de alta resistencia es alto, el costo total de una construcción empernada es menor debido a los menores costos por mano de obra y equipos (McCormac, 2002).

1.2. Tipos de pernos

Existen varios tipos de pernos que pueden usarse para conectar miembros de acero; éstos se describen en los siguientes párrafos.

Pernos ordinarios o comunes. Estos pernos los designa la ASTM como tornillos A307 y se fabrican con aceros al carbono con características de esfuerzos y deformaciones muy parecidas a las del acero A36. Están disponibles en diámetros que van de 5/8" hasta 1 ½" en incrementos de 1/8".

Los pernos A307 se fabrican generalmente con cabezas y tuercas cuadradas para reducir costos, pero las cabezas hexagonales se usan a veces porque tienen una apariencia un poco más atractiva, son más fáciles de manipular con las llaves mecánicas y requieren menos espacio para girarlas. Estos pernos tienen relativamente grandes tolerancias en el vástago y en las dimensiones de la cuerda, pero sus resistencias de diseño son menores que las de los remaches o de los pernos de alta resistencia. Se usan principalmente en estructuras ligeras sujetas a cargas estáticas y en miembros secundarios.

Pernos de alta resistencia. Estos pernos se fabrican a base de acero al carbono, tratado térmicamente, y aceros aleados. Tienen resistencia a la tensión de dos o más veces a la de los pernos ordinarios. Existen dos tipos básicos, los A325 (hechos con acero al carbono tratado térmicamente) y los A490 de mayor resistencia (también tratados térmicamente,

pero hechos con acero aleado). Los pernos de alta resistencia se usan para todo tipo de estructuras desde pequeños edificios hasta rascacielos y puentes monumentales. Estos pernos se desarrollaron para superar la debilidad de los remaches.

1.3. Curva momento vs rotación

Según la AISC/LRFD los efectos de la flexibilidad de la conexión deben ser tomados en cuenta dentro del análisis y los procedimientos de diseño. Una conexión viga-columna está generalmente sometida a fuerza axial, fuerza cortante, momento flector y momento torsor. Sin embargo, para propósitos prácticos se consideran solamente los efectos del momento flector, puesto que la torsión puede ser excluida en el plano de estudio, y los efectos de las fuerzas axiales y cortantes son usualmente pequeños en comparación con los efectos del momento flector. La Figura 1.1 muestra la rotación relativa de la conexión cuando un momento M es aplicado. El ángulo θ_r corresponde a la rotación relativa entre la viga y la columna. Esta distorsión rotacional de la conexión afecta la rigidez del pórtico causando una redistribución de momentos entre la columna y la viga.

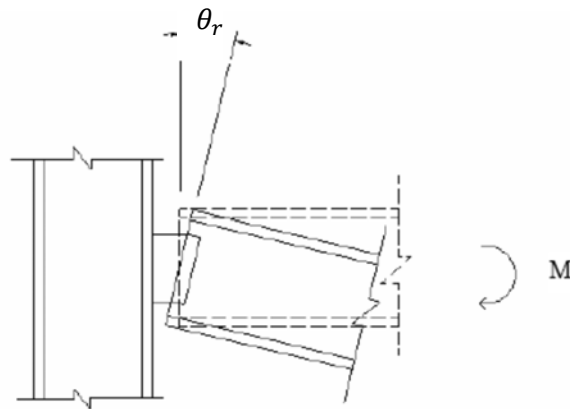


Figura 1.1 Rotación relativa de la conexión cuando es aplicado un momento.

Los estudios demostraron que cuando un momento es aplicado sobre una conexión flexible, la relación entre este momento y la rotación relativa es no-lineal. La Figura 1.2 nos muestra un grupo de curvas típicas momento-rotación para los distintos tipos de conexiones. Nótese la diferencia en el comportamiento no lineal de las conexiones articulada (*pinned*), parcialmente restringida (*PR*) y totalmente restringida (*FR*). La conexión articulada presenta una menor capacidad de momento, por el contrario la conexión *FR* presenta una gran capacidad de momento, mientras que la conexión *PR* tiene una capacidad comprendida entre las capacidades de los dos tipos de conexiones mencionadas.

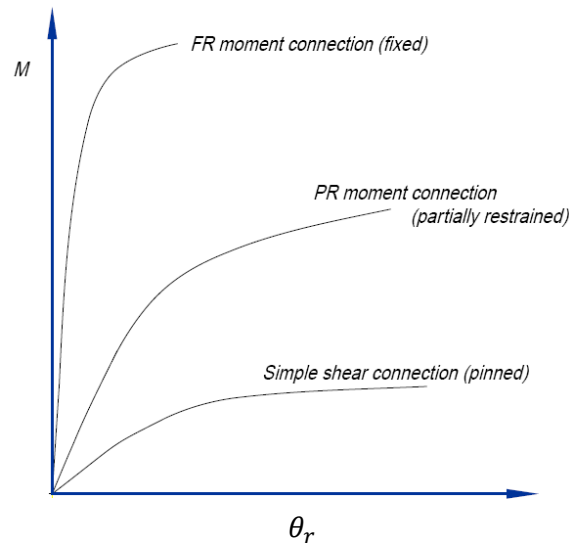


Figura 1.2 Curvas típicas momento-rotación para conexiones (McCormac, 2002).

En general la flexibilidad de la conexión depende de los parámetros geométricos de los elementos usados en la conexión como el diámetro de los pernos utilizados y las dimensiones de los ángulos de conexión. Las conexiones semirrígidas son normalmente muy dúctiles si no existen defectos durante la fabricación.

1.4. Clasificación de las conexiones:

Existen distintos métodos de clasificación propuestos por diferentes autores y códigos como el Eurocódigo 3, la AISC y la norma peruana E.090. A continuación se detallarán los más importantes.

1.4.1. Clasificación de las conexiones según AISC

Todas las conexiones tienen alguna restricción a la rotación porque el ángulo formado por los miembros conectados tiende a mantenerse cuando se aplican las cargas.

Dependiendo de la magnitud de la restricción, las especificaciones de la LRFD (*American Institute of Steel Construction, Inc, 1999*) clasifican las conexiones como totalmente restringidas (tipo FR) y como parcialmente restringidas (tipo PR). Estos dos tipos de conexiones se describen con más detalle a continuación:

a) Conexiones tipo FR

Las conexiones tipo FR son conexiones rígidas o continuas, propias de pórticos; se supone que son suficientemente rígidas o que tienen un grado de restricción tal, que los ángulos originales entre los miembros permanecen virtualmente sin cambio bajo cargas.

Teóricamente estas conexiones no permiten rotación en los extremos de la viga y transfieren casi el 100% del momento al empotramiento.

b) Conexiones tipo PR

Las conexiones tipo PR tienen una rigidez insuficiente para mantener sin cambio los ángulos originales entre miembros estructurales cuando la estructura está sometida a cargas. Se incluyen en esta clasificación las conexiones simples y semirrígidas.

Conexiones simples. Una conexión simple es una conexión tipo PR en la cual se ignora la restricción a la rotación. Se supone completamente flexible y libre para rotar; y por ello, sin capacidad resistente a momentos. En la realidad las conexiones simples tienen cierta resistencia al momento (o resistencia a la rotación), pero se supone que es insignificante, y se consideran capaces de resistir solamente fuerza cortante.

Conexiones semirrígidas. Las conexiones semirrígidas son aquellas que tienen una apreciable resistencia a la rotación, desarrollando así momentos de consideración en los extremos del elemento estructural.

En la Figura 1.3 se aprecian las conexiones simple, rígida y semirrígida, donde θ es la rotación relativa de la viga para cada uno de los casos mostrados y θ_s es la rotación de la viga cuando se encuentra simplemente apoyada.

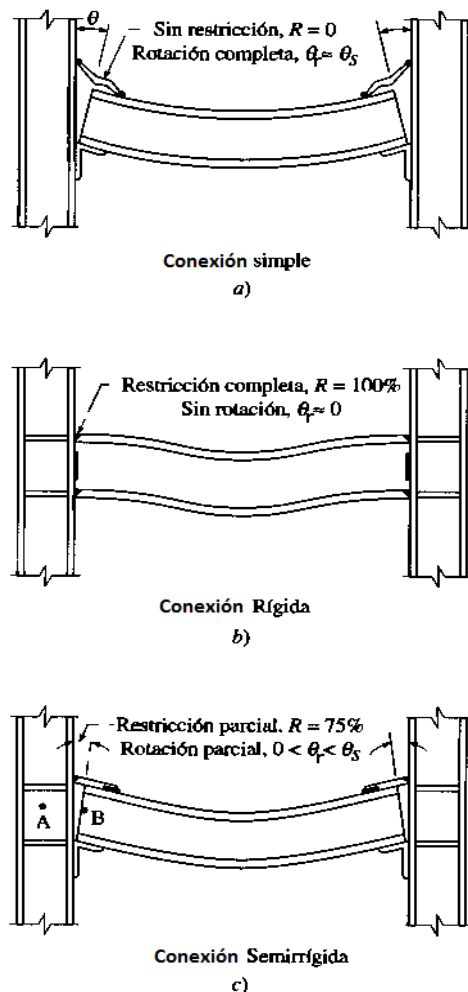


Figura 1.3 Tipos de conexiones en acero (Vinnakota, 2006)

En los comentarios de la AISC (1999) se hace mención a la clasificación de conexiones semirrígidas, basada no solo en el concepto de rigidez sino también en base a otros dos conceptos fundamentales:

- **Resistencia de la conexión.** Es la resistencia máxima M_n que es capaz de admitir la conexión. La resistencia puede ser tomada como el momento correspondiente a una rotación de 0.02 rad. Las conexiones que transmiten un momento menor al 20% del momento plástico de la viga a una rotación de 0.02 rad, pueden ser consideradas para efectos de diseño como que no presentan resistencia a la flexión; es decir pueden ser idealizadas como conexiones flexibles.
- **Ductilidad de la conexión.** Está referida a la capacidad de rotación de la conexión. La capacidad de rotación θ_u se puede definir como la rotación para la cual el momento resistente de la conexión ha caído a $0.8M_n$ o la conexión se ha deformado más de 0.03 rad. La norma recomienda que θ_u sea comparada con la rotación requerida en el estado límite resistente, determinada mediante un análisis que tome en cuenta el comportamiento no lineal de la conexión. En ausencia de un análisis más preciso, se considera adecuada una capacidad de rotación de 0.03 rad.

1.4.2. Clasificación de las conexiones según el Eurocódigo 3 (EC3)

El Eurocódigo 3 (1992) incorpora el comportamiento semirrígido de las uniones viga-columna mediante la inclusión del Método de Componentes basado en los trabajos de Zoetemeijer (1983) sobre las conexiones empernadas. Este método considera que todos los elementos que conforman la conexión poseen deformaciones y rigideces propias; luego, superponiendo los efectos de las deformaciones de dichos elementos, se conocerá el comportamiento de la conexión.

El EC3 proporciona líneas guía para aproximar las curvas momento-rotación. Esta clasificación considera que la rigidez de la conexión está relacionada a la rigidez a flexión de la viga conectada. También considera por separado el comportamiento de las conexiones semirrígidas en pórticos arriostrados y no arriostrados. Los parámetros para clasificar las conexiones según el EC3 son los siguientes:

$$\bar{m} = \frac{M}{M_P} \quad (1.1)$$

$$\bar{\theta} = \frac{\theta_r}{\theta_P} \quad (1.2)$$

$$\theta_P = \frac{M_P}{\frac{EI_{viga}}{L_{viga}}} \quad (1.3)$$

donde:

- θ_P = Rotación para la cual se produce el momento plástico en el extremo de la viga.
- M_P = Momento plástico de la viga.
- M = Momento en la conexión.
- θ_r = Rotación relativa en la conexión cuando se produce el momento M .
- E = Módulo de elasticidad del acero.

I_{viga} = Momento de Inercia de la viga alrededor del eje de flexión.

L_{viga} = Longitud de la viga.

Estos parámetros definen las condiciones de borde, las cuales ayudan a clasificar los diferentes tipos de conexión.

Para pórticos no arriostrados, donde el desplazamiento lateral está permitido:

$$\bar{m} = 25 \times \bar{\theta} \quad \text{para} \quad \bar{m} \leq 2/3 \quad (1.4)$$

$$\bar{m} = \frac{(25 \times \bar{\theta} + 4)}{7} \quad \text{para} \quad 2/3 \leq \bar{m} \leq 1.0 \quad (1.5)$$

Para pórticos arriostrados, donde el desplazamiento lateral no está permitido:

$$\bar{m} = 8 \times \bar{\theta} \quad \text{para} \quad \bar{m} \leq 2/3 \quad (1.6)$$

$$\bar{m} = \frac{(20 \times \bar{\theta} + 3)}{7} \quad \text{para} \quad 2/3 \leq \bar{m} \leq 1.0 \quad (1.7)$$

La condición de borde que define la zona flexible es:

$$\bar{m} = 0.5 \times \bar{\theta} \quad \text{para} \quad \bar{m} \leq 0.25 \quad (1.8)$$

En la Figura 1.4 y Figura 1.5 se muestra la curva momento rotación según el EC3 para pórticos no arriostrados y arriostrados respectivamente.

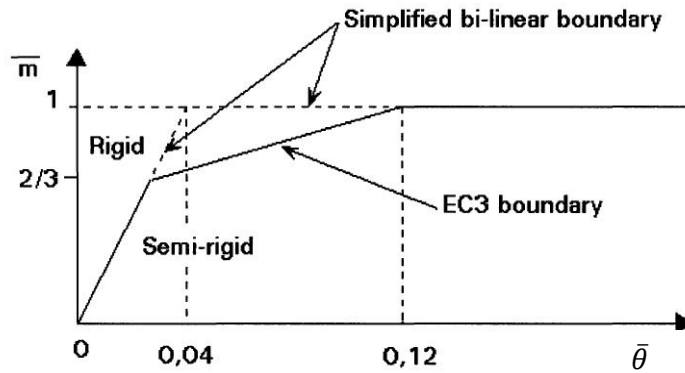


Figura 1.4 Gráfica $\bar{m}$ vs $\bar{\theta}$ para pórticos no arriostrados según EC3 (Manson, 2006).

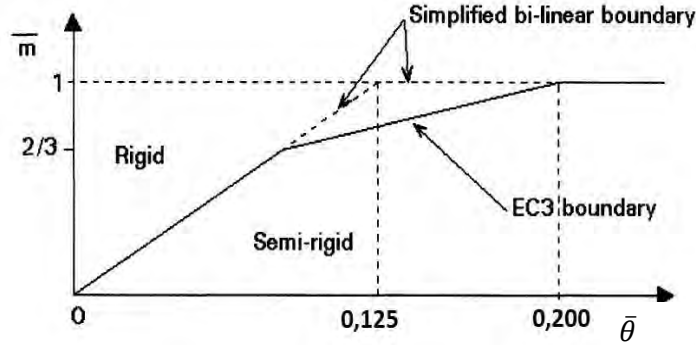


Figura 1.5 Gráfica $\bar{m}$ vs $\bar{\theta}$ para pódicos arriostrados según EC3 (Manson, 2006).

Para una conexión semirrígida determinada se plotea la curva momento vs rotación y se contrasta con la gráfica propuesta por el EC3. Si la curva de la conexión cae en la región que se encuentra por debajo de la condición de borde, la conexión se considera como semirrígida, por el contrario si cae por encima de la condición de borde la conexión es considerada rígida.

1.4.3. Clasificación de las conexiones según Bjorhovde

El sistema de clasificación de Bjorhovde (Christopher & Bjorhovde, 1999), en comparación al EC3, no considera el comportamiento global del pórtico. Este sistema de clasificación establece límites más exigentes que otras clasificaciones por la consideración del límite de ductilidad de la conexión en cuestión.

Esta clasificación hace distinción entre conexiones rígidas, semirrígidas y flexibles mediante el momento normalizado ($\bar{m}$) y la respectiva rotación normalizada ($\bar{\theta}$) de la conexión. Cabe resaltar que $\bar{m}$ y $\bar{\theta}$ se determinan mediante las Ecuaciones 1.1, 1.2 y 1.3, de la misma manera que en la clasificación de las conexiones según el Eurocódigo 3. Para clasificar una conexión se determina el factor adimensional de la rigidez de dicha conexión, que es la relación entre la rigidez de la viga y la rigidez de la conexión multiplicada por el peralte de la viga, cuyo valor es:

$$\alpha = \frac{EI}{(R_k \times d_{viga})} \quad (1.9)$$

donde d_{viga} es el peralte de la viga, EI es la rigidez de la viga y R_k es la rigidez elástica de la conexión.

Sabiendo que la rigidez elástica de la conexión es la relación entre el momento y la rotación relativa en el rango elástico ($R_{ki} = M/\theta_r$) y reemplazando las Ecuaciones 1.1, 1.2 y 1.3 en la Ecuación 1.9, se podrá reexpresar la Ecuación 1.9 como: $\bar{m} = \left(\frac{L_{viga}}{\alpha \times d_{viga}}\right) \bar{\theta}$. En la Figura 1.6 se muestra la clasificación según Bjorhovde. Se aprecia que las condiciones de borde resultan de graficar la Ecuación 1.9 tanto para $\alpha = 2$ como para $\alpha = 10$. Nótese también que estas condiciones de borde varían según la longitud (L_{viga}) y el peralte (d_{viga}) de la viga conectada.

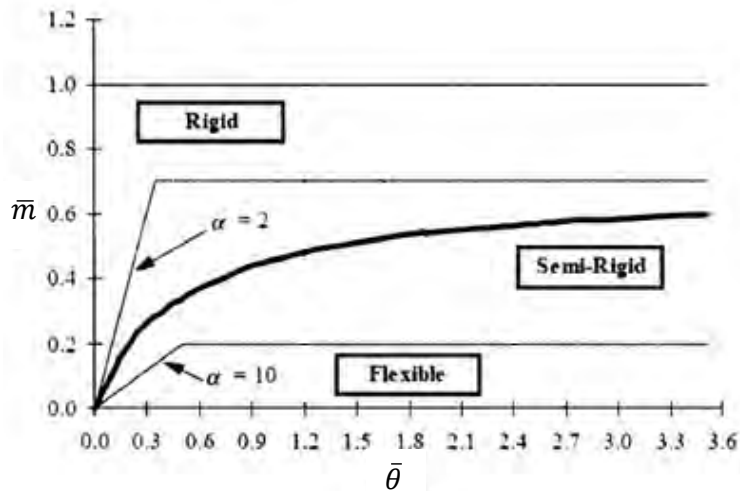


Figura 1.6 Clasificación de las conexiones según Bjorhovde (Christopher & Bjorhovde, 1999)

Si la curva momento-rotación cae por encima de la condición de borde cuyo factor de rigidez es 2, la conexión será considerada como rígida; si cae por debajo de la condición de borde cuyo factor de rigidez es 10, será tomada como flexible; y si la curva momento-rotación cae en la zona comprendida entre las dos condiciones de borde, la conexión será considerada semirrígida.

Cabe destacar que tanto el sistema de clasificación propuesto por el Eurocódigo 3 y el propuesto por Bjorhovde fueron analizados por J.Y. Richard Liew, D.W.White y Wai Fah Chen (1993) quienes concluyeron que la aproximación del Eurocódigo 3 es más precisa.

1.4.4. Clasificación de las conexiones según Hasan, Kishi y Chen

Este sistema de clasificación para conexiones viga-columna fue desarrollado a través de un gráfico momento vs rotación dividido en tres zonas, las cuales están separadas por dos curvas no lineales como se observa en la Figura 1.7. Las ecuaciones de estas curvas son tomadas del modelo exponencial de tres parámetros, elaborado por Rafiq Hasan, Yosuk Kishi y Wai Fah Chen (1998).

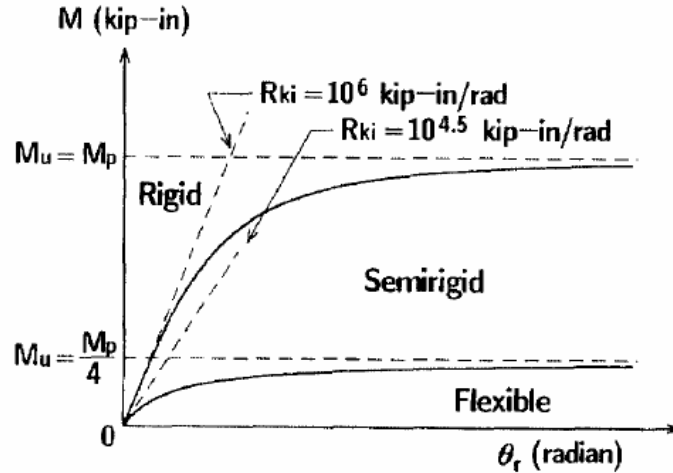


Figura 1.7 Clasificación propuesta por (Hasan, Kishi, & Chen, 1998)

Este modelo puede ser expresado mediante la siguiente ecuación:

$$M = \frac{R_{ki} \times \theta_r}{\left[1 + \left[\frac{\theta_r}{\theta_0}\right]^n\right]^{1/n}} \quad (1.10)$$

donde:

M = Momento en la conexión.

R_{ki} = Rigidez inicial de la conexión.

θ_r = Rotación relativa de la conexión.

θ_0 = Rotación inicial de la conexión.

n = Parámetro de forma, $n=1$ para la clasificación propuesta por Hasan, Kishi y Chen.

El proceso para obtener θ_0 y R_{ki} será visto en los Acápites 2.1 y 2.2.1 respectivamente.

Los parámetros que definen las curvas límite de la zona semirrígida son:

a) Rigidez inicial R_{ki}

Según estudios experimentales, los autores proponen una rigidez inicial máxima y mínima dada por 10^6 y $10^{4.5}$ [kip-in/rad], respectivamente.

b) Límites de la zona semirrígida M_p

Los límites superior e inferior de la zona semirrígida son definidos por M_p y $1/4 M_p$ respectivamente.

c) Parámetro de forma n

El valor del parámetro de forma es adoptado para realizar una calibración del modelo que permita alcanzar los resultados experimentales. Hasan permite utilizar $n = 1$ para el sistema de clasificación propuesto por él como una aproximación adecuada.

1.4.5. Clasificación según la norma peruana E.090

La norma peruana E.090 (2006) acepta tres tipos de construcciones:

a) Tipo 1

Comúnmente denominado pórtico rígido (pórtico continuo), el cual asume que las conexiones entre vigas y columnas son suficientemente rígidas para mantener sin cambio los ángulos entre los elementos que se interceptan.

b) Tipo 2

Conocido como pórtico simple (no restringido), que asume una condición de apoyo simple en sus extremos mediante conexiones que trabajan sólo por corte y que se encuentran libres de rotar por cargas de gravedad.

c) Tipo 3

Denominado pórtico semirrígido (parcialmente restringido), que asume que las conexiones entre elementos poseen cierta capacidad conocida de rotación, que se encuentra entre la conexión rígida del Tipo 1 y la conexión simple del Tipo 2.

1.5. Casos típicos de conexiones empernadas

El manual AISC/LRFD presenta una serie de opciones de uniones empernadas viga-columna que podrán ser seleccionadas por el diseñador.

En la Figura 1.8 se muestran los tipos de conexiones empernadas más utilizados.

a) Ángulo simple en el alma

La flexibilidad de esta unión está influenciada por la geometría de la conexión, tamaño y número de pernos, espesor del ala y alma de la columna y espesor de los ángulos de conexión. La rotación de esta conexión resulta de una combinación entre la deformación de la región traccionada del ángulo, de la distorsión del ala de la columna y de una pequeña contribución de los pernos de la columna debido a su deformación axial. Este tipo de conexión se muestra en la Figura 1.8 a.

b) Doble ángulo en el Alma

Los principales parámetros que influyen en la rigidez de esta conexión son la fluencia de los perfiles angulares, que representa una gran contribución a la flexibilidad, y la fluencia en la flexión del ala de la columna. En la Figura 1.8 b se muestra este tipo de conexión.

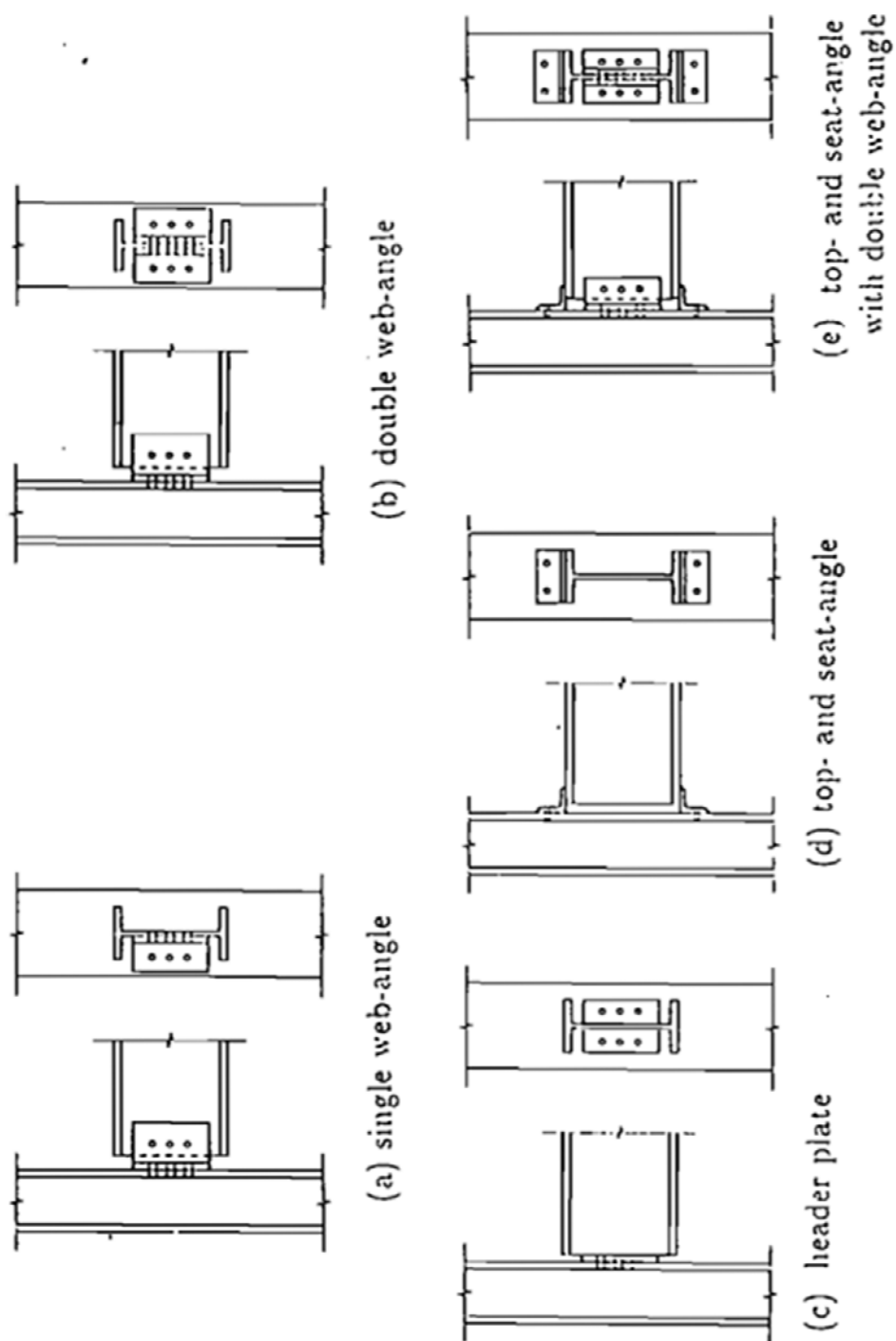


Figura 1.8 Configuración general de distintos tipos de conexiones (Kishi, Hasan, Chen, & Goto, 1994)

c) Placa extrema de corte

Este tipo de conexión consiste en una placa extrema de menor altura que la viga, soldada al alma de la viga y empernada a la columna. Las características momento-rotación son similares a la conexión de doble ángulo en el alma y se clasifica como una conexión tipo flexible. En la Figura 1.8 c se muestra este tipo de conexión.

d) Ángulos superior e inferior

Este tipo de conexión puede ser considerado genuinamente como semirrígido y provee una transferencia en torno al 50 por ciento de la capacidad de momento de la viga. El ángulo superior es generalmente usado para proveer un soporte lateral al ala de la viga en compresión. El ángulo inferior sirve para transmitir las reacciones verticales desde la viga hacia la columna. En la Figura 1.8 d se muestra este tipo de conexión.

e) Ángulos superior e inferior con doble ángulo en el alma

En situaciones donde se requiera una transferencia significativa de momento entre miembros, estos tipos de conexión representan una solución adecuada. Posee una gran rigidez inicial y capacidad de momento. En la Figura 1.8 e se muestra este tipo de conexión, la cual está conformada por un ángulo en la parte superior, otro ángulo en la parte inferior y dos ángulos en el alma de la viga.

Por otro lado, en la Figura 1.9 se muestra el comportamiento momento-rotación de algunas de las conexiones mencionadas. Se observan adicionalmente las conexiones tipo placa extrema (*end plate*) y placa extrema con atiesadores en la columna (*end plate with column stiffeners*), las cuales son consideradas como conexiones rígidas.

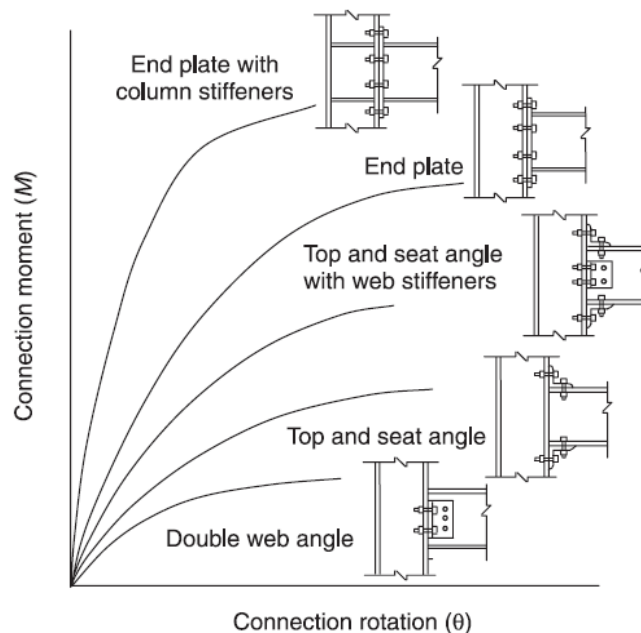


Figura 1.9 Curva momento-rotación para distintos casos de conexiones (Xu, 2001).

1.6. Método viga-línea

El método viga-línea permite determinar los momentos que se pueden aplicar en las conexiones en condiciones de servicio. Existen tres tipos de comportamiento en una conexión: FR, conexión rígida; PR, parcialmente restringida; y flexible o articulada. En la Figura 1.10 se muestra la aplicación del método a partir de las curvas M vs θ .

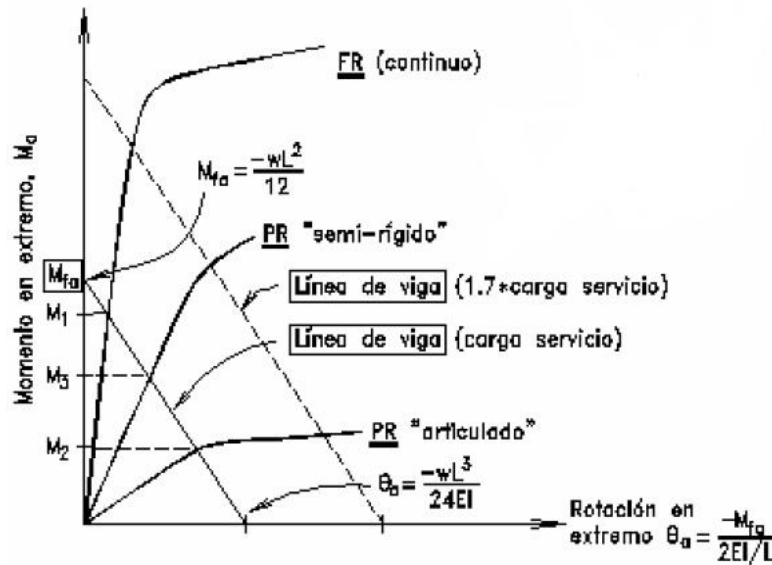


Figura 1.10 Método viga-línea (Zapata Baglietto, 2007).

El método consiste en trazar una recta que une el valor de momento de empotramiento de la viga,

$$M_{fa} = \frac{wl^2}{12} \quad (1.11)$$

con la rotación del extremo de una viga simplemente apoyada.

$$\theta_0 = \frac{wl^3}{24EI} \quad (1.12)$$

Las intersecciones de esta recta con las curvas M vs θ definen los momentos que se pueden aplicar en las conexiones en condiciones de servicio. Otra recta trazada a una distancia de 1.7 veces la carga de servicio indica la máxima resistencia que se puede esperar en la práctica cuando se usa el método de diseño LRFD (Zapata Baglietto, 2007).

1.7. Modelación de las conexiones

El trazado de la curva momento vs rotación de una conexión en estructuras de acero es necesario para conocer el comportamiento de la propia conexión y proceder al diseño de la misma. Además provee datos esenciales para el análisis estructural del pórtico.

Durante los últimos años, datos experimentales y analíticos fueron obtenidos para representar la flexibilidad y el comportamiento no lineal de las conexiones viga-columna.

Con estos datos se puede obtener la curva momento vs- rotación empleando modelos matemáticos de ajuste de curvas y modelos analíticos simplificados.

Las características momento-rotación de una conexión dependen de muchos parámetros físicos como el tipo de conexión, el tamaño de los ángulos superiores e inferiores y el gramil.

Es evidente que mediante ensayos de laboratorio puede obtenerse información muy precisa acerca de la deformabilidad y resistencia de las uniones, pero dicha técnica resulta demasiado costosa para la práctica diaria. Sin embargo, existen bancos de datos creados a partir de numerosos ensayos para las distintas configuraciones de unión viga-columna. Estos bancos de datos permitieron a varios investigadores proponer modelos de predicción del comportamiento de una conexión.

1.7.1. Los bancos de datos

Los bancos de datos contienen información de las curvas momento-rotación obtenidas en los ensayos. Asimismo, contienen las propiedades geométricas de la viga, el soporte y los elementos de enlace, así como el tipo de acero, sus propiedades mecánicas y el nombre de la persona que llevó a cabo el ensayo.

Dentro de los antecedentes, se puede mencionar a *Goverdhan* (1983) quién recogió una serie de ensayos realizados en Estados Unidos entre 1950 y 1983 para distintas configuraciones empernadas viga-columna. Posteriormente, *Nethercot* (1985) elaboró el primer banco de datos europeo, recopilando unos setenta estudios experimentales basados en más de 700 ensayos.

Kishi y Chen (1986) recopilaron los resultados de distintos ensayos realizados por todo el mundo desde el año 1936 hasta el momento del estudio, desarrollando simultáneamente la base de datos SCDB (*Steel Connection Data Bank*). La información de la base de datos SCDB sirvió para que *Kishi y Chen* plantearan posteriormente la Ecuación general del *Power Model 3D*.

Por otra parte, cabe indicar que para realizar un diseño estructural, los bancos de datos son limitados, ya que la probabilidad de encontrar el tipo de unión que se pretende diseñar es bastante baja. No obstante, los bancos de datos son una herramienta imprescindible para validar los distintos modelos matemáticos adoptados y predecir la respuesta de la unión a partir de sus propiedades geométricas y mecánicas.

1.7.2. Métodos de predicción del comportamiento de las conexiones

A continuación se presentarán los modelos para predecir el comportamiento de las conexiones según *Nethercot y Zandonini* (1989)

a) Modelos *curve fitting*

Esta aproximación tiene como objeto ajustar un conjunto de expresiones matemáticas a la curva momento vs rotación obtenida a partir de ensayos y simulaciones numéricas. Las funciones dependen de los parámetros físicos de la conexión y relacionan, a lo largo de todo el proceso de carga, el momento aplicado con la rotación generada. Este modelo es

muy complejo y los resultados obtenidos, al tratarse de un modelo matemático, tienen que ser validados por ensayos experimentales.

b) Modelos analíticos simplificados

Los modelos analíticos simplificados son aquellos que tratan de predecir los valores de los parámetros más significativos de la curva momento vs rotación, tales como la rigidez inicial y el momento resistente, a partir de las propiedades geométricas y mecánicas de las conexiones. Un ejemplo de modelo analítico simplificado es el *Power Model 3D* (Kishi, Hasan, Chen, & Goto, 1994) que se estudiará más adelante en la tesis. La calibración de estos modelos se realiza con ensayos experimentales y con resultados de simulaciones numéricas.

c) Modelos mecánicos

Los modelos mecánicos son también llamados modelos de muelles y representan el comportamiento de las distintas partes de la conexión mediante varios elementos rígidos o deformables. La respuesta no lineal de la unión obliga a introducir en el modelo matemático muelles con comportamiento elasto plástico cuyas ecuaciones constitutivas se obtienen mediante ensayos experimentales de las uniones o a partir de modelos analíticos. El modelo proporciona una imagen del comportamiento de la conexión basada en la superposición de los efectos de las deformaciones de los distintos elementos que la componen. Estas aproximaciones proporcionan resultados globales muy similares a los que se obtienen utilizando métodos analíticos. Un ejemplo de este modelo es el Método de los Componentes que, basado en los trabajos de Zoetemeijer (1983) Nethercot (1985), Kishi y Chen (1986) y otros sobre las uniones emperradas, fue introducido en el Eurocódigo 3 en 1989.

d) Análisis por elementos finitos

Método utilizado para predecir la curva momento vs rotación de las uniones semirrígidas, y que resulta poco eficaz para estudiar uniones emperradas debido a la discontinuidad material de los elementos que constituyen la conexión y los problemas de contacto y ajuste que aparecen a lo largo del proceso de carga del nudo. Por todo ello, el modelo no lineal resultante es extremadamente complejo. Además, los resultados obtenidos con simulaciones numéricas basadas son muy sensibles al tipo de ecuación constitutiva implementada, al tipo de elemento finito utilizado, al número de puntos de integración tomados en cada uno de ellos y a la finura de la discretización aplicada.

1.7.3. Selección del *Power Model 3D*

Dentro de los modelos expuestos en el Acápite 1.7.2, los modelos analíticos simplificados y los modelos mecánicos son los que predicen de manera práctica y eficaz el comportamiento semirrígido de las conexiones emperradas. Existen numerosos modelos analíticos desarrollados para los diversos tipos de configuraciones de nudos y elementos de conexión.

Un modelo analítico es el *Power Model 3D*, que fue seleccionado en esta tesis para determinar el comportamiento de las conexiones emperradas, por tres razones fundamentales:

1. Los estudios realizados por *Kishi y Chen* (1986) que comprenden la recopilación de datos experimentales y la generación de la ecuación general del *Power Model 3D*, fueron tomados en cuenta por un grupo de trabajo bajo la supervisión de *Nethercot*. Este grupo de trabajo fue creado en 1987 por la *European Convention for Constructional Steelwork* (ECCS) con la finalidad de estudiar la respuesta de las estructuras teniendo en cuenta el comportamiento de las conexiones.
2. En 1994, tomando como referencia el Método de Componentes y siendo conocedores de la dificultad que significa la aplicación de los criterios recogidos en el Eurocódigo 3, *Kishi, Hasan, Chen y Goto* (1994) proponen el *Power Model 3D*, cuya principal ventaja radica en que, mientras los otros modelos entienden la conexión como un todo y así la estudian, éste, al igual que el Método de Componentes, considera la unión formada por una serie de elementos básicos individuales que poseen su propia rigidez y resistencia a la tracción, compresión y cortante, a partir de los cuales es posible obtener las propiedades de la unión completa.
3. *Kishi, Hasan, Chen y Goto* (1994) crearon un gran banco de ensayos experimentales realizados a nivel mundial (SCDB), el cual les sirvió para validar su modelo analítico y hacerlo confiable.

1.8. Análisis estructural

Tanto la norma LRFD (*American Institute of Steel Construction, Inc, 1999*) como la norma peruana E.090 (2006) mencionan dos tipos de construcción: tipo FR (*fully restrained*) o totalmente restringida y tipo PR (*partially restrained*) o parcialmente restringida. Cuando la conexión parcialmente restringida es utilizada los efectos de la flexibilidad de la conexión tienen que ser tomados en cuenta en el análisis estructural y en el procedimiento de diseño.

Las normas LRFD y E.090 proporcionan un método simple para calcular los efectos de segundo orden usando factores de amplificación en el análisis estructural de pórticos rígidos. Sin embargo, estas normas sólo entregan principios generales de análisis cuando se trata de pórticos semirrígidos.

En este acápite se describirán dos procedimientos para el análisis de pórticos con conexiones semirrígidas intentando satisfacer los principios que mandan las normas LRFD y E.090. Estos dos procedimientos para el análisis estructural fueron propuestos por *Chen* (1998). El primer procedimiento emplea el análisis de primer orden; mientras que el segundo procedimiento, el análisis de segundo orden.

1.8.1. Análisis de primer orden con resortes lineales

Este análisis no toma en cuenta la no linealidad del material, ni la no linealidad geométrica de la estructura y se pueden modelar las conexiones como resortes torsionales de rigidez elástica como se observa en la Figura 1.11. Matricialmente podemos expresar en forma general el análisis como:

$$[R_k] [\theta] = [M] \quad (1.13)$$

donde:

R_k = Matriz de rigidez elástica de la conexión



Figura 1.11 Modelación de la conexión como resorte torsional

Existen dos parámetros que son empleados en el análisis estructural de primer orden con resortes lineales: la rigidez modificada de la conexión y su factor de longitud efectiva. A continuación se explicará cómo se determinan estos parámetros.

a) Determinación de la rigidez modificada de la conexión para pórticos arriostrados R_{ko}

Sabiendo que el valor de la rigidez de una conexión disminuye a medida que la conexión se deforma, la rigidez inicial R_{ki} no podría representar adecuadamente el comportamiento de la conexión porque tiene un valor muy alto; por esta razón la rigidez R_{ko} es recomendada en lugar de R_{ki} como una rigidez representativa de la conexión para el análisis estructural considerando pórticos donde la traslación lateral no está permitida (Chen, 1998).

Para hallar R_{ko} son requeridos dos de los tres parámetros del *Power Model 3D*: la rigidez inicial R_{ki} y el momento último de la conexión M_u . Con estos dos parámetros además de la curva momento vs rotación de la conexión, R_{ko} es determinado gráficamente como se muestra en la Figura 1.12.

En la Figura 1.12, R_{ko} es la rigidez secante correspondiente a la rotación θ_0 , donde: $\theta_0 = \frac{M_u}{R_{ki}}$.

La rigidez R_{ko} de la conexión es utilizada en el análisis estructural para determinar la resistencia requerida a flexión de los elementos del pórtico cuando el desplazamiento lateral está restringido.

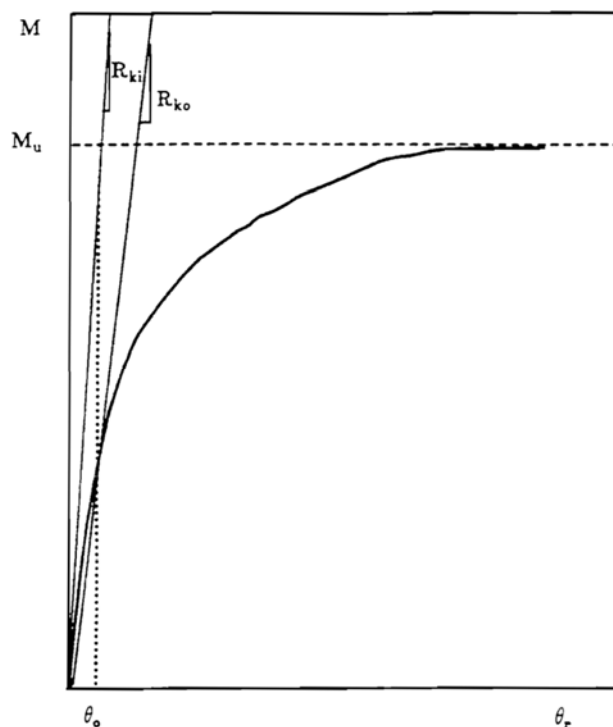


Figura 1.12 Determinación de la rigidez modificada R_{ko} (Chen, 1998)

b) Determinación de la rigidez modificada de la conexión para pórticos no arriostrados R_{kb}

Para pórticos donde la traslación lateral está permitida, se considera que la conexión está sometida a considerables deformaciones, más aún cuando el efecto de las cargas laterales es sumado al de las cargas gravitatorias. En esta situación la utilización de R_{kb} es recomendada como rigidez de la conexión

La rigidez modificada R_{kb} se determina como se muestra en la Figura 1.13. La curva 1 representa la deformación debida a la flexibilidad de la conexión, y la curva 2 es la también llamada curva viga-línea la cual se determina de acuerdo al procedimiento expuesto en el Acápite 1.6. El valor de R_{kb} es obtenido como la rigidez secante correspondiente a la rotación definida por la intersección de la curva 1 y la curva 2.

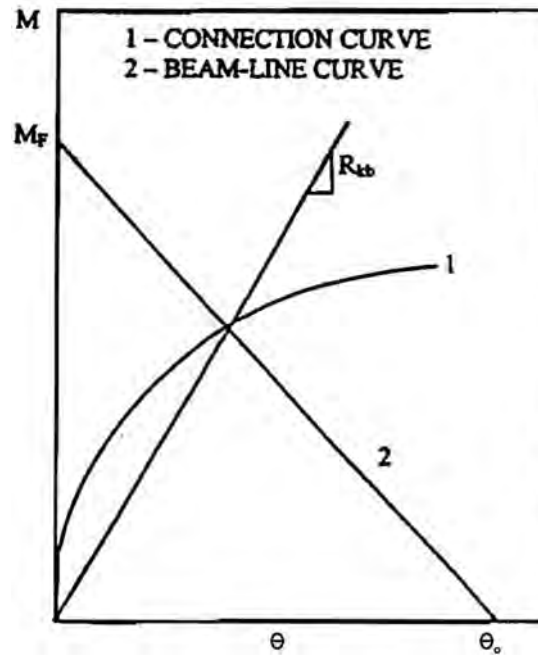


Figura 1.13 Determinación de la rigidez modificada R_{kb} (Hasan, Kishi, & Chen, 1998)

M_F y θ_{bo} se determinan con las Ecuaciones 1.11 y 1.12 respectivamente.

c) Determinación del factor de longitud efectiva K

Para el análisis de pórticos rígidos y semirrígidos, el factor de longitud efectiva K tiene su importancia en el cálculo de la longitud efectiva KL, la cual es empleada para estimar, en cualquier elemento comprimido, los efectos P-delta que se producen en todo pórtico. De esta forma, la resistencia a compresión de un elemento de longitud L, perteneciente a un pórtico, sería equivalente a la resistencia a compresión de un elemento biarticulado de longitud KL.

La AISC (1999) proporciona un par de nomogramas para calcular el efecto de longitud efectiva en columnas de pórtico traslacional y no traslacional. En la Figura 1.14 y Figura 1.15 se observan dichos nomogramas.

En los nomogramas los subíndices A y B hacen referencia a las uniones en ambos extremos del elemento. La definición de G viene dada por:

$$G = \frac{\sum I_c / L_c}{\sum I_g / L_g} \quad (1.14)$$

donde:

I = Momento de inercia del elemento conectado rigidamente a la unión y es calculado respecto al eje perpendicular al plano de pandeo.

L = Longitud de cada elemento medido desde A hasta B.

c = Subíndice usado para hacer referencia a la columna.

g = Subíndice usado para hacer referencia a la viga

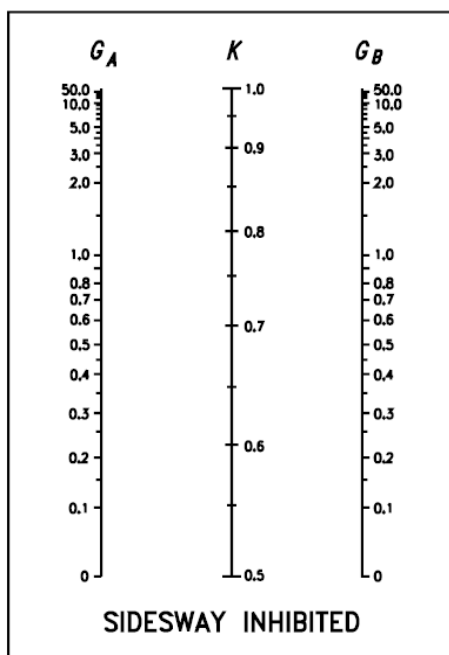


Figura 1.14 Nomograma para el cálculo del factor de longitud efectiva en pórticos no traslacionales o pórticos arriostrados (AISC, 1999)

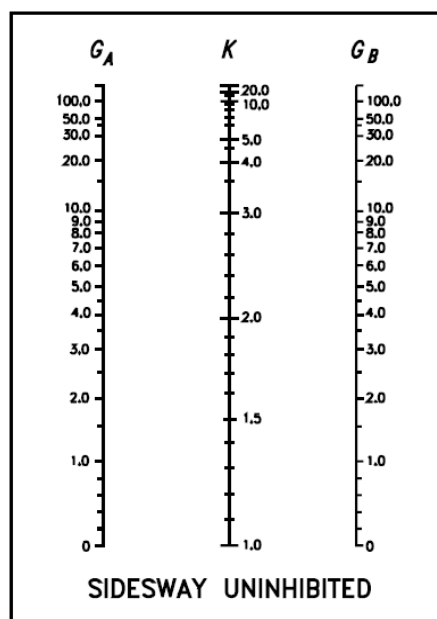


Figura 1.15 Nomograma para cálculo del factor de longitud efectiva en pórticos traslacionales o pórticos no arriostrados (AISC, 1999)

La AISC (1999) manifiesta también que si la base de una columna no está conectada rígidamente a la zapata, G tendería teóricamente al infinito, pero un valor de 10 podría ser considerado en el diseño práctico. Si por el contrario, la base de la columna está rígidamente conectada a la zapata el valor de G tendería a 0; en este caso se podría considerar un valor de G igual a 1.

Otra manera de determinar el factor de longitud efectiva sin recurrir a estos nomogramas, es emplear las siguientes soluciones iterativas:

Para pórticos arriostrados:

$$\frac{G_A G_B}{4} \left(\frac{\pi}{K} \right)^2 + \left(\frac{G_A + G_B}{2} \right) \left[1 - \frac{\pi/K}{\tan(\pi/K)} \right] + \frac{2 \tan(\frac{\pi}{2K})}{\pi/K} - 1 = 0 \quad (1.15)$$

Para pórticos no arriostrados:

$$\frac{G_A G_B (\pi/K)^2 - 36}{6(G_A + G_B)} - \frac{\pi/K}{\tan(\pi/K)} = 0 \quad (1.16)$$

Las vigas que llegan al extremo de una columna están rígidamente conectadas a ella y generan un grado de restricción. La restricción rotacional proporcionada por las vigas es función de la rigidez rotacional de los miembros que se intersecan en el nudo.

N. Kishi, W. Chen y Y. Goto (1995) propusieron una simple modificación del factor G suponiendo que la conexión entre la columna y las vigas que llegan a su extremo, es semirrígida. Para ello, introdujeron en la Ecuación 1.14 la rigidez de la conexión como un factor de reducción de la inercia de las vigas que están conectadas al extremo de la columna.

$$G' = \frac{\sum I_c / L_c}{\sum I_g' / L_g} \quad (1.17)$$

Para pórticos arriostrados:

$$I_g' = \left[\frac{1}{1 + \frac{2E(I_g)}{(R_{ko})(L)}} \right] I_g \quad (1.18)$$

Para pórticos no arriostrados:

$$I_g' = \left[\frac{1}{1 + \frac{6E(I_g)}{(R_{kb})(L)}} \right] I_g \quad (1.19)$$

En el acápite siguiente se comentará el análisis estructural de segundo orden con resortes lineales considerando conexiones semirrígidas.

1.8.2. Análisis de segundo orden con resortes lineales

Este análisis considera los efectos de segundo orden sobre esfuerzos y deformaciones de la estructura, provenientes de considerar el equilibrio de ésta en la posición deformada; y puede o no incluir los efectos de la no linealidad del material. Las conexiones se pueden modelar como resortes torsionales de rigidez reducida. El problema debe presentarse en forma incremental puesto que el estado actual de la estructura depende del estado anterior.

La ecuación correspondiente al análisis de segundo orden con resortes lineales es la siguiente:

$$[R_{ks}] [\theta] = [M] \quad (1.20)$$

donde:

R_{ks} = Matriz de rigidez reducida

A continuación se presentará el proceso de determinación de la rigidez reducida de la conexión, la cual es introducida en el análisis de segundo orden con resortes lineales.

La norma LRFD (AISC, 1999) menciona la necesidad de considerar la reducción de la rigidez de la conexión cuando se realiza el análisis en el estado límite resistente puesto que la conexión puede sufrir deformaciones considerables. La determinación de R_{ks} se muestra en la Figura 1.16.

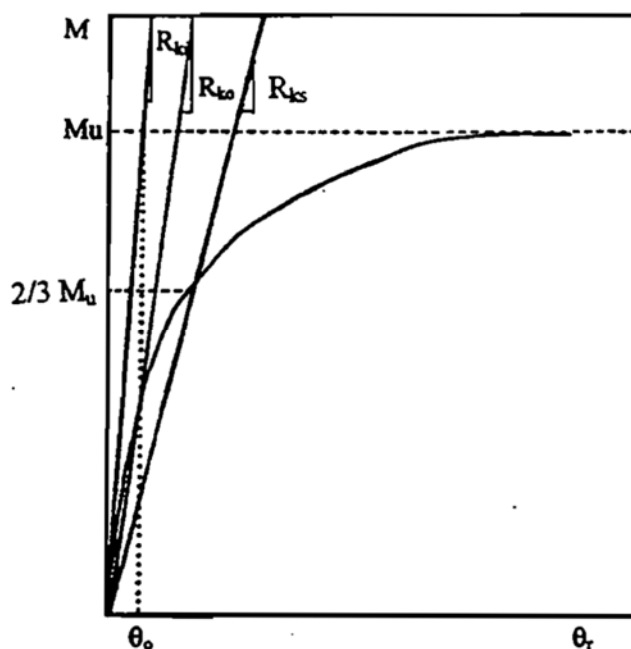


Figura 1.16 Determinación de la rigidez R_{ks} (Chen, 1998)

El valor de R_{ks} es obtenido como la rigidez secante correspondiente a la rotación definida para la cual el momento de la conexión es igual a los dos tercios de su capacidad máxima (Chen, 1998).

1.8.3. Efectos de segundo orden

En las estructuras diseñadas sobre la base de análisis plástico, la resistencia requerida a flexión M_s debe determinarse a partir de un análisis plástico de segundo orden. En las estructuras diseñadas sobre la base del análisis elástico, el valor de M_s por flexo compresión, para conexiones y elementos conectados, debe determinarse a partir de un análisis elástico de segundo orden o siguiendo el siguiente procedimiento (AISC LRFD, 1999):

$$M_s = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} \quad (1.21)$$

donde:

M_{nt} = Resistencia requerida a flexión en el elemento, asumiendo que no hay traslación lateral del pórtico. Para realizar este análisis se consideran las conexiones con rigidez R_{ko} .

M_{lt} = Resistencia requerida a flexión en el elemento, asumiendo que solamente hay traslación lateral del pórtico. Para realizar este análisis se consideran las conexiones con rigidez R_{kb} .

B_1 = Factor de amplificación de los momentos por efecto P- δ .

B_2 = Factor de amplificación de los momentos por efecto P- Δ .

El factor de amplificación de los momentos por efecto P- δ , se calcula resolviendo la siguiente ecuación:

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_{e1}}} \geq 1 \quad (1.22)$$

donde:

P_u = Resistencia requerida a compresión axial para el elemento bajo consideración.

P_{e1} = Carga de pandeo elástico de Euler para pórtico arriostrado que se obtiene usando la siguiente ecuación:

$$P_{e1} = \frac{A_g F_y}{\lambda_c^2} \quad (1.23)$$

A_g es el área total de la sección transversal del elemento en análisis, F_y es el esfuerzo de fluencia del material y λ_c es el parámetro de esbeltez del elemento:

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (1.24)$$

K es el factor de longitud efectiva en el plano de flexión para el caso en el que la traslación lateral no está permitida, el cuál será calculado siguiendo el procedimiento expuesto en el Acápite 1.8.1 c); r es el radio de giro que controla la esbeltez; E es el módulo de elasticidad del material y L es la altura del piso en cuestión.

C_m = Coeficiente basado en el análisis elástico de primer orden asumiendo que no hay traslación lateral del pórtico, cuyo valor debe tomarse como sigue:

Para elementos en compresión no sujetos a cargas transversales entre sus apoyos en el plano de flexión:

$$C_m = 0.6 - 0.4(M_1/M_2) \quad (1.25)$$

M_1/M_2 es la relación de los valores absolutos del momento menor al mayor en los extremos de la porción del elemento no arriostrada en el plano de flexión bajo

consideración. M_1/M_2 es positivo cuando el elemento se flexiona en doble curvatura, y negativo cuando se flexiona en curvatura simple.

Para elementos en compresión sujetos a cargas transversales entre sus apoyos en el plano de flexión, el valor de C_m deberá determinarse según un análisis racional o por el uso de los siguientes valores:

Para los elementos cuyos extremos están restringidos contra la rotación en el plano de flexión:

$$C_m = 0.85$$

Para los elementos cuyos extremos no están restringidos contra rotación en el plano de flexión:

$$C_m = 1$$

Por otra parte, el factor de amplificación de los momentos por efecto P- Δ es calculado resolviendo las ecuaciones:

$$B_2 = \frac{1}{1 - \left[\frac{\sum P_u}{\sum H} \left(\frac{\Delta_{oh}}{L} \right) \right]} \quad (1.26)$$

ó

$$B_2 = \frac{1}{1 - \left[\frac{\sum P_u}{\sum P_{e2}} \right]} \quad (1.27)$$

donde:

$\sum P_u$ = Resistencia axial requerida de todas las columnas en un piso.

Δ_{oh} = Deformación lateral de entrepiso.

$\sum H$ = Suma de las fuerzas horizontales que producen Δ_{oh} en todos los pisos.

L = Altura de piso.

$\sum P_{e2}$ = Carga de pandeo elástico de las columnas del piso para pórtico no arriostrado. Se obtiene resolviendo la siguiente ecuación:

$$\sum P_{e2} = \frac{\sum A_g F_y}{\lambda_c^2} \quad (1.28)$$

A_g es el área de la sección transversal de cada columna que conforma el piso, F_y es el esfuerzo de fluencia del material y λ_c es el parámetro de esbeltez de cada columna, el cual se obtiene resolviendo la Ecuación 1.24, pero considerando un factor de longitud efectiva en el plano de flexión para el caso en el que la traslación lateral está permitida, el cual será calculado siguiendo el procedimiento expuesto en el Acápito 1.8.1 c).

Capítulo 2

Power Model 3D

En este capítulo se describirá el modelo *Power Model 3D* (Kishi, Hasan, Chen, & Goto, 1994) que será empleado en esta tesis para estudiar el comportamiento momento vs rotación de las conexiones tipo: a) ángulo superior e inferior con doble ángulo en el alma, b) ángulo simple en el alma, c) doble ángulo en el alma y d) ángulo superior e inferior. La ventaja de este modelo es que predice adecuadamente el comportamiento no lineal de las conexiones sin necesidad de recurrir directamente a ensayos experimentales o simulaciones numéricas.

2.1. Ecuación general del *Power Model 3D*

El *Power Model 3D* describe muy bien el comportamiento no lineal momento-rotación de la conexión usando tres parámetros: la rigidez inicial de la conexión R_{ki} , el momento plástico de la conexión M_u y el parámetro de forma n . La aplicación exitosa de este modelo depende de la fácil determinación de estos tres parámetros. El *Power Model 3D* presenta la siguiente relación adimensional entre el momento M y su rotación relativa θ_r .

$$M = \frac{R_{ki} \times \theta_r}{\left[1 + \left[\frac{\theta_r}{\theta_0}\right]^n\right]^{1/n}} \quad (2.1)$$

con: $\theta_0 = \frac{M_u}{R_{ki}}$

donde:

- M = Momento en la conexión, [ton – m]
- R_{ki} = Rigidez inicial de la conexión, [ton – m/rad]
- θ_r = Rotación relativa de la conexión, [rad]
- θ_0 = Rotación inicial de la conexión, [rad]
- n = Parámetro de forma, $n=1$ para la clasificación propuesta por Hasan.
- M_u = Momento plástico de colapso de la conexión, [ton – m]

La Ecuación 2.1 satisface los siguientes requerimientos (Kim & Chen, 1996):

- La curva momento vs rotación pasa por el origen.

- La pendiente de la curva, a partir del origen, es igual a la rigidez elástica inicial R_{Ki} de la conexión.
- A medida que la rotación aumenta, el valor del momento en la curva se aproxima continuamente al momento plástico de colapso de la conexión, se puede decir entonces que la ecuación del *Power Model 3D* tiende a una asíntota horizontal con valor M_u .
- Para cualquier valor de rotación θ_r , la pendiente de la tangente a la curva momento-rotación corresponde a la rigidez de la conexión.

En el siguiente acápite se describirá el proceso para calcular los parámetros del *Power Model 3D* para la conexión empernada tipo Ángulo superior e inferior con doble ángulo en el alma.

2.2. Cálculo de los parámetros del *Power Model 3D*

A partir del estudio de varias curvas momento vs rotación obtenidas a través de ensayos experimentales de conexiones formadas por perfiles angulares, los autores observaron que dichas conexiones presentaban un comportamiento elasto-plástico como respuesta similar a la acción de cargas de tipo cíclicas. La Figura 2.1 muestra en detalle la configuración deformada de las conexiones tipo Ángulo superior e inferior con doble ángulo en el alma obtenida después de someterlas a cargas cíclicas. En dicha figura se aprecian claramente las deformaciones y desplazamientos sufridos por los ángulos de conexión, se observa también el centro de rotación C que no sufrió desplazamiento apreciable y alrededor del cual gira toda la conexión. La diversidad de ensayos experimentales realizados y las configuraciones deformadas obtenidas permitió a los autores formular una serie de hipótesis sobre las cuales se basa el modelo *Power Model 3D*. Las principales hipótesis son mencionadas a continuación:

- Todas las conexiones empernadas estudiadas poseen un comportamiento dúctil, es decir dichas conexiones llegan a tener deformaciones importantes incluso después de haber alcanzado su estado de fluencia.
- Las deformaciones de montaje son pequeñas.
- Comparadas con la deformación de la conexión, la deformación de la viga y de la columna se consideran despreciables.
- La fuerza de ajuste del perno ubicado en el ala de la columna, debe generar una compresión total efectiva sobre los ángulos para producir un estado de empotramiento en éstos.
- El modo de falla corresponde al mecanismo plástico de colapso de la conexión en su conjunto.
- Los perfiles angulares en conjunto giran en torno al centro C localizado sobre el ángulo inferior.

- El tramo del ángulo superior conectado al ala de la columna posee un comportamiento linealmente elástico, mientras que el tramo del ángulo conectado al ala de la viga se comporta como un cuerpo rígido.

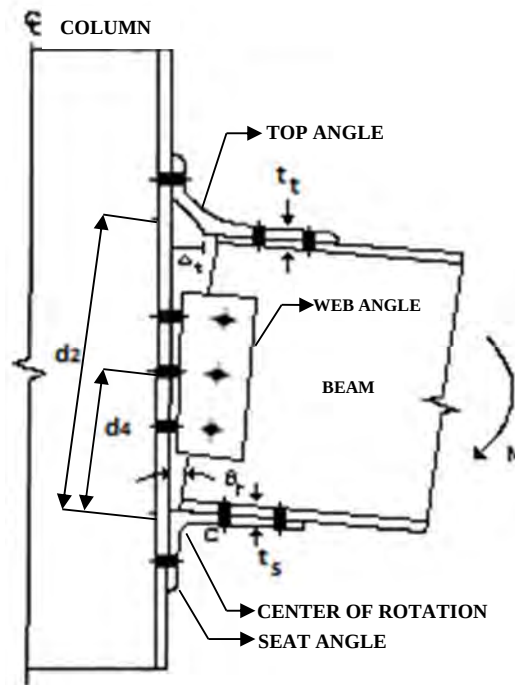


Figura 2.1 Deformación de una conexión viga-columna conformada por un perfil ángulo superior, un perfil ángulo inferior y doble ángulo en el alma (Kim & Chen, 1996)

- El tramo vertical del ángulo superior se comporta como una viga en voladizo, es decir se comporta como empotrado a lo largo de la línea de pernos.
- Los efectos de la fuerza de corte y la fuerza axial sobre el tramo del ángulo inferior son considerados despreciables.
- Se admite una presión de contacto uniformemente distribuida sobre la pata del ángulo inferior conectada al ala inferior de la viga.

En los siguientes subacápites se describirá, para una conexión tipo ángulo superior e inferior con doble ángulo en el alma, el procedimiento para calcular, la rigidez inicial R_{ki} , el momento plástico M_u y el parámetro de forma n que son los parámetros del *Power Model 3D*.

2.2.1. Cálculo de la rigidez inicial R_{ki}

La rigidez inicial R_{ki} de la curva momento vs rotación es obtenida mediante un análisis elástico simplificado, modelando los perfiles angulares superior, inferior y los del alma como un conjunto de segmentos de viga y calculando su contribución individual a la rigidez total de la conexión.

a) Contribución del ángulo superior a la rigidez de la conexión.

En la Figura 2.2 se muestra el ángulo superior conectado al ala de una columna. Basado en las hipótesis anteriores y considerando la deformación por corte, el desplazamiento horizontal Δ_t inducido por la fuerza de arranque V_{pt} , mostrado en la Figura 2.1, puede ser cuantificado por la siguiente ecuación (Kishi, Hasan, Chen, & Goto, 1994):

$$\Delta_t = \frac{V_{pt} g_1^3}{3EI_t} \left[1 + \frac{0.78 t_t^2}{g_1^2} \right] \quad (2.2)$$

donde:

V_{pt} = Fuerza de corte plástico en ángulo superior, [ton]

E = Módulo de elasticidad del acero, [ton/m²]

I_t = Inercia a flexión del tramo vertical del ángulo superior, $I_t = \frac{1}{12} (l_t t_t^3)$ [m⁴]

l_t = Longitud del ángulo superior, [m]

g_1 = Longitud del tramo vertical del ángulo superior que actúa como viga en voladizo, [m]

W = Longitud del plano transversal que corta la cabeza de los pernos ($W = 1.5d_b$), [m]

d_b = Diámetro del perno, [m]

t_t = Espesor del ángulo superior, [m]

g'_t = Distancia medida desde la base del perfil ángulo hasta el eje central del perno en el tramo vertical, [m]

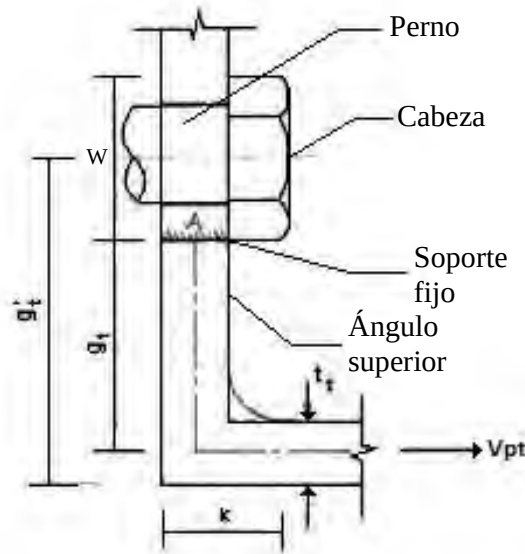


Figura 2.2 Ángulo superior conectado al ala de una columna (Kim & Chen, 1996)

A partir de la geometría de la deformada mostrada en la Figura 2.1, el desplazamiento horizontal Δ_t puede ser representado por:

$$\Delta_t = d_2 \theta_r \quad (2.3)$$

El momento en torno al centro de rotación C de la conexión es:

$$M_t = d_2 V_{pt} \quad (2.4)$$

donde:

d_2 = Distancia vertical desde el centro de rotación de la conexión a la línea de acción de la fuerza V_{pt} , [m]

Despejando V_{pt} al igualar las Ecuaciones 2.2 y 2.3, y luego sustituirlo en la Ecuación 2.4, se obtiene una relación momento vs rotación para el ángulo superior. Esta relación está representada por la siguiente ecuación:

$$M_t = \frac{3EI_t(d_2^2)}{g_1(g_1^2 + 0.78t_t^2)} \theta_r \quad (2.5)$$

Derivando la ecuación anterior respecto del giro relativo θ_r para obtener la rigidez inicial de rotación del ángulo superior, se obtiene:

$$R_{kit} = \frac{dM_t}{d\theta_r} = \frac{3EI_t(d_2^2)}{g_1(g_1^2 + 0.78t_t^2)} \quad (2.6)$$

donde:

R_{kit} = Rigidez inicial de rotación del ángulo superior, $\left[\frac{\text{ton-m}}{\text{rad}}\right]$

La inercia a flexión del ángulo superior I_t está en función del espesor de dicho ángulo elevado al cubo t_t^3 , y la distancia d_2 está en función del peralte de la viga (tal como se aprecia en la Figura 2.1). Entonces, de la Ecuación 2.6 se infiere que la rigidez inicial de rotación del ángulo superior R_{kit} se incrementará si se aumenta el espesor del ángulo superior t_t o si se aumenta el peralte de la viga.

b) Contribución de los ángulos en el alma de la viga

En la Figura 2.3 se muestra la configuración deformada de un ángulo conectado al alma de la viga.

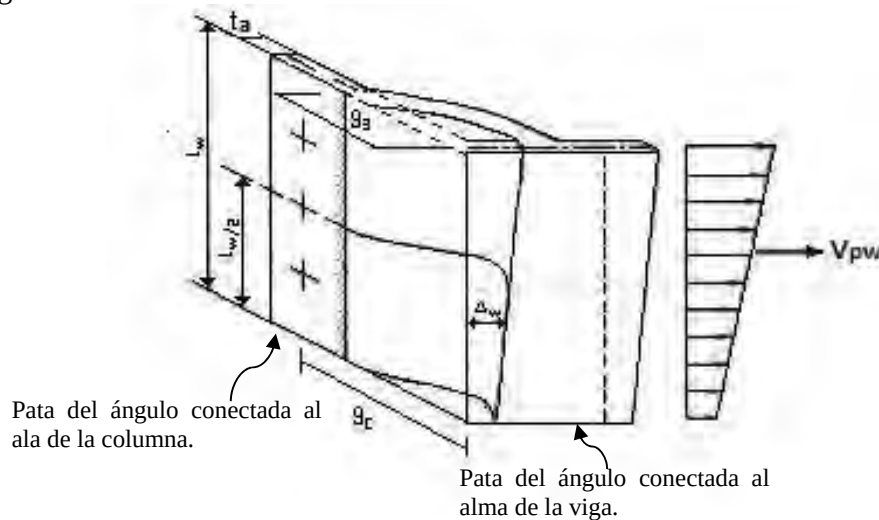


Figura 2.3 Configuración deformada del ángulo conectado al alma de la viga (Kim & Chen, 1996)

Conforme a lo mostrado en la Figura 2.3 el desplazamiento horizontal medio Δ_w del ángulo ubicado en el alma de la viga debido a la fuerza V_{pw} puede ser expresado como (Kishi, Hasan, Chen, & Goto, 1994):

$$\Delta_w = \frac{V_{pw}g_3^3}{3EI_w} \left[1 + \frac{0.78t_a^2}{g_3^2} \right] \quad (2.7)$$

donde:

- V_{pw} = Fuerza de corte plástico en el extremo del ángulo ubicado en el alma, [ton]
- E = Módulo de elasticidad del acero, [ton/m²]
- I_w = Inercia a flexión del tramo del ángulo en el ala de la columna, $I_w = \frac{1}{12}(l_w t_a^3)$ [m⁴]
- l_w = Longitud de los ángulos ubicados en el alma de la viga, [m]
- g_3 = Longitud del tramo del ángulo en el ala de la columna, que actúa como viga en voladizo, [m]
- t_a = Espesor del ángulo conectado al alma de la viga, [m]
- g_c = Distancia medida desde la base del ángulo en el alma de la viga hasta el eje central del perno en el tramo del ángulo en el ala de la columna, [m]

A partir de las configuraciones de deformación mostradas en la Figura 2.1 y en la Figura 2.3, y suponiendo que la fuerza V_{pw} actúa a una altura media del ángulo conectado al alma de la viga, el desplazamiento horizontal puede ser asumido como:

$$\Delta_w = d_4 \theta_r \quad (2.8)$$

donde:

d_4 = Distancia vertical medida desde el centro de rotación hasta la línea de acción de la fuerza V_{pw} , [m]

El momento con relación al centro de rotación C debido a la fuerza de los dos ángulos conectados al alma de la viga es:

$$M_w = (2V_{pw})d_4 \quad (2.9)$$

Despejando V_{pw} al igualar las Ecuaciones 2.7 y 2.8, y luego sustituirlo en la Ecuación 2.9 se obtiene la relación momento-rotación:

$$M_w = \frac{6EI_w(d_4^2)}{g_3(g_3^2 + 0.78t_a^2)} \theta_r \quad (2.10)$$

Derivando la ecuación anterior respecto del giro relativo θ_r para obtener la rigidez inicial de rotación, se obtiene:

$$R_{kiw} = \frac{dM_w}{d\theta_r} = \frac{6EI_w(d_4^2)}{g_3(g_3^2 + 0.78t_a^2)} \quad (2.11)$$

donde:

R_{kiw} = Rigidez inicial de rotación de los ángulos conectados al alma de la viga, $\left[\frac{\text{ton-m}}{\text{rad}} \right]$

De manera similar a lo ocurrido con la rigidez inicial de rotación del ángulo superior, la inercia a flexión del tramo del ángulo en el alma de la viga I_w está en función del espesor de dicho ángulo elevado al cubo t_a^3 y la distancia d_4 se encuentra en función del peralte de la viga (tal como se aprecia en la Figura 2.1). Por consiguiente, de la Ecuación 2.11 se puede deducir que la rigidez inicial de rotación de los ángulos conectados al alma de la viga R_{kiw} experimentará un incremento si se aumenta el espesor de los ángulos en el alma t_a o si se aumenta el peralte de la viga.

c) Contribución del ángulo inferior

Partiendo de la configuración deformada mostrada en la Figura 2.4 la relación momento vs rotación del tramo horizontal del ángulo inferior es obtenida mediante la siguiente ecuación (Kishi, Hasan, Chen, & Goto, 1994):

$$M_s = \frac{4EI_s}{L_{s0}} \theta_r \quad (2.12)$$

Por lo tanto la rigidez inicial del ángulo inferior es obtenida mediante la siguiente ecuación:

$$R_{kis} = \frac{dM_s}{d\theta_r} = \frac{4EI_s}{L_{s0}} \quad (2.13)$$

donde:

EI_s = Rigidez de flexión del tramo horizontal del ángulo inferior, $[ton - m^2]$

L_{s0} = Distancia crítica entre el centro de rotación C y el extremo del tramo horizontal del ángulo inferior, $[m]$

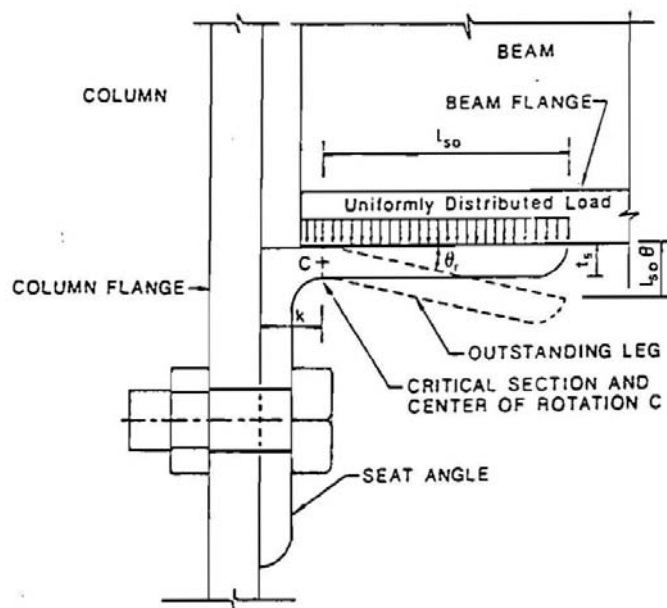


Figura 2.4 Configuración deformada de un ángulo inferior (Kim & Chen, 1996)

d) Ángulo superior e inferior con doble ángulo en el alma

Puesto que la rigidez de cada elemento de la conexión fue calculada considerando la configuración deformada de toda la conexión en su conjunto, la rigidez total de la conexión tipo Ángulo superior e inferior con doble ángulo en el alma presentada en la Figura 2.1 será igual a la suma de las rigideces iniciales de todos los elementos que la componen:

$$R_{ki} = R_{kit} + R_{kiw} + R_{kis}$$

$$R_{ki} = \frac{3EI_t(d_2^2)}{g_1(g_1^2 + 0.78t_t^2)} + \frac{6EI_t(d_4^2)}{g_3(g_3^2 + 0.78t_a^2)} + \frac{4EI_s}{L_{s0}} \quad (2.14)$$

donde:

$$R_{ki} = \text{Rigidez total de la conexión, } \left[\frac{\text{ton-m}}{\text{rad}} \right]$$

2.2.2. Cálculo del momento plástico M_u

De acuerdo a las hipótesis descritas, el momento de plastificación de la conexión se produce cuando ésta alcanza el modo de falla, el cual corresponde al mecanismo plástico de colapso. Las fuerzas internas producidas en los elementos que conforman la conexión cuando ésta alcanza el modo de falla son presentadas en la Figura 2.5.

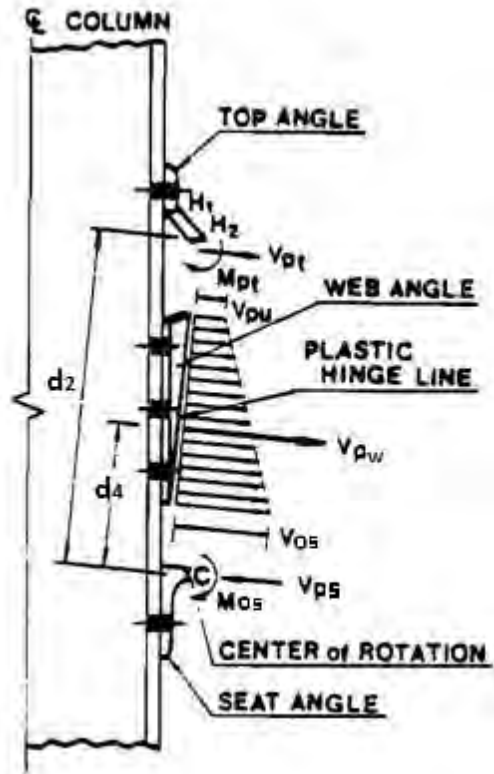


Figura 2.5 Diagrama de cuerpo libre en el estado de colapso plástico de la conexión (Kim & Chen, 1995)

donde:

V_{pt} = Fuerza de corte plástico en el ángulo superior, [ton]

M_{pt} = Momento plástico del ángulo superior, [ton – m]

V_{pw} = Fuerza de corte plástico en el ángulo ubicado en el alma de la viga, [ton/m]

M_{os} = Momento plástico del ángulo inferior, [ton – m]

V_{ps} = Fuerza de corte plástico en el ángulo inferior, [ton/m]

El mecanismo de colapso de la conexión puede ser modelado analizando el comportamiento de cada perfil angular aislado. El momento de plastificación puede ser obtenido por la sumatoria de los momentos plásticos aportados por tales perfiles.

a) Contribución del ángulo superior

El mecanismo de colapso del ángulo superior es modelado a través del desarrollo de dos rótulas plásticas. Una se encuentra localizada bajo la línea de pernos que fijan el tramo vertical de este perfil, y la segunda se encuentra en el extremo del radio de concordancia como se aprecia en la Figura 2.6.

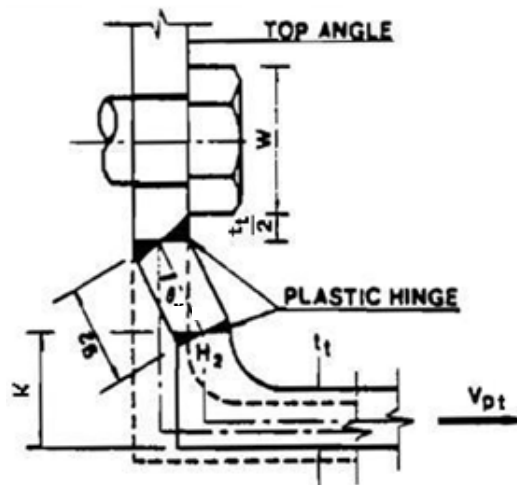


Figura 2.6 Mecanismo de colapso del ángulo superior (Kim & Chen, 1995)

Observando la Figura 2.6, la ecuación de trabajo en estado de colapso o último para el ángulo superior, está dada por:

$$2M_{pt}\theta = V_{pt}g_2\theta \quad (2.15)$$

donde:

M_{pt} = Momento plástico del ángulo superior, [ton – m]

V_{pt} = Fuerza de corte plástico en el ángulo superior, [ton]

g_2 = Distancia entre rótulas plásticas del tramo vertical del ángulo superior, [m]

W = Longitud del plano transversal que corta la cabeza de los pernos ($W = 1.5d_b$), [m]

d_b = Diámetro del perno, [m]

k = Distancia desde el talón hasta la parte superior del filete, [m]

Es preciso indicar que cuando la distancia entre las dos rótulas es pequeña (Figura 2.6) en comparación al espesor del ángulo, el efecto de la fuerza de corte sobre la capacidad de momento debe ser tomado en consideración, puesto que ésta última se verá reducida.

La fórmula de interacción flexión-corte para el estado de fluencia propuesta por *Drucker* es (*Salles, 2000*):

$$\frac{M_{pt}}{M_0} + \left(\frac{V_{pt}}{V_0}\right)^4 = 1 \quad (2.16)$$

donde:

M_0 = Momento plástico de flexión calculado bajo el criterio de fluencia de *Tresca*, [ton – m]

V_0 = Fuerza de plástica de corte calculada bajo el criterio de fluencia de *Tresca*, [ton]

Usando el criterio de fluencia de *Tresca*, se tiene:

$$M_0 = \frac{\sigma_y l_t (t_t)^2}{4} \quad (2.17)$$

$$V_0 = \frac{\sigma_y l_t t_t}{2} \quad (2.18)$$

donde:

σ_y = Tensión de fluencia, [ton/m²]

l_t = Longitud del ángulo superior, m

De las ecuaciones 2.15, 2.17 y 2.18, se puede reexpresar la Ecuación 2.16 de la siguiente manera:

$$\frac{g_2}{t_t} \left(\frac{V_{pt}}{V_0}\right) + \left(\frac{V_{pt}}{V_0}\right)^4 = 1 \quad (2.19)$$

Usando un procedimiento iterativo, V_{pt} puede ser determinado y M_{pt} puede ser calculado a partir de la Ecuación 2.15. La contribución del ángulo superior, al momento plástico total de la conexión es obtenida tomando momento en torno al centro de rotación C como se aprecia en la Figura 2.5.

$$M_{ut} = M_{pt} + V_{pt} d_2 \quad (2.20)$$

donde:

M_{ut} = Momento en torno al centro de rotación de la conexión producido por la fuerza de corte plástico del ángulo superior, [ton – m]

d_2 = Distancia medida desde el centro de rotación hasta la línea de acción de la fuerza de corte plástico del ángulo superior, [m]

b) Contribución de los ángulos en el alma

El mecanismo de colapso mostrado en la Figura 2.7 consiste en dos líneas de rótulas plásticas formadas a lo largo de la altura del perfil angular. Una está localizada en el encuentro de los dos tramos, en el radio de filete; y la otra se presenta como una línea inclinada a lo largo del tramo del ángulo fijado al ala de la columna.

La distancia entre estas dos rótulas plásticas en cualquier sección horizontal es pequeña cuando se compara con su espesor, por lo tanto, el efecto de la fuerza de corte sobre la capacidad de flexión debe ser considerado.

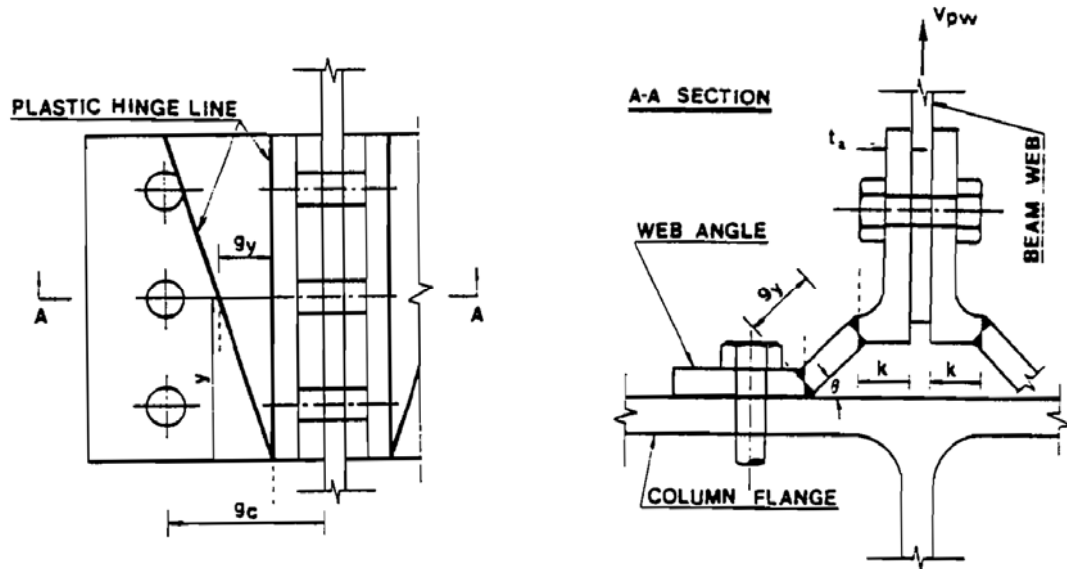


Figura 2.7 Mecanismo de colapso de los ángulos conectados al alma de la viga (Kim & Chen, 1995)

La ecuación del trabajo para el estado de colapso de los ángulos conectados al alma de la viga puede ser expresada por:

$$2M_{pw}\theta = V_{pw}g_y\theta \quad (2.21)$$

donde:

M_{pw} = Momento plástico, [ton – m/m]

V_{pw} = Fuerza de corte plástico, [ton/m]

g_y = Distancia entre rótulas plásticas, [m]

De las Ecuaciones 2.17 y 2.18, aplicadas a los ángulos ubicados en el alma, y de la Ecuación 2.21 se puede reexpresar la Ecuación 2.16 y obtener una relación momento vs rotación, y por ende obtener una ecuación de cuarto orden para calcular la fuerza plástica de corte V_{pw} :

$$\left(\frac{V_{pw}}{V_0}\right)^4 + \frac{g_y}{t} \left(\frac{V_{pw}}{V_0}\right) = 1 \quad (2.22)$$

De igual forma que en el caso de la conexión ángulo superior se puede determinar la fuerza plástica de corte V_{pw} . La contribución de los ángulos conectados al alma de la viga, al momento plástico total de la conexión es obtenida haciendo momento en torno al centro de rotación C (ver Figura 2.5).

$$M_{uw} = 2V_{pw}d_4 \quad (2.23)$$

donde:

M_{uw} = Momento en torno al centro de rotación de la conexión producido por la fuerza de corte plástico de los ángulos ubicados en el alma de la viga, [ton – m]

d_4 = Distancia medida desde el centro de rotación de la conexión hasta la línea de acción de la fuerza plástica de corte de los ángulos ubicados en el alma de la viga, [m]

c) Ángulo inferior

La rótula plástica del ángulo inferior se produce en la sección crítica de flexión, es decir, en el centro de rotación C como se indica la Figura 2.4. El momento plástico de este perfil está dado por la siguiente ecuación:

$$M_{os} = \frac{\sigma_y l_s t_s^2}{4} \quad (2.24)$$

donde:

l_s = Longitud del ángulo inferior, [m]

t_s = Espesor del ángulo inferior, [m]

d) Ángulo superior e inferior con doble ángulo en el alma

El momento de plastificación de la conexión formada por los ángulos superior, inferior y el doble ángulo en el alma está dado por:

$$M_u = M_{pt} + V_{pt}d_2 + 2V_{pw}d_4 + M_{os} \quad (2.25)$$

donde:

M_u = Momento de plastificación de la conexión Ángulo superior e inferior con doble ángulo en el alma, [ton – m]

2.2.3. Cálculo del parámetro de forma n

El parámetro de forma, designado con la letra n , es una constante de ajuste de curva obtenida a partir de ensayos experimentales. *Kishi, Hasan, Chen y Goto* (1994) determinaron que el parámetro de forma es una función lineal que depende de la función logarítmica de la rotación relativa. En la Tabla 2.1 se presentan las ecuaciones determinadas por dichos autores para el cálculo de n para los distintos tipos de conexiones empernadas tratadas en esta tesis. Los autores clasificaron dichas ecuaciones en expresiones del Tipo 1 y expresiones del Tipo 2, concluyendo de los análisis numéricos y

Tabla 2.1 Ecuaciones para determinar n (Kishi, Hasan, Chen, & Goto, 1994)

Conexión	n , Tipo 1	n , Tipo 2
Ángulo simple en el alma	$0.520 \log_{10} \theta_0 + 2.291$	$0.145 \log_{10} \theta_0 + 0.962$
	0.695	0.515
Ángulo doble en el alma	$1.332 \log_{10} \theta_0 + 3.952$	$0.559 \log_{10} \theta_0 + 1.995$
	0.537	0.741
Ángulo superior e inferior	$2.003 \log_{10} \theta_0 + 6.070$	$1.347 \log_{10} \theta_0 + 4.078$
	0.302	0.388
Ángulo superior e inferior con doble ángulo en el alma	$1.398 \log_{10} \theta_0 + 4.631$	$1.190 \log_{10} \theta_0 + 3.893$
	0.827	0.695

$$\theta_0 = \frac{M_u}{R_{ki}}$$

experimentales que es preferible utilizar, para el cálculo de n , las ecuaciones del Tipo 2, puesto que conllevan a un diseño conservador. Sin embargo, en años posteriores estos autores publicaron diversos trabajos en donde utilizaban las ecuaciones del Tipo 1 y del Tipo 2 indistintamente para calcular el parámetro de forma n (Kim & Chen, *Practical Analysis for Semi-Rigid Frames Design with LRFD*, 1996) y (Kim & Chen, *Design Tables for Top and Seat Angle Connections*, 1997) sin obtener diferencias significativas en sus resultados. Cabe resaltar que en el Capítulo 3 de la presente tesis se utilizan las ecuaciones del Tipo 1 para el cálculo del parámetro de forma n de conexiones tipo Ángulo simple en el alma, Ángulo doble en el alma, Ángulo superior e inferior y Ángulo superior e inferior con doble ángulo en el alma.

2.3. Metodología propuesta por Kishi, Hasan, Chen y Goto (1994)

Con la finalidad de simplificar el diseño de las conexiones, Kishi, Hasan, Chen y Goto (1994) introdujeron ecuaciones en base a parámetros adimensionales las cuales se muestran en la Tabla 2.2. Estos parámetros permiten determinar la rigidez inicial de la conexión R_{ki} , el momento último de la conexión M_u para las conexiones tipo ángulo simple en el alma, ángulo doble en el alma, ángulo superior e inferior y ángulo superior e inferior con doble ángulo en el alma sin necesidad de efectuar los numerosos cálculos con los parámetros geométricos y propiedades de los elementos que conforman la conexión presentadas en el Acápite 2.2. Los parámetros geométricos necesarios para el cálculo de M_u y R_{ki} son mostrados en la Figura 2.8 y en la Figura 2.9. Los parámetros adimensionales se muestran a continuación:

$$\beta = \frac{g}{l}; \quad \gamma = \frac{l}{t}; \quad \delta = \frac{d}{t}; \quad k = \frac{K}{t}; \quad \omega = \frac{w}{t}; \quad \rho = \frac{t_a}{t_t}$$

Otros parámetros también introducidos son:

$$I_0 = \frac{t^3}{12}; \quad M_0 = \frac{\sigma_y t^2}{4}; \quad \alpha$$

donde:

- t = Espesor del ángulo, [m]
- K = Distancia desde el talón hasta la parte superior del filete, [m]
- l = Longitud del ángulo, [m]
- g = Conocido como gramil, es la distancia desde el talón del ángulo hasta el centro del perno más cercano, [m]
- w = Longitud del plano transversal que corta la cabeza de los pernos, [m]
- I_0 = Momento de inercia geométrico por unidad de longitud, [m⁴/m]
- M_0 = Momento flector plástico puro por unidad de longitud, [ton – m/m]
- σ_y = Esfuerzo de fluencia del acero, [ton/m²]
- d = Peralte de la viga, [m]
- α = Factor adimensional su valor es 4.2967

Tabla 2.2 Ecuaciones para determinar R_{ki} y M_u (Kishi N., Chen, Goto, & Matsuoka, 1992)

Conexión	R_{ki}	M_u	Observación
Ángulo simple en el alma	$\frac{R_{k1w}}{EI_{0w}} = \frac{12\alpha \cosh(\alpha\beta'_w)}{7.8\{(\alpha\beta'_w) \cosh(\alpha\beta'_w) - \sinh(\alpha\beta'_w)\}}$	$\frac{M_{uw}}{M_{0wt_a}} = \frac{(2\xi_w + 1)}{3} \gamma_w^2$	$\beta'_w = \beta_w - \frac{1}{\gamma_w} \left(k_w + \frac{\omega_w}{2} \right)$ $\xi_w^4 + (\beta_w \gamma_w - k_w) \xi_w - 1 = 0$ $\alpha = 4.2967$
Ángulo doble en el alma	$\frac{R_{k1w}}{EI_{0w}} = \frac{2(12\alpha \cosh(\alpha\beta'_w))}{7.8\{(\alpha\beta'_w) \cosh(\alpha\beta'_w) - \sinh(\alpha\beta'_w)\}}$	$\frac{M_{uw}}{M_{0wt_a}} = \frac{2(2\xi_w + 1)}{3} \gamma_w^2$	$\beta'_w = \beta_w - \frac{1}{\gamma_w} \left(k_w + \frac{\omega_w}{2} \right)$ $\xi_w^4 + (\beta_w \gamma_w - k_w) \xi_w - 1 = 0$ $\alpha = 4.2967$
Ángulo superior e inferior	$\frac{R_{k1ts}}{EI_{0t}} = (1 + \delta_t)^2 D_{ts}$	$\frac{M_{uts}}{M_{0tt_t}} = \gamma_t \{ 1 + \xi_t + \beta_t^* + 2(k_t + \delta_t) \}$	$D_{ts} = \frac{3}{\beta_t' (\gamma_t^2 \beta_t'^2 + 0.78)}$ $\beta_t' = \beta_t - \frac{(1 + \omega_t)}{2\gamma_t}$ $\xi_t^4 + \beta_t^* \xi_t - 1 = 0$ $\beta_t^* = \beta_t \gamma_t - k_t$
Ángulo superior e inferior con doble ángulo en el alma	$\frac{R_{k1ts}}{EI_{0t}} = (1 + \delta_t)^2 \rho D_w$	$\frac{M_{uw}}{M_{0tt_t}} = \gamma_w (1 + \xi_w) \left\{ \frac{7\xi_w + 5}{3(\xi_w + 1)} \gamma_w + \delta_w + \frac{1}{\rho} \right\} \rho^3$	$D_w = \frac{3}{2\beta_{wt}' (\gamma_w^2 \beta_{wt}'^2 + 0.78)}$ $\beta_{wt}' = \beta_w - \frac{(1 + \omega_w)}{2\gamma_w}$ $\xi_w^4 + (\beta_w \gamma_w - k_w) \xi_w - 1 = 0$

donde:

Los subíndices w y a hacen referencia a los ángulos en el alma de la viga. Los subíndices t y s hacen referencia a los ángulos superior e inferior respectivamente

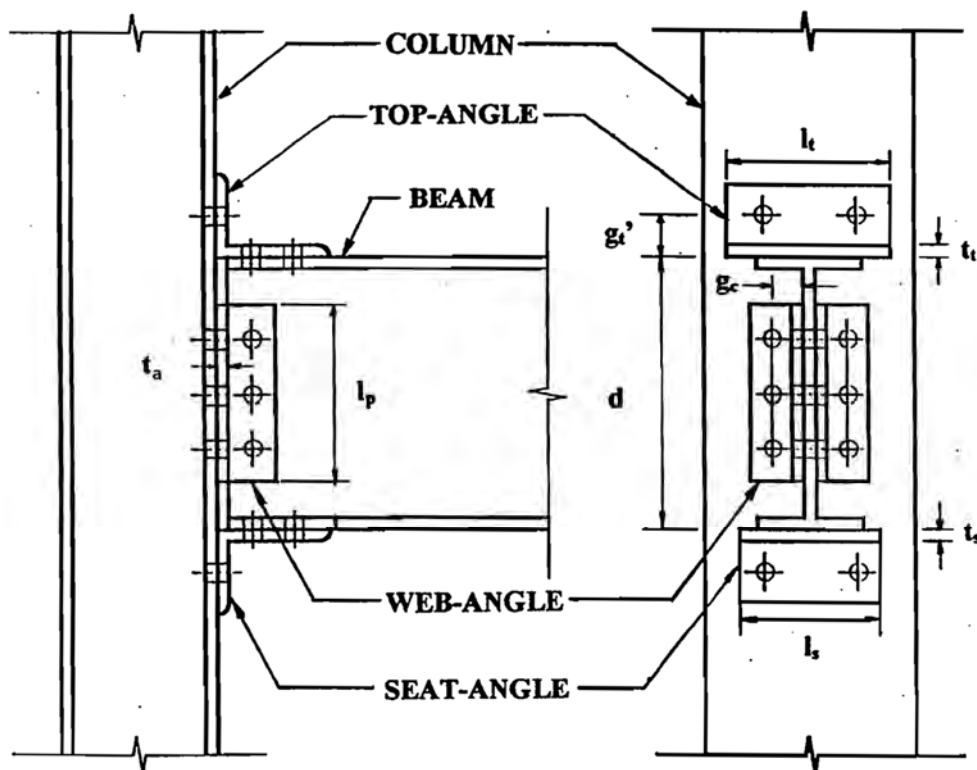


Figura 2.8 Parámetros geométricos de los ángulos que conforman la conexión.

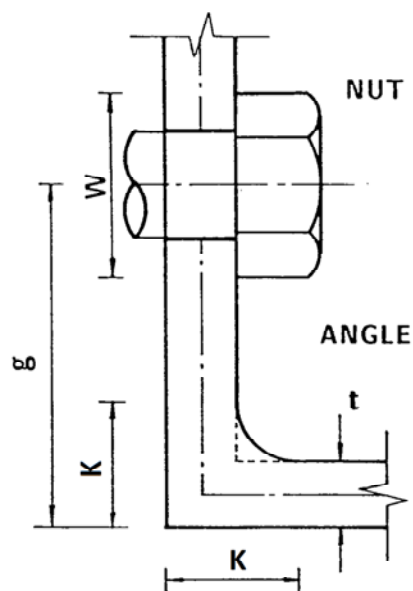


Figura 2.9 Otros parámetros geométricos de los ángulos que conforman la conexión.

Para el estudio de las conexiones emperradas en esta tesis, se seguirá la metodología propuesta por *Kishi, Hasan, Chen y Goto* descrita en este capítulo.

Capítulo 3

Obtención de las curvas momento vs rotación utilizando el *Power Model 3D*

En este capítulo se describirá el procedimiento para obtener las curvas momento vs rotación de los tipos de conexiones empernadas más comunes a partir del Método *Power Model 3D*. Este procedimiento se inicia con el predimensionamiento de la conexión para obtener las dimensiones tentativas de los ángulos y pernos que la conforman. Con estas dimensiones se obtendrán diez parámetros de la conexión, los cuales serán introducidos en distintas ecuaciones con la finalidad de hallar los tres parámetros de la Ecuación General del *Power Model 3D*. Graficando esta ecuación general, se obtendrá la curva momento vs rotación de la conexión.

2.1. Predimensionamiento

Para hallar las curvas correspondientes a cada tipo de conexión se determinarán primero los parámetros físicos de los elementos que la conforman (*Kim & Chen, 1997*). Estos parámetros serán determinados a partir de un dimensionamiento preliminar (predimensionamiento) porque para realizar el análisis estructural es necesario conocer la rigidez y la capacidad resistente de la conexión. En consecuencia, se puede afirmar que el diseño de conexiones empernadas utilizando el *Power Model 3D* sigue un procedimiento iterativo.

Tabla 3.1 Diez Parámetros de la conexión.

	Parámetro	Símbolo
Perno	Longitud de la cabeza de los pernos	w
Viga	Peralte de la viga	d
Ángulos superior e inferior	Espesor del ángulo	$t_t = t_s$
	Longitud del ángulo	$l_t = l_s$
	Gramil	$g'_t = g'_s$
	Distancia desde el talón hasta la parte superior del filete	$k_t = k_s$
Ángulos en el alma	Espesor del ángulo	t_a
	Longitud del ángulo	l_p
	Gramil	g_c
	Distancia desde el talón hasta la parte superior del filete	k_w

La Tabla 3.1 muestra los diez parámetros de la conexión que serán utilizados para determinar los tres parámetros de la ecuación general del *Power Model 3D*: R_{ki} , M_u y n . Los diez parámetros dependen de la geometría de los elementos de la conexión como las dimensiones de los pernos, la viga, ángulo superior, ángulo inferior y ángulos del alma, así como también de las propiedades del material. Estos diez parámetros fueron mostrados en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** y **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**.

a) Determinación del diámetro y la longitud de la cabeza de los pernos (d_b y w):

El diámetro de los pernos de la conexión es elegido por el diseñador en base a su criterio. Cabe resaltar que el ancho de la cabeza del perno está relacionado al diámetro del mismo, diversos autores proponen que dicha relación oscila entre $w = 1.5d_b$ y $w = 1.8d_b$ dependiendo del diámetro del perno. Además, es importante recalcar que los pernos que conectan el ala de la columna al alma de la viga mediante ángulos pueden ser distintos a los pernos que conectan el ala de la columna a las alas superior e inferior de la viga. Cuando éste es el caso se eligen dos diámetros de pernos distintos que, lógicamente, tendrán el ancho de su cabeza diferente. En este capítulo se considera que tanto los pernos de los ángulos superior e inferior como los pernos de los ángulos conectados al alma de la viga son del mismo diámetro.

b) Determinación del peralte de la viga (d):

Primero, se calcula un momento de diseño preliminar. Considerando una viga simplemente apoyada, el peralte de la viga d es seleccionado conociendo el valor del módulo plástico de la sección.

Si el momento de diseño preliminar es:

$$M = \frac{WL^2}{8} \quad (3.1)$$

entonces, el módulo plástico de la sección será:

$$Z_x = \frac{\frac{WL^2}{8}}{\sigma_y} \quad (3.2)$$

siendo:

Z_x = Módulo plástico de la sección (m^3)

W = Carga uniformemente distribuida (ton/m)

L = Longitud de la viga (m)

σ_y = Esfuerzo de fluencia del acero (ton/m²)

Con el valor del módulo plástico de la sección de la viga Z_x , se ingresa a las tablas de dimensiones y propiedades de perfiles comerciales proporcionadas por la AISC. En las Tablas 3.2 y 3.3 se presenta una de las tablas proporcionadas por la AISC para perfiles comerciales W.

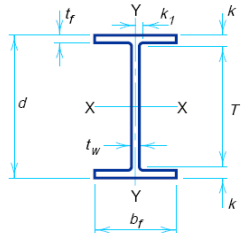
Tabla 3.2 Dimensiones y propiedades de perfiles comerciales W (AISC/LRFD, 1994)

W SHAPES

Dimensions

Designation	Area A in. ²	Depth d in.		Web			Flange			Distance			
				Thickness t _w in.		t _w /2 in.	Width b _f in.		Thickness t _f in.		T in.	k in.	k ₁ in.
W8×67	19.7	9.00	9	0.570	9/16	5/16	8.280	8 1/4	0.935	15/16	6 1/8	1 7/16	1 1/16
×58	17.1	8.75	8 3/4	0.510	1/2	1/4	8.220	8 1/4	0.810	13/16	6 1/8	1 5/16	1 1/16
×48	14.1	8.50	8 1/2	0.400	3/8	3/16	8.110	8 1/8	0.685	1 1/16	6 1/8	1 3/16	5/8
×40	11.7	8.25	8 1/4	0.360	3/8	3/16	8.070	8 1/8	0.560	9/16	6 1/8	1 1/16	5/8
×35	10.3	8.12	8 1/8	0.310	5/16	3/16	8.020	8	0.495	1/2	6 1/8	1	9/16
×31	9.13	8.00	8	0.285	5/16	3/16	7.995	8	0.435	7/16	6 1/8	15/16	9/16
W8×28	8.25	8.06	8	0.285	5/16	3/16	6.535	6 1/2	0.465	7/16	6 1/8	15/16	9/16
×24	7.08	7.93	7 7/8	0.245	1/4	1/8	6.495	6 1/2	0.400	3/8	6 1/8	7/8	9/16
W8×21	6.16	8.28	8 1/4	0.250	1/4	1/8	5.270	5 1/4	0.400	3/8	6 5/8	13/16	1/2
×18	5.26	8.14	8 1/8	0.230	1/4	1/8	5.250	5 1/4	0.330	5/16	6 5/8	3/4	7/16
W8×15	4.44	8.11	8 1/8	0.245	1/4	1/8	4.015	4	0.315	5/16	6 5/8	3/4	1/2
×13	3.84	7.99	8	0.230	1/4	1/8	4.000	4	0.255	1/4	6 5/8	1 1/16	7/16
×10	2.96	7.89	7 7/8	0.170	3/16	1/8	3.940	4	0.205	3/16	6 5/8	5/8	7/16
W6×25	7.34	6.38	6 3/8	0.320	5/16	3/16	6.080	6 1/8	0.455	7/16	4 3/4	13/16	7/16
×20	5.87	6.20	6 1/4	0.260	1/4	1/8	6.020	6	0.365	3/8	4 3/4	3/4	7/16
×15	4.43	5.99	6	0.230	1/4	1/8	5.990	6	0.260	1/4	4 3/4	5/8	3/8
W6×16	4.74	6.28	6 1/4	0.260	1/4	1/8	4.030	4	0.405	3/8	4 3/4	3/4	7/16
×12	3.55	6.03	6	0.230	1/4	1/8	4.000	4	0.280	1/4	4 3/4	5/8	3/8
×9	2.68	5.90	5 7/8	0.170	3/16	1/8	3.940	4	0.215	3/16	4 3/4	9/16	3/8
W5×19	5.54	5.15	5 1/8	0.270	1/4	1/8	5.030	5	0.430	7/16	3 1/2	13/16	7/16
×16	4.68	5.01	5	0.240	1/4	1/8	5.000	5	0.360	3/8	3 1/2	3/4	7/16
W4×13	3.83	4.16	4 1/8	0.280	1/4	1/8	4.060	4	0.345	3/8	2 3/4	1 1/16	7/16

Tabla 3.3 Dimensiones y propiedades de perfiles comerciales W (AISC/LRFD, 1994)
(continuación de la Tabla 3.2)

W SHAPES Properties													
													
Nom- inal Wt. per ft	Compact Section Criteria			X_1	$X_2 \times 10^6$	Elastic Properties						Plastic Modulus	
						Axis X-X			Axis Y-Y			Z_x	Z_y
	$\frac{b_f}{2t_f}$	$\frac{h}{t_w}$	F_y'''			I	S	r	I	S	r		
lb	$2t_f$	t_w	ksi	ksi	$(1/\text{ksi})^2$	in.^4	in.^3	in.	in.^4	in.^3	in.	in.^3	in.^3
67	4.4	11.1	—	6620	73.9	272	60.4	3.72	88.6	21.4	2.12	70.2	32.7
58	5.1	12.4	—	5820	122	228	52.0	3.65	75.1	18.3	2.10	59.8	27.9
48	5.9	15.8	—	4860	238	184	43.3	3.61	60.9	15.0	2.08	49.0	22.9
40	7.2	17.6	—	4080	474	146	35.5	3.53	49.1	12.2	2.04	39.8	18.5
35	8.1	20.4	—	3610	761	127	31.2	3.51	42.6	10.6	2.03	34.7	16.1
31	9.2	22.2	—	3230	1180	110	27.5	3.47	37.1	9.27	2.02	30.4	14.1
28	7.0	22.2	—	3480	931	98.0	24.3	3.45	21.7	6.63	1.62	27.2	10.1
24	8.1	25.8	—	3020	1610	82.8	20.9	3.42	18.3	5.63	1.61	23.2	8.57
21	6.6	27.5	—	2890	2090	75.3	18.2	3.49	9.77	3.71	1.26	20.4	5.69
18	8.0	29.9	—	2490	3890	61.9	15.2	3.43	7.97	3.04	1.23	17.0	4.66
15	6.4	28.1	—	2670	3440	48.0	11.8	3.29	3.41	1.70	0.876	13.6	2.67
13	7.8	29.9	—	2370	5780	39.6	9.91	3.21	2.73	1.37	0.843	11.4	2.15
10	9.6	40.5	39	1760	17900	30.8	7.81	3.22	2.09	1.06	0.841	8.87	1.66
25	6.7	15.5	—	4410	369	53.4	16.7	2.70	17.1	5.61	1.52	18.9	8.56
20	8.2	19.1	—	3550	846	41.4	13.4	2.66	13.3	4.41	1.50	14.9	6.72
15	11.5	21.6	—	2740	2470	29.1	9.72	2.56	9.32	3.11	1.46	10.8	4.75
16	5.0	19.1	—	4010	591	32.1	10.2	2.60	4.43	2.20	0.966	11.7	3.39
12	7.1	21.6	—	3100	1740	22.1	7.31	2.49	2.99	1.50	0.918	8.30	2.32
9	9.2	29.2	—	2360	4980	16.4	5.56	2.47	2.19	1.11	0.905	6.23	1.72
19	5.8	14.0	—	5140	192	26.2	10.2	2.17	9.13	3.63	1.28	11.6	5.53
16	6.9	15.8	—	4440	346	21.3	8.51	2.13	7.51	3.00	1.27	9.59	4.57
13	5.9	10.6	—	5560	154	11.3	5.46	1.72	3.86	1.90	1.00	6.28	2.92

En la penúltima columna de la Tabla 3.3 donde se indica el módulo plástico para cada perfil comercial, se escoge un perfil comercial con un valor de Z_x igual o mayor al obtenido en el diseño preliminar. De esta manera, conociendo el perfil comercial de la viga e ingresando a la tercera columna de la Tabla 3.2, se podrá conocer el peralte de la viga.

c) Determinación de los parámetros de los ángulos en el alma de la viga (t_a , l_p , g_c y k_w):

La AISC (*Volume II Connections. Manual of Steel Construction Load and Resistance Factor Design*, 1994), proporciona tablas para la obtención del cortante de diseño en conexiones tipo Doble ángulo en el alma. Estas tablas presentan la fuerza cortante que resistirá una conexión con doble ángulo en el alma de la viga en función al espesor de dichos ángulos, el diámetro y el número de filas de pernos de la conexión, el tipo de pernos de alta resistencia a utilizar (A325 o A490), el peralte de la viga, el esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero F_y , y la resistencia a la tracción mínima especificada del acero F_u . Las fuerzas cortantes mostradas en estas tablas han sido calculadas mediante el método del bloque de corte. Este método considera que los ángulos en el alma de la viga y los pernos que conforman la conexión resisten en conjunto la fuerza cortante producida por las cargas. Cabe resaltar que si se tiene un ángulo simple en el alma de la viga se considerará que la conexión resiste la mitad de la fuerza cortante presentada en las tablas.

El procedimiento para la selección y utilización de las tablas en mención es el siguiente:

1. Se define el tipo de acero estructural a utilizar para los elementos que conforman la conexión. Una vez definido el tipo de acero estructural se conocerá el esfuerzo de fluencia mínimo especificado F_y y la resistencia a la tracción mínima especificada F_u de dicho material.
2. Se define el perfil comercial W para la viga. Conocido este perfil comercial se obtendrá su peralte ingresando a las tablas de dimensiones y propiedades de perfiles comerciales dadas por la AISC (ver Tabla 3.2 y Tabla 3.3). Con el peralte de la viga es posible conocer el número máximo de filas de pernos que es capaz de albergar la conexión.
3. Se define el tipo de perno de alta resistencia que se utilizará y el diámetro de los pernos a utilizar siguiendo el procedimiento descrito en el apartado a) del presente acápite.
4. Se selecciona la tabla para la obtención de la resistencia al corte de diseño en conexiones tipo Doble ángulo en el alma a utilizar (ver Tabla 3.4). Cabe resaltar que todavía no se conoce el número de filas de pernos, así que habrá más de una opción para escoger la tabla correcta.
5. Se calcula el cortante de diseño preliminar considerando una viga simplemente apoyada sometida a una carga uniformemente distribuida:

$$V = \frac{WL}{2} \quad (3.3)$$

siendo:

V = Cortante de diseño preliminar (ton)

W = Carga uniformemente distribuida (ton/m)

L = Longitud de la viga (m)

6. Con el valor del cortante de diseño preliminar V se ingresa a la tabla seleccionada del paso 4 y se toma un valor de resistencia al corte de diseño que sea ligeramente mayor al cortante de diseño preliminar. El espesor de los ángulos ubicados en el alma de la viga t_a y el número de filas de pernos N que correspondan a la resistencia al corte de diseño seleccionada serán tomados para el predimensionamiento de la conexión. Obtenido el espesor de los ángulos t_a será posible escoger un perfil angular comercial ingresando a las tablas de dimensiones y propiedades de perfiles comerciales dadas por la AISC (ver Tabla 3.5).
7. Con el número de filas de pernos N se determinará la longitud de los ángulos en el alma l_p mediante la siguiente ecuación:

$$l_p = (N - 1) \times 3" + 2.5" \quad (3.4)$$

donde:

N = Número de filas de pernos

Esta ecuación garantiza el espaciamiento mínimo que debe existir entre pernos, y la distancia mínima que debe existir entre el perno exterior y el borde de los ángulos de conexión según la norma AISC. Asimismo, se debe tener en cuenta que para calcular la longitud de los ángulos l_p es necesario considerar las dimensiones de la sección de la viga puesto que el peralte debe tener la longitud suficiente para albergar esos ángulos. *Kim & Chen* (1997) propusieron la Tabla 3.6 para determinar la longitud de los ángulos ubicados en el alma en función al peralte de la viga y al número de filas de pernos.

8. Otro parámetro necesario para determinar los tres parámetros de la Ecuación general del *Power Model 3D* es el gramil g_c ; que puede ser calculado mediante la siguiente ecuación:

$$g_c = H_1 + C_1 + t_a \quad (3.5)$$

donde:

H_1 = Altura de la cabeza del perno.

C_1 = Luz necesaria para el ajuste del perno.

t_a = Espesor de los ángulos ubicados en el alma de la viga.

Las distancias H_1 y C_1 se encuentran indicadas en las tablas *Entering and Tightening Clearances* de la AISC (ver Tabla 3.7).

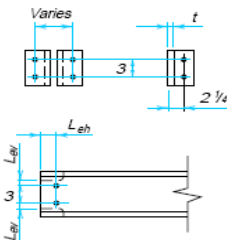
9. Por último, para determinar la distancia desde el talón hasta la parte superior del filete de los ángulos en el alma k_w se utilizan las tablas de dimensiones y propiedades de los perfiles comerciales proporcionadas por la AISC (Tabla 3.5).

Tabla 3.4 Resistencia de diseño al corte para ángulos, pernos y alma de la viga en conexiones emperrnadas tipo Doble ángulo en el alma (AISC/LRFD, 1994)

$$F_y = 36 \text{ ksi}$$

$$F_u = 58 \text{ ksi}$$

Table 9-2 (cont.).
All-Bolted Double-Angle Connections

$\frac{3}{4}$-in. Bolts 2 Rows W12, 10, 8 S12, 10, 8 C12, 10, 9, 8 MC13, 12, 10, 9, 8	Bolt and Angle Design Strength, kips						
	ASTM Design.	Thread Cond.	Hole Type	Angle Thickness, in.			
				$\frac{1}{4}$	$\frac{5}{16}$	$\frac{3}{8}$	$\frac{1}{2}$
	A325	N	—	48.9	61.2	63.6	63.6
			X	48.9	61.2	73.4	79.5
		SC Class A	STD	41.8	41.8	41.8	41.8
			OVS	35.5	35.5	35.5	35.5
			SSLT	35.5	35.5	35.5	35.5
		SC Class B	STD	48.9	61.2	63.3	63.3
			OVS	45.7	53.8	53.8	53.8
			SSLT	48.9	53.8	53.8	53.8
	A490	N	—	48.9	61.2	73.4	79.5
			X	48.9	61.2	73.4	97.9
		SC Class A	STD	48.9	52.2	52.2	52.2
			OVS	44.4	44.4	44.4	44.4
			SSLT	44.4	44.4	44.4	44.4
		SC Class B	STD	48.9	61.2	73.4	79.1
			OVS	45.7	57.1	67.2	67.2
			SSLT	48.9	61.2	67.2	67.2

Beam Web Design Strength per Inch Thickness, kips/in.

Hole Type	L_{eh}, in.	Un- coped	Coped at Top Flange Only						Coped at Both Flanges					
			L_{ev}, in.						L_{ev}, in.					
			$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{2}$	$\frac{5}{8}$	2	3	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{2}$	$\frac{5}{8}$	2	3
STD	$\frac{1}{2}$	157	110	114	117	120	130	156	97.9	104	111	117	130	156
	$\frac{3}{4}$	157	117	120	124	127	137	157	97.9	104	111	117	136	157
OVS	$\frac{1}{2}$	157	106	109	112	115	125	151	91.4	97.9	104	111	125	151
	$\frac{3}{4}$	157	112	116	119	122	132	157	91.4	97.9	104	111	131	157
SSLT	$\frac{1}{2}$	157	110	114	117	120	130	156	97.9	104	111	117	130	156
	$\frac{3}{4}$	157	117	120	124	127	137	157	97.9	104	111	117	136	157

**Support Design
Strength per Inch
Thickness, kips/in.**

Notes:

STD = Standard holes

OVS = Oversized holes

SSLT = Short-slotted holes transverse
to direction of load

N = Threads included

X = Threads excluded

SC = Slip critical

313

*Tabulated values include $\frac{1}{4}$ -in. reduction in end distance L_{eh} to account for possible underrun in beam length.

Tabla 3.5 Dimensiones y propiedades de perfiles comerciales L (AISC/LRFD, 1994)

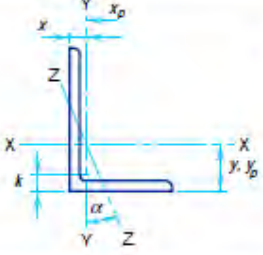
 ANGLES Equal legs and unequal legs Properties for designing									
Size and Thickness	k	Weight per ft	Area	Axis X-X					
				I	S	r	y	Z	y _p
in.	in.	lb	in. ²	in. ⁴	in. ³	in.	in.	in. ³	in.
L5×3½×¾	1¼	19.8	5.81	13.9	4.28	1.55	1.75	7.65	1.13
	5/8	16.8	4.92	12.0	3.65	1.56	1.70	6.55	1.06
	½	13.6	4.00	9.99	2.99	1.58	1.66	5.38	1.00
	3/8	10.4	3.05	7.78	2.29	1.60	1.61	4.14	0.938
	5/16	8.70	2.56	6.60	1.94	1.61	1.59	3.49	0.906
	¼	7.00	2.06	5.39	1.57	1.62	1.56	2.83	0.875
L5×3×½	1	12.8	3.75	9.45	2.91	1.59	1.75	5.16	1.25
	7/16	11.3	3.31	8.43	2.58	1.60	1.73	4.57	1.22
	3/8	9.80	2.86	7.37	2.24	1.61	1.70	3.97	1.19
	5/16	8.20	2.40	6.26	1.89	1.61	1.68	3.36	1.16
	¼	6.60	1.94	5.11	1.53	1.62	1.66	2.72	1.13
L4×4×¾	1½	18.5	5.44	7.67	2.81	1.19	1.27	5.07	0.680
	5/8	15.7	4.61	6.66	2.40	1.20	1.23	4.33	0.576
	½	12.8	3.75	5.56	1.97	1.22	1.18	3.56	0.469
	7/16	11.3	3.31	4.97	1.75	1.23	1.16	3.16	0.414
	3/8	9.80	2.86	4.36	1.52	1.23	1.14	2.74	0.357
	5/16	8.20	2.40	3.71	1.29	1.24	1.12	2.32	0.300
	¼	6.60	1.94	3.04	1.05	1.25	1.09	1.88	0.242
L4×3½×½	15/16	11.9	3.50	5.32	1.94	1.23	1.25	3.50	0.500
	3/8	9.10	2.67	4.18	1.49	1.25	1.21	2.71	0.438
	5/16	7.70	2.25	3.56	1.26	1.26	1.18	2.29	0.406
	¼	6.20	1.81	2.91	1.03	1.27	1.16	1.86	0.375

Tabla 3.6 Longitud de los ángulos en el alma l_p (Kim & Chen, 1997)

Beam	2 row	3 row	4 row	5 row	6 row	7 row	8 row	9 row
W8	5 1/2"							
W10	5 1/2"	8 1/2"						
W12	5 1/2"	8 1/2"						
W14		8 1/2"						
W16		8 1/2"	11 1/2"					
W18		8 1/2"	11 1/2"	14 1/2"				
W21		8 1/2"	11 1/2"	14 1/2"				
W24			11 1/2"	14 1/2"	17 1/2"	20 1/2"		
W27				14 1/2"	17 1/2"	20 1/2"	23 1/2"	26 1/2"
W30					17 1/2"	20 1/2"	23 1/2"	26 1/2"
W33					17 1/2"	20 1/2"	23 1/2"	26 1/2"
W36					17 1/2"	20 1/2"	23 1/2"	26 1/2"
W40					17 1/2"	20 1/2"	23 1/2"	26 1/2"
W44					17 1/2"	20 1/2"	23 1/2"	26 1/2"

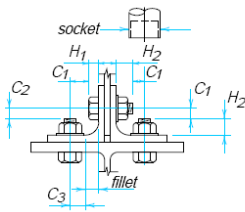
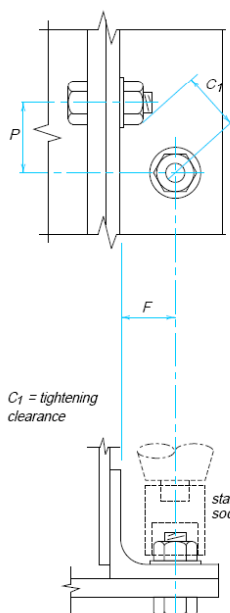
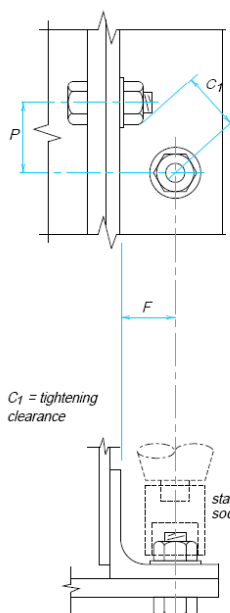
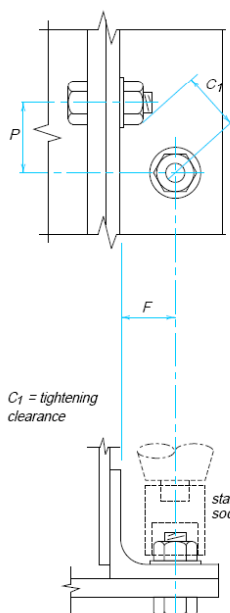
La Tabla 3.4 presenta la resistencia al corte de diseño para una conexión emperrada tipo Doble ángulo en el alma. Se aprecia que para seleccionar esta tabla, el acero estructural escogido debió ser un A36 cuyo esfuerzo de fluencia mínimo especificado es $F_y = 36 \text{ ksi}$ y su resistencia a la tracción mínima especificada es $F_u = 58 \text{ ksi}$, el perfil comercial W de la viga puede ser un W12, W10 ó W8, el tipo de perno a utilizar puede ser un A325 ó un A490, el diámetro de los pernos debe ser de 3/4", el número de filas de pernos debe ser 2 y el espesor de los ángulos puede ser de 1/4", 5/16", 3/8" ó 1/2".

La Tabla 3.5 es una de las tablas de dimensiones y propiedades de perfiles comerciales tipo ángulo proporcionadas por la AISC.

La Tabla 3.6 fue propuesta por Kim & Chen en 1997, presenta la longitud de los ángulos ubicados en el alma de la viga en función del número de filas de pernos y el peralte de la viga.

La Tabla 3.7 presenta las medidas y luces reglamentarias que toda conexión emperrada formada por ángulos debe poseer con la finalidad de generar, una vez montada la conexión, un espacio para introducir las llaves de ajuste o torquímetros en los pernos, y de esta manera garantizar el torque que especifica la norma.

Tabla 3.7 Luces libres necesarias para el torque de pernos de alta Resistencia
(AISC/LRFD, 1994)

Table 8-4. Entering and Tightening Clearances, in. Conventional ASTM A325 and A490 Bolts								
Aligned Bolts								
	Nominal Bolt Dia., in.	Socket Dia., in.	H_1	H_2	C_1	C_2	C_3	
							Circular	Clipped
	$\frac{5}{8}$	$1\frac{3}{4}$	$\frac{25}{64}$	$1\frac{1}{4}$	1	$\frac{11}{16}$	$\frac{11}{16}$	$\frac{9}{16}$
	$\frac{3}{4}$	$2\frac{1}{4}$	$\frac{15}{32}$	$1\frac{3}{8}$	$1\frac{1}{4}$	$\frac{3}{4}$	$\frac{3}{4}$	$\frac{11}{16}$
	$\frac{7}{8}$	$2\frac{1}{2}$	$\frac{39}{64}$	$1\frac{1}{2}$	$1\frac{3}{8}$	$\frac{7}{8}$	$\frac{7}{8}$	$\frac{13}{16}$
	1	$2\frac{5}{8}$	$\frac{39}{64}$	$1\frac{5}{8}$	$1\frac{7}{16}$	$\frac{15}{16}$	1	$\frac{7}{8}$
	$1\frac{1}{8}$	$2\frac{7}{8}$	$\frac{11}{16}$	$1\frac{7}{8}$	$1\frac{9}{16}$	$1\frac{1}{16}$	$1\frac{1}{8}$	1
	$1\frac{1}{4}$	$3\frac{1}{8}$	$\frac{25}{32}$	2	$1\frac{11}{16}$	$1\frac{1}{8}$	$1\frac{1}{4}$	$1\frac{1}{8}$
	$1\frac{3}{8}$	$3\frac{1}{4}$	$\frac{27}{32}$	$2\frac{1}{8}$	$1\frac{3}{4}$	$1\frac{1}{4}$	$1\frac{3}{8}$	$1\frac{1}{4}$
	$1\frac{1}{2}$	$3\frac{1}{2}$	$\frac{15}{16}$	$2\frac{1}{4}$	$1\frac{5}{16}$	$1\frac{5}{16}$	$1\frac{1}{2}$	$1\frac{5}{16}$
Staggered Bolts								
	Stagger P , in.							
	Nominal Bolt Diameter, in.							
	F	$\frac{5}{8}$	$\frac{3}{4}$	$\frac{7}{8}$	1	$1\frac{1}{8}$	$1\frac{1}{4}$	$1\frac{3}{8}$
	1	$1\frac{5}{8}$						
	$1\frac{1}{8}$	$1\frac{1}{2}$						
	$1\frac{1}{4}$	$1\frac{1}{2}$	$1\frac{15}{16}$					
	$1\frac{3}{8}$	$1\frac{7}{16}$	$1\frac{7}{8}$	$2\frac{3}{16}$				
	$1\frac{1}{2}$	$1\frac{1}{4}$	$1\frac{13}{16}$	$2\frac{1}{8}$	$2\frac{5}{16}$			
	$1\frac{5}{8}$	$1\frac{1}{4}$	$1\frac{3}{4}$	$2\frac{1}{16}$	$2\frac{5}{16}$	$2\frac{9}{16}$		
	$1\frac{3}{4}$	$1\frac{3}{16}$	$1\frac{11}{16}$	2	$2\frac{1}{4}$	$2\frac{9}{16}$	$2\frac{13}{16}$	3
	$1\frac{7}{8}$	$1\frac{1}{8}$	$1\frac{9}{16}$	$1\frac{15}{16}$	$2\frac{3}{16}$	$2\frac{1}{2}$	$2\frac{3}{4}$	3
	2	1	$1\frac{1}{2}$	$1\frac{13}{16}$	$2\frac{1}{8}$	$2\frac{7}{16}$	$2\frac{3}{4}$	$2\frac{15}{16}$
	$2\frac{1}{8}$	$1\frac{3}{16}$	$1\frac{3}{8}$	$1\frac{11}{16}$	2	$2\frac{3}{8}$	$2\frac{1}{16}$	$2\frac{15}{16}$
	$2\frac{1}{4}$	$1\frac{1}{4}$	$1\frac{9}{16}$	$1\frac{7}{8}$	$2\frac{1}{4}$	$2\frac{5}{8}$	$2\frac{7}{8}$	$3\frac{3}{16}$
	$2\frac{3}{8}$	$1\frac{1}{8}$	$1\frac{1}{2}$	$1\frac{3}{4}$	$2\frac{1}{8}$	$2\frac{1}{2}$	$2\frac{13}{16}$	$3\frac{1}{8}$
	$2\frac{1}{2}$		$\frac{7}{8}$	$1\frac{3}{8}$	$1\frac{5}{8}$	2	$2\frac{7}{16}$	$2\frac{3}{4}$
	$2\frac{5}{8}$		$1\frac{3}{16}$	$1\frac{1}{2}$	$1\frac{15}{16}$	$2\frac{9}{16}$	$2\frac{7}{8}$	3
	$2\frac{3}{4}$		$1\frac{5}{16}$	$1\frac{3}{8}$	$1\frac{7}{8}$	$2\frac{1}{8}$	$2\frac{1}{2}$	$2\frac{7}{8}$
	$2\frac{7}{8}$			$1\frac{3}{4}$	$1\frac{3}{4}$	$2\frac{1}{16}$	$2\frac{3}{8}$	$2\frac{13}{16}$
	3				$\frac{7}{8}$	$1\frac{5}{8}$	2	$2\frac{1}{16}$
	$3\frac{1}{8}$				$1\frac{1}{2}$	$1\frac{7}{8}$	$2\frac{1}{8}$	$2\frac{1}{2}$
	$3\frac{1}{4}$				$1\frac{1}{4}$	$1\frac{3}{4}$	2	$2\frac{3}{8}$
	$3\frac{3}{8}$				$1\frac{5}{16}$	$1\frac{5}{8}$	$1\frac{15}{16}$	$2\frac{1}{4}$
	$3\frac{1}{2}$					$1\frac{3}{8}$	$1\frac{3}{4}$	$2\frac{1}{8}$
	$3\frac{5}{8}$					$1\frac{1}{16}$	$1\frac{9}{16}$	2
	$3\frac{3}{4}$						$1\frac{5}{16}$	$1\frac{7}{8}$
	$3\frac{7}{8}$							$1\frac{11}{16}$
	4							$1\frac{3}{8}$

C_1 = tightening clearance
 standard socket

Notes:
 H_1 = height of head, in.
 H_2 = maximum shank extension, * in.
 C_1 = clearance for tightening, in.
 C_2 = clearance for entering, in.
 C_3 = clearance for fillet, * in.
 P = bolt stagger, in.
 F = clearance for tightening staggered bolts, in.
 *Based on one standard hardened washer.

En la Figura 3.1 se presenta un esquema del procedimiento para determinar los parámetros correspondientes a los ángulos ubicados en el alma de la viga.

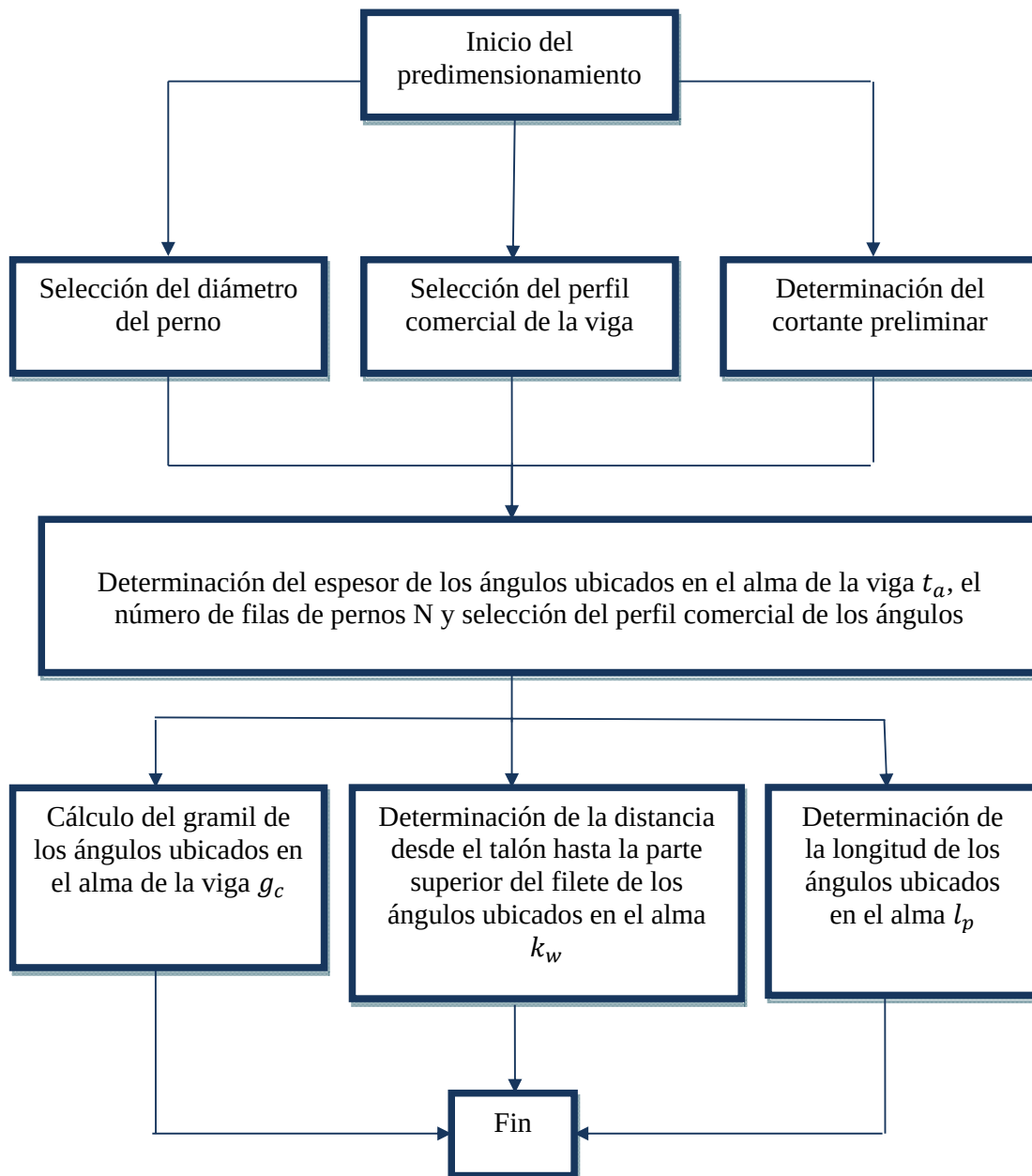


Figura 3.1 Esquema del proceso para determinar los parámetros de los ángulos ubicados en el alma de la viga

d) Determinación de los parámetros del ángulo superior y del ángulo inferior: l_t , l_s , t_t , t_s , g'_t , g'_s y k_w

La simetría permite que tanto el ángulo superior como el inferior sean tratados de la misma manera.

El gramil se calcula de forma similar a los ángulos en el alma:

$$g'_t = g'_s = H_1 + C_1 + (t_t \text{ ó } t_s) \quad (3.6)$$

La AISC no proporciona tablas para la selección de los ángulos superior e inferior. La longitud de los ángulos superior e inferior l_s y l_t puede ser variable, y dependerá de la distribución de los pernos y del ancho del ala de la viga. El espesor de estos ángulos (t_t y t_s) tiene que ser escogido por el diseñador basándose en su experiencia.

Para determinar la distancia desde el talón hasta la parte superior del filete del ángulo superior y del ángulo inferior, k_t y k_s respectivamente, se sigue el mismo procedimiento descrito en el Apartado c) para hallar k_w .

En la Figura 3.2 se presenta un diagrama de flujo que resume el procedimiento para determinar los parámetros correspondientes del ángulo superior y del ángulo inferior.

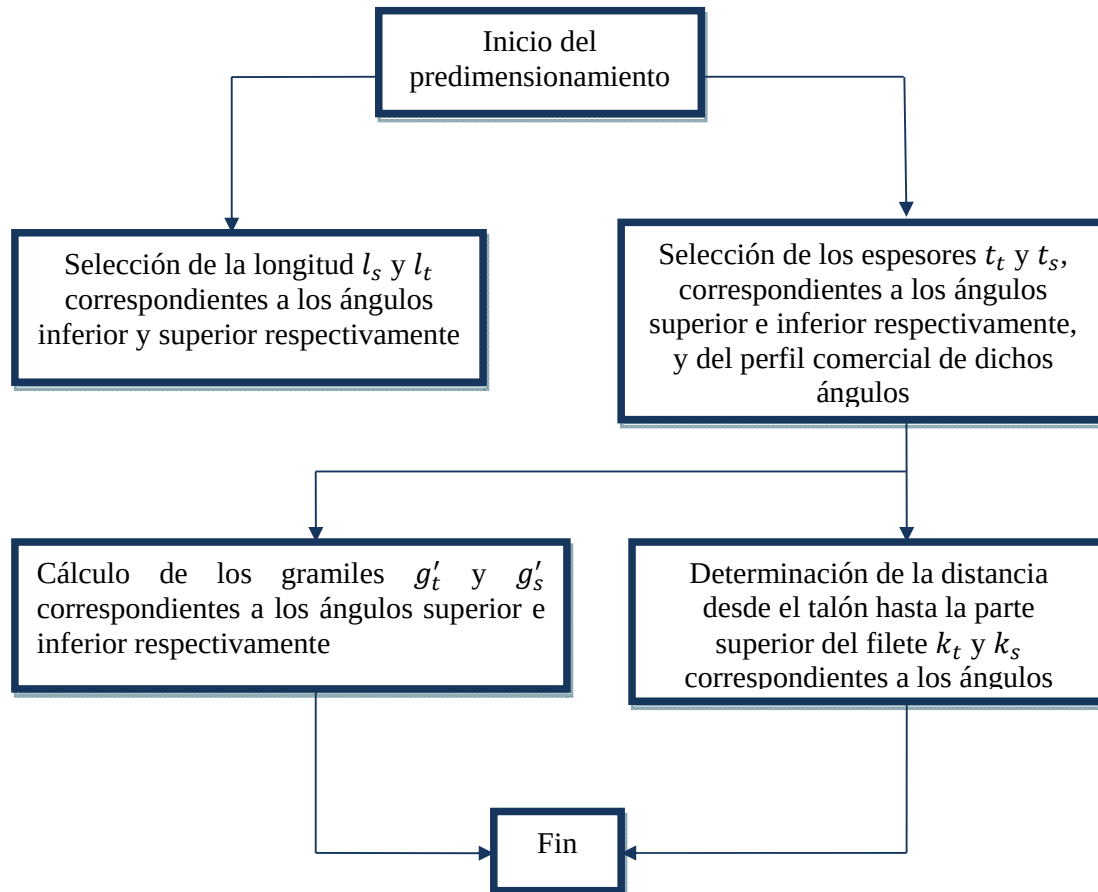


Figura 3.2 Esquema del proceso para determinar los parámetros del ángulo superior y del ángulo inferior (ángulos ubicados en las alas de la viga)

2.2. Determinación de la curva momento vs rotación

Por medio de un ejemplo, se presentará el procedimiento para determinar la curva momento vs rotación de las conexiones tipo Ángulo simple en el alma, Doble ángulo en el alma, Ángulo superior e inferior y Ángulo superior e inferior con doble ángulo en el alma. Para la determinación de las curvas momento vs rotación de las conexiones mencionadas, se considerará un pórtico de 8 metros de luz y 4 metros de altura soportando una carga uniformemente distribuida de 1 tonelada por metro de longitud. Dicho pórtico es mostrado en la Figura 3.3.

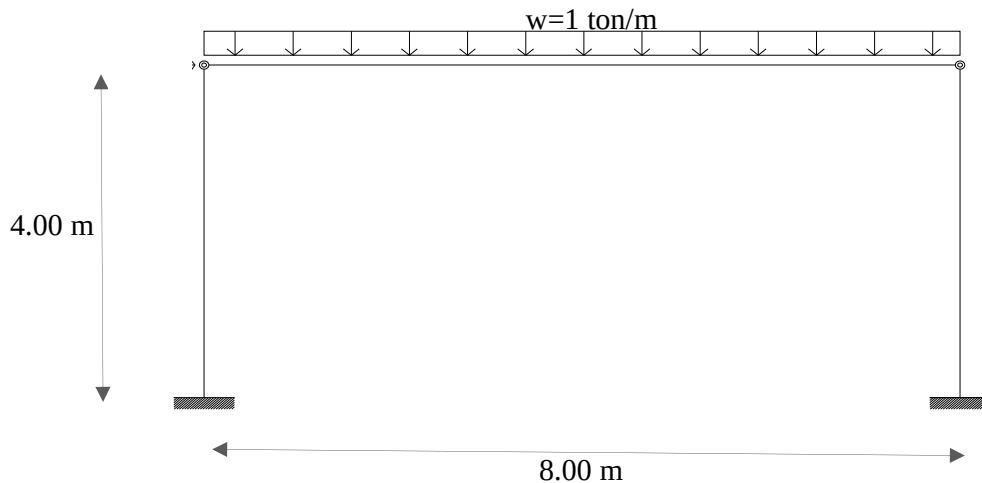


Figura 3.3 Pórtico para la determinación de la curva momento vs rotación de las conexiones en estudio

A continuación se procederá a determinar los 10 parámetros de las conexiones del pórtico de la Figura 3.3. Para ello, se realizará el predimensionamiento de dichas conexiones en base al procedimiento descrito en el Acápite 3.1, tal como se muestra a continuación:

- El tipo de acero estructural que se utilizará para los elementos que conforman la conexión será el A36. Se utilizarán pernos de alta resistencia A325 y se elegirá un diámetro de perno igual a 3/4" cuya longitud de cabeza de perno es $w = 5/4"$.
- Considerando la carga uniformemente distribuida $w = 1 \text{ ton/m}$, una longitud de viga $L = 8 \text{ m}$ y el esfuerzo de fluencia del acero $\sigma_y = 25000 \text{ ton/m}^2$, se obtendrán el módulo sección plástico $Z_x = 0.00032 \text{ m}^3$ o $Z_x = 19.5 \text{ in}^3$ y el cortante de diseño preliminar $V = 4 \text{ ton}$ o $V = 9 \text{ kips}$. Utilizando la Tabla 3.2 y la Tabla 3.3 se elige un perfil comercial W8X35 de peralte $d = 8\frac{1}{8} \text{ in}$, cuyo módulo de sección plástica es $Z_x = 34.7 \text{ in}^3$.
- Con el peralte de la viga es posible conocer el número máximo de filas de pernos en el alma que es capaz de albergar la conexión, $N = 2$ (Tabla 3.6).
- Conocidos el tipo de acero estructural para los elementos de la conexión, el diámetro y el tipo de pernos de alta resistencia, el peralte de la viga y el número máximo de filas de pernos que puede albergar la conexión, se ingresa a la Tabla 3.4 donde el valor de resistencia al corte de diseño mínimo es de 35.5 kips y corresponde a dos ángulos ubicados en el alma de la viga de $t_a = 1/4"$ con 2 filas de pernos. Este cortante supera considerablemente los 9 kips del cortante de diseño preliminar, por lo que la elección de un ángulo de 1/4" de espesor no sería del todo óptima. Sin embargo, por tratarse del

predimensionamiento de las conexiones y al ser la finalidad de este procedimiento la obtención de la curva momento vs rotación de dicha conexiones y no su diseño por corte, se tomará $t_a = 1/4"$ y $N = 2$ filas de pernos.

- e) Con la Tabla 3.5 se elige entonces el perfil angular L4X4X1/4, cabe resaltar que pudo haberse elegido otro perfil angular del mismo espesor pero con distinta longitud de sus patas porque la longitud de las patas de los ángulos ubicados en el alma de la viga no influyen en el comportamiento semirrígido de la conexión, por lo tanto no modifica su curva momento vs rotación.
- f) De la Ecuación 3.4 y de la Tabla 3.6 para 2 filas de pernos, la longitud de los ángulos en el alma será $l_p = 5.5"$.
- g) El valor del gramil de los ángulos en el alma se obtiene ingresando a la Tabla 3.7 con un diámetro de perno igual a $3/4"$ obteniéndose un valor de $H_1 = 15/32"$ y $C_1 = 1 \frac{1}{4}"$, luego resolviendo la Ecuación 3.5 se obtiene $g_c = 63/32"$.
- h) Para el perfil L4X4X1/4 se ingresa a la Tabla 3.5 para obtener el valor de la distancia desde el talón hasta la parte superior del filete de los ángulos en el alma, $k_w = 5/8"$.
- i) Como se mencionó en el apartado d) del Acápito 3.1, la elección del espesor de los ángulos superior e inferior queda a criterio del diseñador, se considerará para el predimensionamiento un espesor de los ángulos $t_t = t_s = 1/2"$.
- j) La longitud de los ángulos superior e inferior debe ser menor al ancho de las alas de la viga el cual es de 8" para el perfil W8X35. Se elegirá entonces para el predimensionamiento una longitud de los ángulos $l_t = l_s = 6"$. Ingresando a la Tabla 3.5 se escoge el perfil comercial L4X4X1/2; cabe resaltar que, al igual que en los ángulos ubicados en el alma de la viga, la longitud de las patas de los ángulos superior e inferior no influye en la obtención de la curva momento vs rotación, por lo tanto se pudo elegir otro perfil angular con el mismo espesor pero con distinta longitud de patas.
- k) Con el perfil L4X4X1/2 se ingresa a la Tabla 3.5 obteniendo el valor de la distancia desde el talón hasta la parte superior del filete. Para los ángulos superior e inferior se tiene: $k_t = k_s = 0.875"$.
- l) El valor del gramil para los ángulos superior e inferior se obtiene ingresando a la Tabla 3.7 con un diámetro de perno igual a $3/4"$ obteniéndose un valor de $H_1 = 15/32"$ y $C_1 = 1 \frac{1}{4}"$, luego resolviendo la Ecuación 3.5 se obtiene $g'_t = g'_s = 71/32"$.

En la Tabla 3.8 se presentan los diez parámetros de la conexión determinados con el procedimiento anterior.

Tabla 3.8 Valores de los diez parámetros de la conexión

	Símbolo	Valor
Perno	w	5/4"
Viga	d	8" (W8X35)
Ángulo superior e inferior	$t_t = t_s$	1/2"
	$l_t = l_s$	6"
	$g'_t = g'_s$	71/32"
	$k_t = k_s$	0.88"
Ángulos en el alma	t_a	1/4"
	l_p	5 1/2"
	g_c	63/32"
	k_w	5/8"

siendo:

w = Longitud de la cabeza de los pernos (in.)

d = Peralte de la viga (in.)

t_t = Espesor del ángulo superior (in.)

t_s = Espesor del ángulo inferior (in.)

l_t = Longitud del ángulo superior (in.)

l_s = Longitud del ángulo inferior (in.)

g'_t = Gramil del ángulo superior (in.)

g'_s = Gramil del ángulo inferior (in.)

k_t = Distancia desde el talón hasta la parte superior del filete para el ángulo superior (in.)

k_s = Distancia desde el talón hasta la parte superior del filete para el ángulo inferior (in.)

t_a = Espesor del ángulo del alma (in.)

l_p = Longitud del ángulo del alma (in.)

g_c = Gramil de los ángulos ubicados en el alma de la viga (in.)

k_w = Distancia desde el talón hasta la parte superior del filete para el ángulo del alma (in.)

En la Figura 3.4 se presenta el detalle de la conexión donde se indican sus diez parámetros.

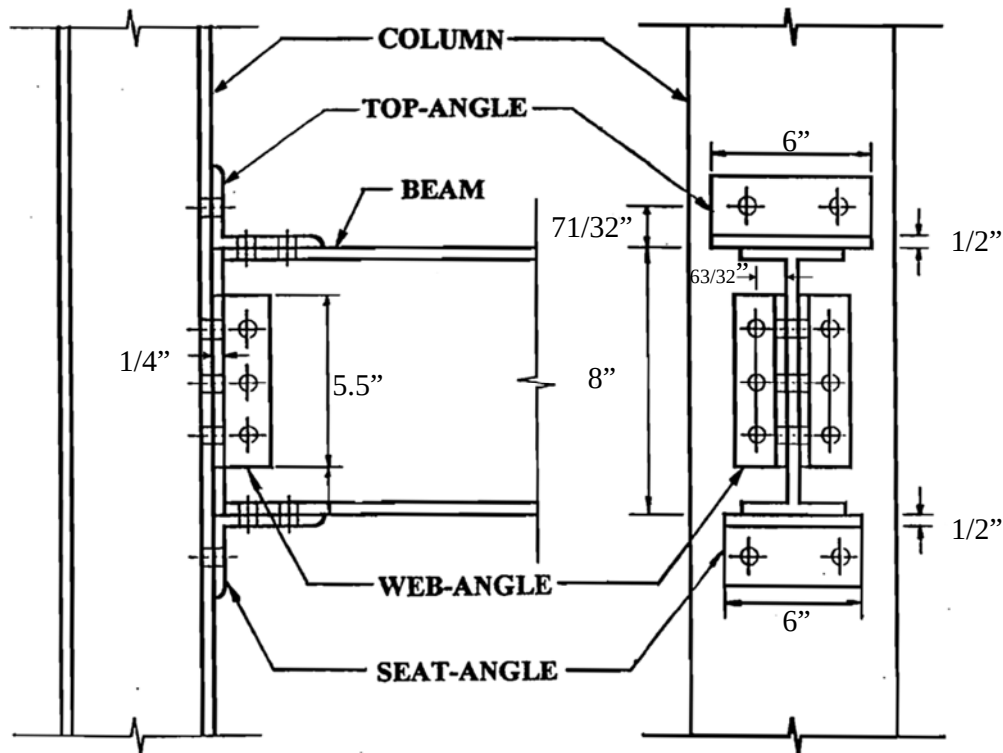


Figura 3.4 Detalle de la conexión

Los valores de los diez parámetros de la conexión presentes en la Tabla 3.8 se remplazan en las ecuaciones que fueron mostradas en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia..** Resolviendo estas ecuaciones se obtendrán los valores de los dos primeros parámetros del *Power Model 3D* (M_u y R_{ki}). Para determinar el valor del tercer parámetro n se resuelven las ecuaciones del Tipo 1 mostradas en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia..** Los tres parámetros del *Power Model 3D* para los cuatro tipos de conexiones emperrnadas estudiadas en esta tesis son mostrados en la Tabla 3.9.

En el Anexo A se presenta el procedimiento simplificado que se utilizó para determinar los valores de M_u , R_{ki} y n mostrados en la Tabla 3.9. Se utilizó un programa de ayuda desarrollado en *Excel* que permitió obtener los valores de estos tres parámetros. Este programa, que se adjunta a la tesis, trabaja con la herramienta *Solver* y tiene incorporadas las ecuaciones de las Tablas 2.1 y 2.2. Para la ejecución del programa se necesitará ingresar los diez parámetros de la conexión.

Tabla 3.9 Valores de M_u , R_{ki} y n

Conexión	M_u (ton x m)	R_{ki} (ton x m/rad)	n
Ángulo simple en el alma	0.36	54.99	1.17
Ángulo doble en el alma	0.72	109.97	1.08
Ángulo superior e inferior	4.54	1735.13	0.90
Ángulo superior e inferior con doble ángulo en el alma	5.79	1878.07	1.12

Para cada tipo de conexión, se reemplazaron los valores indicados en la Tabla 3.9 en la ecuación general del *Power Model 3D* (Ecuación 2.1), luego se graficó esta ecuación y se obtuvo la curva momento-rotación de cada tipo de conexión. En la Tabla 3.10 se muestran las ecuaciones generales del *Power Model 3D* obtenidas.

Tabla 3.10 Ecuación general del *Power Model 3D* obtenida para cada tipo de conexión

Conexión	Ec.
Ángulo simple en el alma	$\frac{54.99\theta_r}{\left[1 + \left(\frac{\theta_r}{0.36/54.99}\right)^{1.16}\right]^{1/1.17}}$
Ángulo doble en el alma	$\frac{109.97\theta_r}{\left[1 + \left(\frac{\theta_r}{0.72/109.97}\right)^{3.95}\right]^{1/1.08}}$
Ángulo superior e inferior	$\frac{1735.13\theta_r}{\left[1 + \left(\frac{\theta_r}{4.54/1735.13}\right)^{0.90}\right]^{1/0.90}}$
Ángulo superior e inferior con doble ángulo en el alma	$\frac{1878.07\theta_r}{\left[1 + \left(\frac{\theta_r}{5.79/1878.07}\right)^{1.12}\right]^{1/1.12}}$

En la Figura 3.5 se muestran las curvas momento vs rotación graficadas a partir de las ecuaciones de la Tabla 3.10.

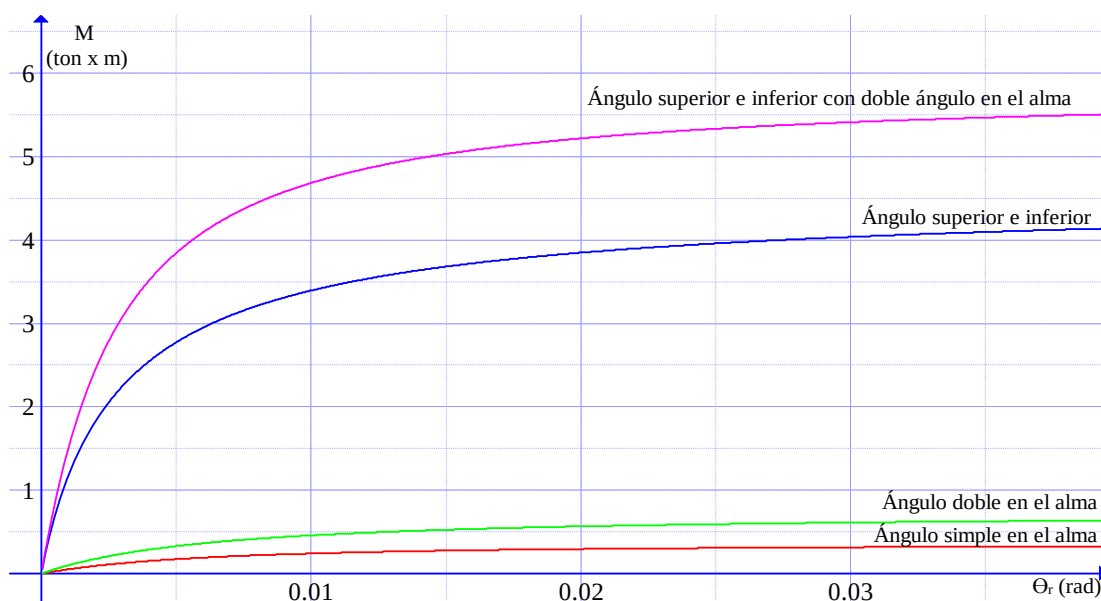


Figura 3.5 Curvas momento vs rotación obtenidas de las conexiones.

Se observa en la Figura 3.5 la relación no lineal que existe entre el momento aplicado a la conexión y la rotación producida por éste. Se observa también que, en los casos en que la viga se conecta a la columna por medio de ángulos tanto en el ala inferior como en el ala superior, el momento máximo que resiste la conexión aumenta considerablemente en comparación a los casos en los que la viga se conecta a la columna solamente mediante ángulos en el alma de la misma. Las conexiones formadas por ángulos solamente en el alma de la viga experimentan grandes giros para momentos muy pequeños, mientras que las conexiones que poseen ángulos en las alas de la viga experimentan giros muy pequeños para los mismos momentos. En el Capítulo 4 se tratará el comportamiento semirrígido de las conexiones empernadas con mayor detalle.

Es importante resaltar que la resistencia de la conexión tipo ángulo superior e inferior con doble ángulo en el alma no es la suma algebraica de la resistencia de la conexión tipo ángulo superior e inferior más la resistencia de la conexión tipo ángulo doble en el alma. Esto se debe a que el modo de falla de la conexión tipo ángulo doble en el alma corresponde a un mecanismo de colapso distinto al que se produce cuando la conexión es del tipo ángulo superior e inferior con doble ángulo en el alma, por lo tanto el comportamiento individual de las conexiones tipo ángulo superior e inferior y tipo ángulo doble en alma será distinto al comportamiento que experimentarán cuando trabajen en conjunto.

Capítulo 4

Comportamiento semirrígido de las conexiones empernadas

En este capítulo se estudiará la variabilidad en el comportamiento semirrígido de las conexiones tipo Ángulo superior e inferior con doble ángulo en el alma cuando se alteran las dimensiones de los elementos que las conforman. Asimismo, se clasificarán las conexiones en base a criterios dados por el Eurocódigo 3 (1992), AISC (1999) y *Hasan, Kishi y Chen* (1998)

2.1. Ejemplo ilustrativo para evaluar la capacidad resistente, la rigidez y la ductilidad de las conexiones empernadas en función al grado de deformación.

Con el propósito de evaluar la capacidad resistente, la rigidez y la ductilidad en función al grado de deformación de los distintos tipos de conexiones, en este acápite se realizará un ejemplo ilustrativo en donde se emplearán las curvas momento vs rotación determinadas en el Capítulo 3 en base a los parámetros M_u , R_{ki} y n indicados en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia..**

En la Tabla 4.1 se muestran nuevamente los valores de la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia..**, pero además se indican los valores del momento $M_{0.03}$ correspondiente a la rotación relativa $\theta_r = 0.03 \text{ rad}$, y la proporción entre dicho momento y el momento plástico de la conexión $M_{0.03}/M_u$. Cabe resaltar, que el valor de $M_{0.03}$ fue obtenido reemplazando la rotación relativa $\theta_r = 0.03 \text{ rad}$ en la ecuación general del *Power Model 3D*.

Con los valores de M_u , R_{ki} y n de la Tabla 4.1, se grafican las curvas momento vs rotación de las conexiones, tal como se muestra en la Figura 4.1. Estas curvas son presentadas en función de la rotación plástica de la viga en el eje de las abscisas (θ_r/θ_p) y en función del momento plástico de la viga en el eje de las ordenadas (M/M_p).

Tabla 4.1 Valores de M_u , R_{ki} , n , θ_r , θ_0 , $M_{0.03}$ y $M_{0.03}/M_u$

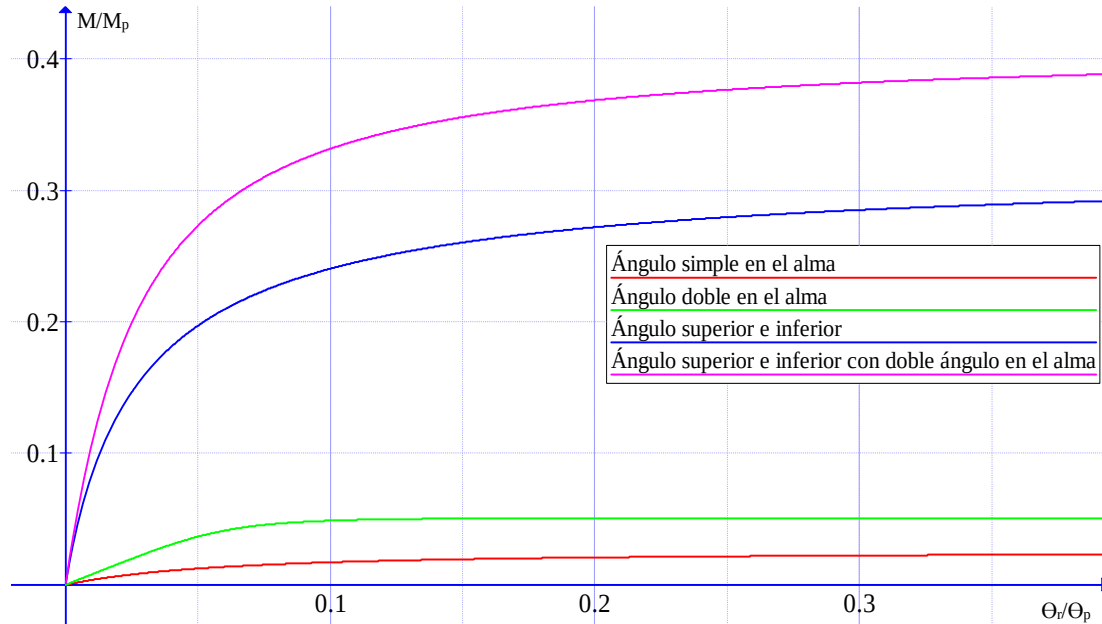
Tipo de conexión	M_u (ton x m)	R_{ki} (ton x m/rad)	n	θ_r (rad)	$M_{0.03}$ (ton x m)	$M_{0.03}/M_u$ (%)
Ángulo simple en el alma	0.36	54.99	1.17	0.03	0.32	88%
Ángulo doble en el alma	0.72	109.97	1.08	0.03	0.61	85%
Ángulo superior e inferior	4.54	1735.13	0.9	0.03	4.04	89%
Ángulo superior e inferior con doble ángulo en el alma	5.79	1878.07	1.12	0.03	5.41	93%

Es preciso indicar, que el perfil para la viga y su longitud fueron escogidos en el apartado b) del Acápite 3.2 (el perfil escogido fue W8X35 y su longitud fue de 8 metros). Sabiendo que el esfuerzo de fluencia del acero es $\sigma_y = 25000 \text{ ton/m}^2$ ó 36 ksi, se podrá determinar el momento plástico de la viga M_p y su rotación plástica θ_p .

$$M_p = 14.2 \text{ ton x m}$$

$$\theta_p = 0.10245 \text{ rad}$$

θ_p se obtiene al reemplazar el valor de M_p en la Ecuación 1.3.

Figura 4.1 Curvas M/M_p vs θ_r/θ_p

La AISC (1999) considera que una conexión tiene una ductilidad adecuada cuando llega a girar 0.03 radianes sin que se genere su colapso plástico. En la Tabla 4.1 se muestran los

valores de momento de las conexiones para un giro de 0.03 radianes, en donde se aprecia que para todos los casos mostrados el momento obtenido es en promedio el 89 % del momento plástico de colapso de la conexión. Esto quiere decir que las conexiones girarán 0.03 radianes sin haber colapsado. Es importante recalcar que, tal como se mencionó en las hipótesis de los autores del *Power Model 3D* presentadas en el Capítulo 2, todas las conexiones emperradas estudiadas en esta tesis son consideradas dúctiles (conclusión obtenida de los numerosos ensayos experimentales realizados por dichos autores). Por tal motivo, el momento obtenido al reemplazar el giro relativo de 0.03 radianes en la ecuación general del *Power Model 3D* para cualquier conexión emperrada será siempre menor al momento plástico de colapso de la conexión $M_{0.03} < M_u$.

En la Figura 4.1 se observa que a medida que aumenta la rotación relativa de las conexiones, se logra un incremento del momento mientras que la rigidez disminuye. Por otra parte, se aprecia que las conexiones incrementan su capacidad resistente y su rigidez a medida que aumenta el número de ángulos que las conforman. Como se explicó en el Capítulo 2, este incremento se debe a la contribución individual de cada ángulo a la rigidez total y a la capacidad resistente de la conexión. Además, se aprecia que la contribución a la rigidez y a la capacidad resistente de la conexión por parte de los ángulos superior e inferior es mayor que la contribución de los ángulos ubicados en el alma de la viga. Esto se debe a que el momento que viaja a través de la viga por medio de un par de fuerzas actuando en sus alas, se transmite en gran porcentaje a la columna a través de sus ángulos superior e inferior, mientras que un menor porcentaje de ese momento se transmite a través de los ángulos ubicados en el alma de la viga.

2.2. Clasificación de las conexiones

Como se presentó en el Acápito 1.4, existen diversos métodos de clasificación de las conexiones propuestos por distintos autores y normas. Por tratarse de criterios de clasificación más exactos y de mayor confiabilidad, puesto que están validados por ensayos experimentales, se clasificarán las conexiones según lo establecido por el Eurocódigo 3 (1992) y *Hasan, Kishi y Chen* (1998) en base a los parámetros M_u , R_{ki} y n indicados en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia..** Los resultados son mostrados en la Figura 4.2 y en la Figura 4.3

La Figura 4.2 muestra las curvas momento vs rotación de las conexiones y las condiciones de borde según el Eurocódigo 3 (1992). Considerando que se tiene un pórtico no arriostrado se tomará la curva representada por la línea negra continua como divisoria quedando la zona rígida por encima de ella y la zona semirrígida por debajo. Si se considera un pórtico arriostrado se tomará la curva representada por línea negra discontinua como divisoria. De la misma manera que en el pórtico no arriostrado la zona rígida se encontrará por encima de la línea negra discontinua y la zona semirrígida por debajo. Por otro lado, se observa también la condición de borde que separa la zona semirrígida de la flexible. Las conexiones que se ubiquen por debajo de este límite serán consideradas flexibles, en caso contrario serán conexiones semirrígidas. Dicho esto se puede decir que en base a los parámetros M_u , R_{ki} y n indicados en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia..**, los cuáles fueron obtenidos a partir de los parámetros dimensionales de la conexión presentados en la Tabla 3.8, las conexiones analizadas tipo Ángulo simple en el alma y Doble ángulo en el alma son conexiones flexibles, mientras que las conexiones tipo Ángulo superior e inferior y Ángulo superior e inferior con doble ángulo en el alma son semirrígidas. Cabe resaltar que dependiendo de la

variabilidad de los parámetros dimensionales de las conexiones el comportamiento de las mismas se alterará de manera que un mismo tipo de conexión pase de ser semirrígida a ser flexible o viceversa como se verá más adelante.

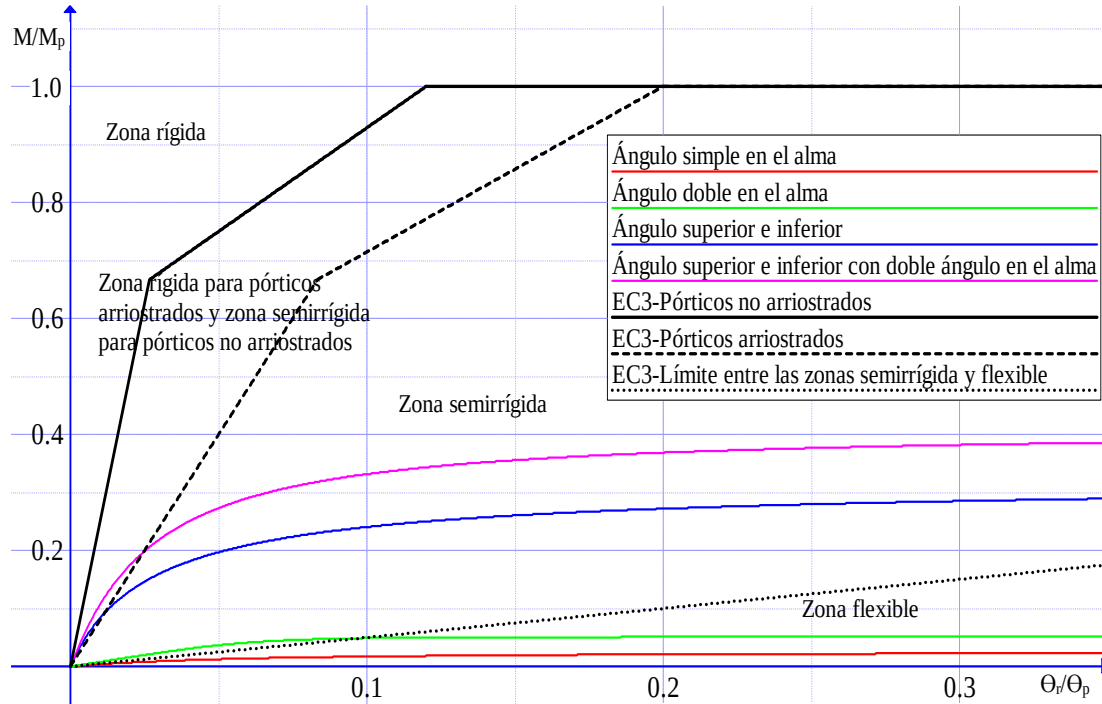


Figura 4.2 Clasificación de las conexiones (EC3, 1992)

La Figura 4.3 presenta la clasificación según *Hasan, Kishi y Chen* (1998). Se aprecia, al igual que la clasificación según el Eurocódigo 3 (1992), que las conexiones estudiadas Ángulo superior e inferior con doble ángulo en el alma y Ángulo superior e inferior poseen un comportamiento semirrígido, mientras que las conexiones Ángulo simple en el alma y Ángulo doble en el alma son consideradas flexibles.

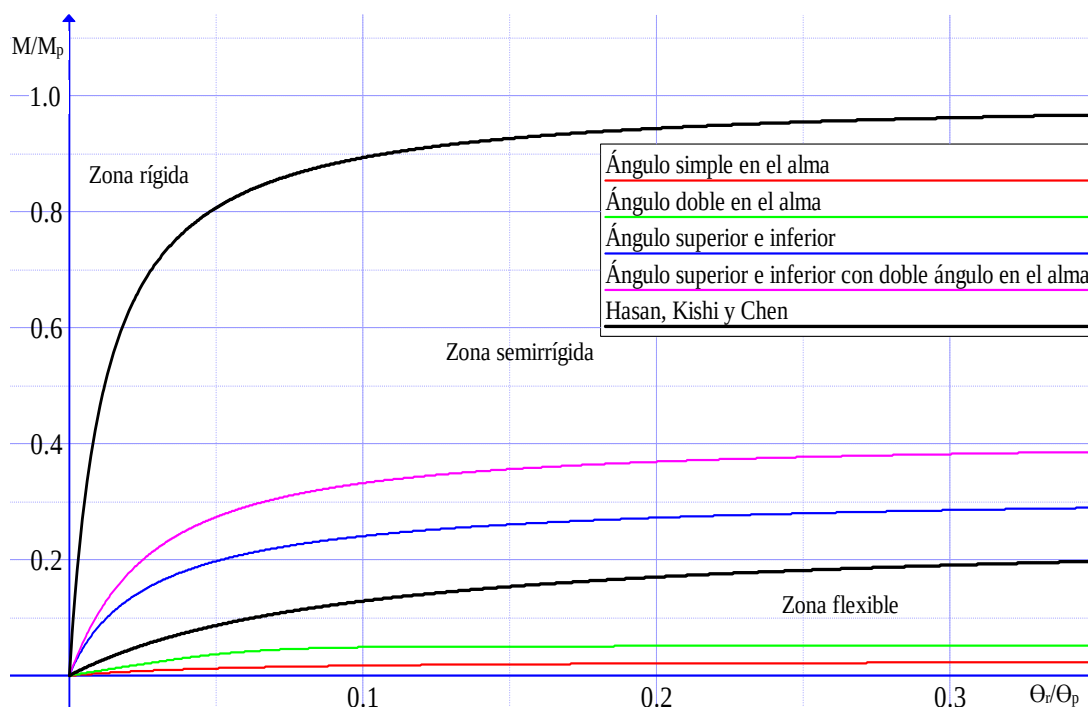


Figura 4.3 Clasificación de las conexiones (Hasan, Kishi, & Chen, 1998)

2.3. Análisis del comportamiento semirrígido de las conexiones

En este acápite se realizará un análisis de la variación del comportamiento semirrígido de las conexiones cuando se alteran sus parámetros geométricos como el espesor y la longitud de los ángulos, y el diámetro y el número de filas de pernos. Para ello se utilizará una conexión tipo Ángulo superior e inferior con doble ángulo en el alma puesto que, como se determinó en el Acápite 4.2, posee un comportamiento semirrígido.

En el Acápite 4.3.1, que será tratado a continuación, se analizará el comportamiento semirrígido de la conexión cuando se varían los parámetros correspondientes a los ángulos en el alma de la viga. Luego, en el Acápite 4.3.2 se realizará este mismo análisis, pero variando los parámetros correspondientes a los ángulos superior e inferior. Posteriormente, en el Acápite 4.3.3 se concluirán aspectos importantes respecto a la sensibilidad en el comportamiento semirrígido de la conexión frente a la variabilidad dimensional analizada en los Acápites 4.3.1 y 4.3.2. Por último, se realizará un análisis comparativo de la clasificación las conexiones tratadas en estos acápites según los criterios propuestos por el Eurocódigo 3 (1992), la AISC (1999) y Hasan, Kishi y Chen (1998).

2.3.1. Análisis considerando la variabilidad de los parámetros dimensionales en los ángulos ubicados en el alma de la viga

En este análisis se mantendrán constantes los parámetros de la conexión correspondientes a los ángulos superior e inferior acorde a lo presentado en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** y se variarán los parámetros que corresponden a los ángulos en el alma de la viga.

El análisis se realizará para dos diámetros de pernos ($D=3/4"$ y $D=7/8"$). Para cada diámetro de perno se tomarán distintos espesores de ángulos (t_a). Como consecuencia de

la modificación del diámetro de los pernos y del espesor de los ángulos, otros parámetros de la conexión son alterados como es el caso del gramil (g_c). Además, los valores de la distancia desde el talón hasta la parte superior del filete (k_w) variarán según el espesor del ángulo a utilizar. En la Tabla 4.2 se observan los valores del gramil (g_c) para los diámetros y espesores de ángulos que se utilizarán en el análisis. Nótese también el incremento de k_w a medida que aumenta el espesor de los ángulos.

Tabla 4.2 Valores del gramil (g_c)

$2L4x4x t_a x k_w$	D=3/4"	D=7/8"
$2L4x4x 1/4x 5/8$	63/32"	139/64"
$2L4x4x 3/8x 3/4$	67/32"	147/64"
$2L4x4x 1/2x 7/8$	71/32"	155/64"
$2L4x4x 5/8x 1$	75/32"	163/64"

Asimismo, para realizar el análisis será necesario también modificar la longitud de los ángulos en el alma (l_p). Para ello se escogerá un perfil W21X50 cuyo momento plástico M_p y rotación plástica θ_p son 45.1 ton x m y 0.042 rad respectivamente. Este perfil admite tres cantidades de filas de pernos como se muestra en la Tabla 4.3. Cabe resaltar que al cambiar el perfil de la viga, no cambiarán los parámetros correspondientes a los ángulos superior e inferior, tal como se apreció en el procedimiento descrito en el Acápite 3.1 d).

Tabla 4.3 Valores de la longitud de los ángulos en el alma l_p (referencia: **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**)

Perfil	3 Filas de pernos	4 Filas de pernos	5 Filas de pernos
W21X50	8 ½"	11 ½"	14 ½"

Con el propósito de analizar la variación de la capacidad resistente y la rigidez de la conexión cuando se modifican el espesor (t_a), el diámetro de los pernos (D) y el número de filas de pernos, se tomarán 24 casos de análisis determinados a partir de los valores de la Tabla 4.2 y Tabla 4.3. Estos 24 casos son presentados en la Tabla 4.4. Por otro lado, en la Tabla 4.5 se muestran para cada caso los resultados del momento plástico de la conexión (M_u), la rigidez modificada de la conexión para pórticos arriostrados (R_{ko}) y la rigidez modificada de la conexión para pórticos no arriostrados (R_{kb}).

Tabla 4.4 Casos de análisis variando los parámetros dimensionales de los ángulos ubicados en el alma de la viga

Casos	Espesor (t_a)	Diámetro (D)	Filas de pernos.
Caso wa 1	1/4"	3/4"	3
Caso wa 2	1/4"	3/4"	4
Caso wa 3	1/4"	3/4"	5
Caso wa 4	1/4"	7/8"	3
Caso wa 5	1/4"	7/8"	4
Caso wa 6	1/4"	7/8"	5
Caso wa 7	3/8"	3/4"	3
Caso wa 8	3/8"	3/4"	4
Caso wa 9	3/8"	3/4"	5
Caso wa 10	3/8"	7/8"	3
Caso wa 11	3/8"	7/8"	4
Caso wa 12	3/8"	7/8"	5

Caso wa 13	1/2"	3/4"	3
Caso wa 14	1/2"	3/4"	4
Caso wa 15	1/2"	3/4"	5
Caso wa 16	1/2"	7/8"	3
Caso wa 17	1/2"	7/8"	4
Caso wa 18	1/2"	7/8"	5
Caso wa 19	5/8"	3/4"	3
Caso wa 20	5/8"	3/4"	4
Caso wa 21	5/8"	3/4"	5
Caso wa 22	5/8"	7/8"	3
Caso wa 23	5/8"	7/8"	4
Caso wa 24	5/8"	7/8"	5

Tabla 4.5 Resultados del momento plástico de la conexión (M_u) y de las rigideces modificadas (R_{ko}) y (R_{kb}) para el análisis considerando la variabilidad de los parámetros dimensionales de los ángulos ubicados en el alma de la viga

Casos	M_u (ton x m)	R_{ko} (ton x m/rad)	R_{kb} (ton x m/rad)
Caso wa 1	15.48	5166	7298
Caso wa 2	17.02	5371	7879
Caso wa 3	18.45	5577	8422
Caso wa 4	15.35	5035	7001
Caso wa 5	16.84	5195	7609
Caso wa 6	18.21	5355	8072
Caso wa 7	18.75	6223	9378
Caso wa 8	21.36	6802	10700
Caso wa 9	23.81	7381	11990
Caso wa 10	18.46	5878	8842
Caso wa 11	20.96	6335	9941
Caso wa 12	23.28	6792	11001

Caso wa 13	22.46	7828	12435
Caso wa 14	26.34	8973	14917
Caso wa 15	30.01	10119	17390
Caso wa 16	21.98	7186	11380
Caso wa 17	25.65	8104	13419
Caso wa 18	29.12	9023	15435
Caso wa 19	26.55	9892	16427
Caso wa 20	31.84	11767	20456
Caso wa 21	36.91	13641	24505
Caso wa 22	25.86	8904	14723
Caso wa 23	30.85	10429	18041
Caso wa 24	35.62	11955	21356

De la Figura 4.4 a la Figura 4.7 se presentan las curvas momento vs rotación de las 24 conexiones tratadas. Estas curvas fueron determinadas graficando la Ecuación General del *Power Model 3D* (Ecuación 2.1).

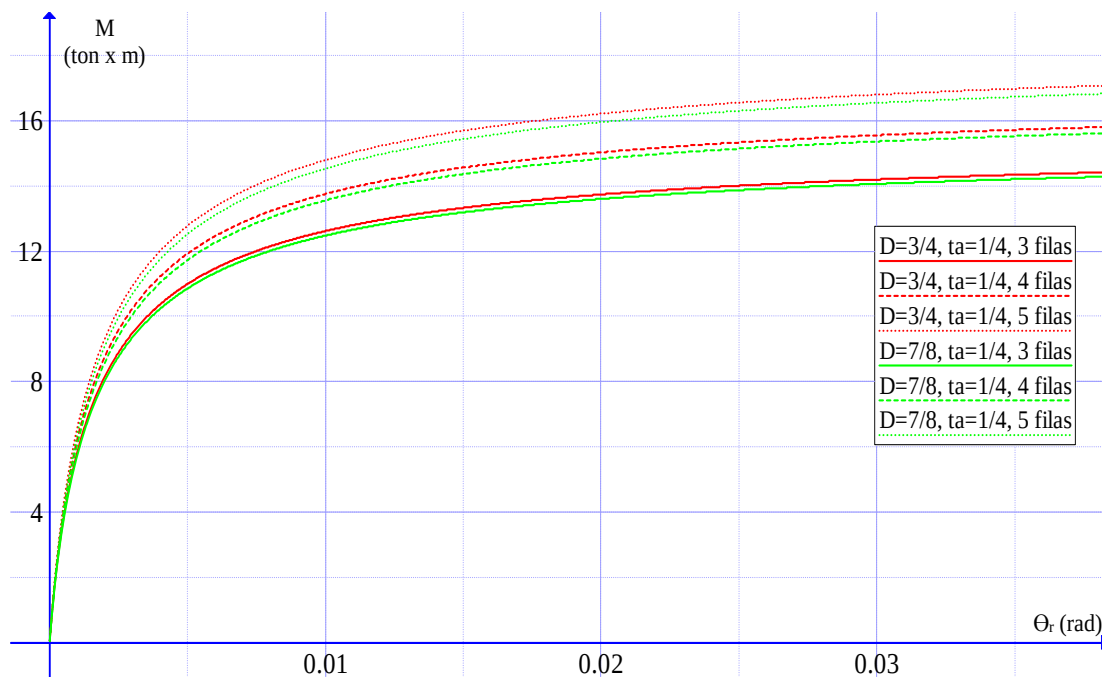


Figura 4.4 Curva momento vs rotación con espesor de los ángulos en el alma de 1/4" (casos wa del 1 al 6) para una conexión Ángulo superior e inferior con doble ángulo en el alma

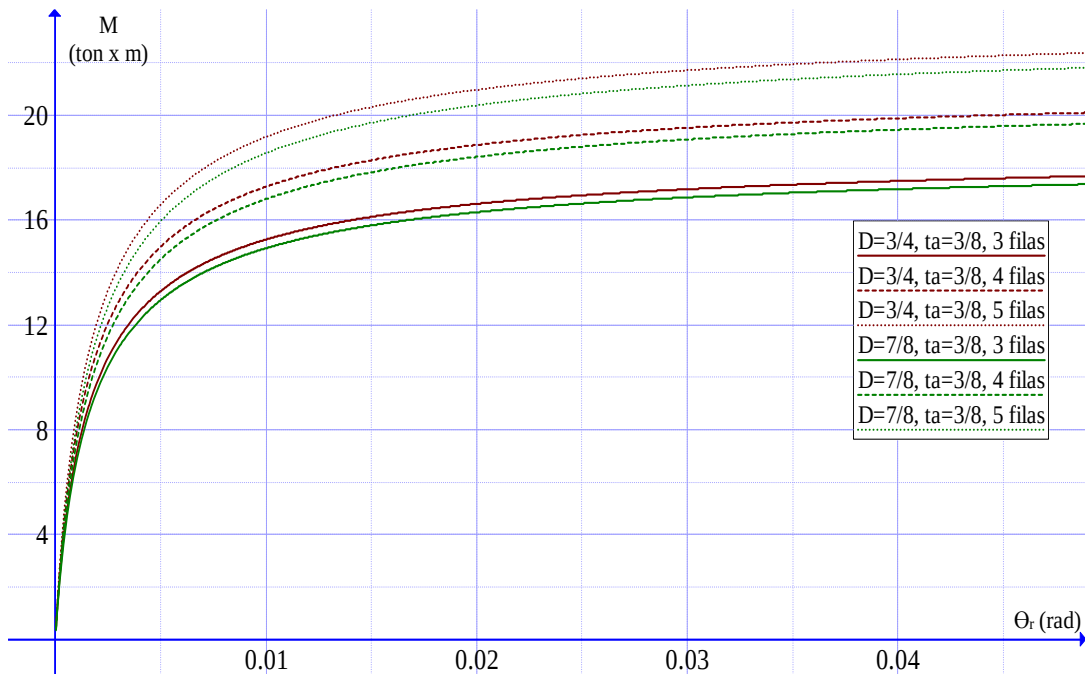


Figura 4.5 Curva momento vs rotación con espesor de los ángulos en el alma de 3/8" (casos wa del 7 al 12) para una conexión Ángulo superior e inferior con doble ángulo en el alma.

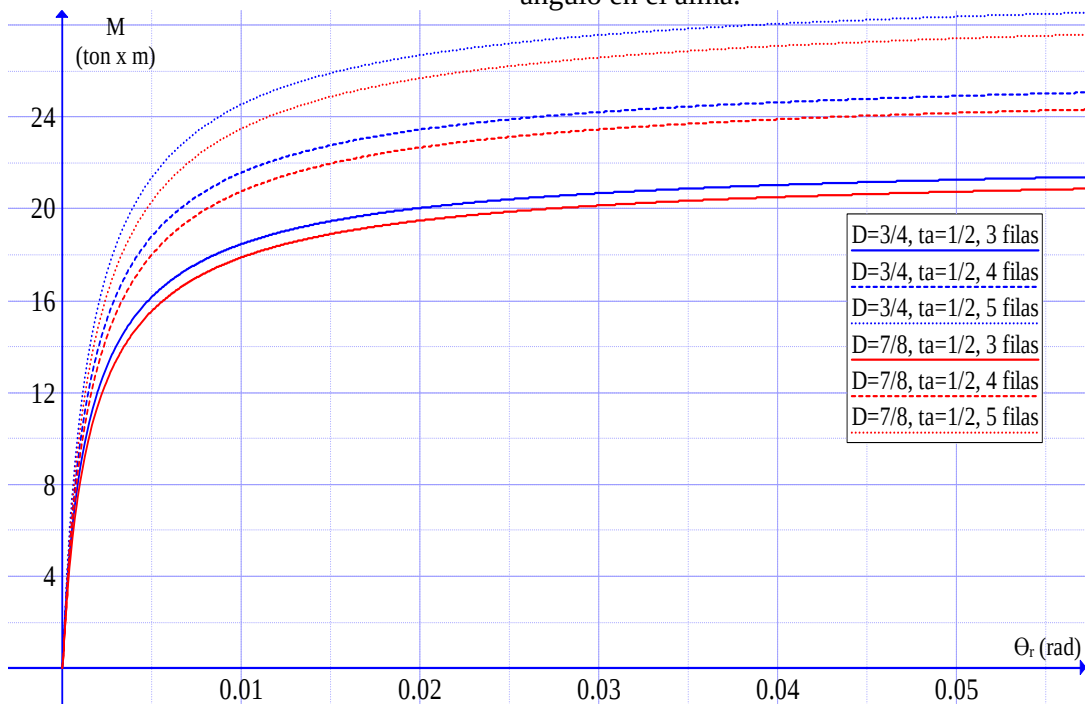


Figura 4.6 Curva momento vs rotación con espesor de los ángulos en el alma de 1/2" (casos wa del 13 al 18) para una conexión Ángulo superior e inferior con doble ángulo en el alma.

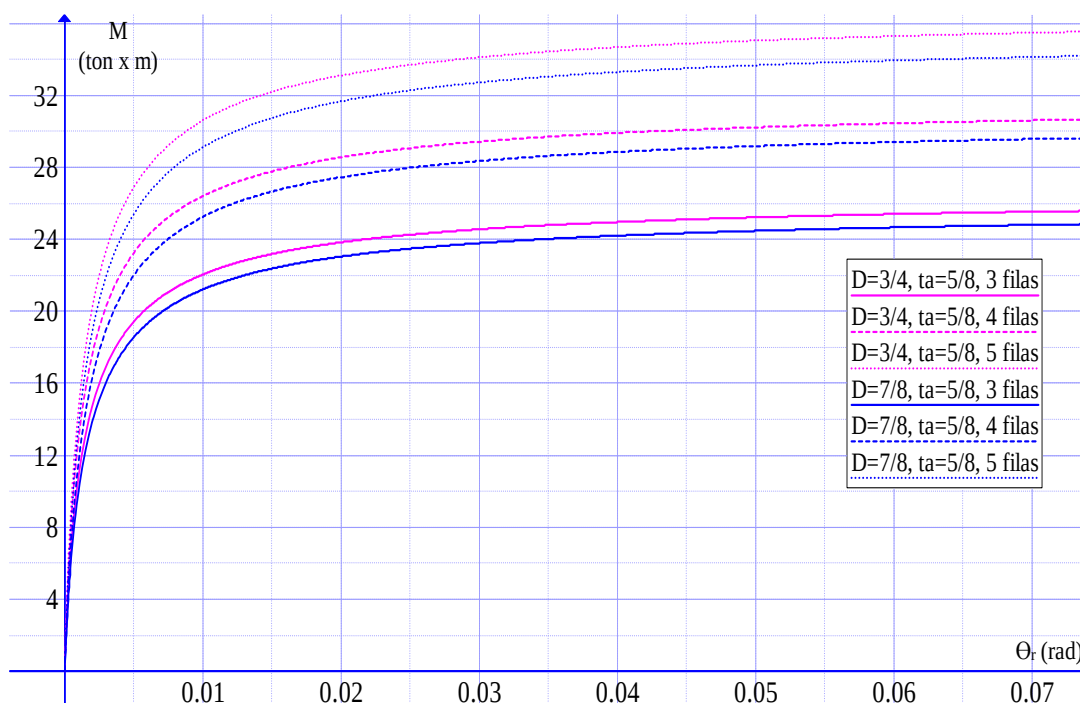


Figura 4.7 Curva momento vs rotación con espesor de los ángulos en el alma de 5/8" (casos wa del 19 al 24) para una conexión Ángulo superior e inferior con doble ángulo en el alma.

Se observa en las curvas momento vs rotación de los 24 casos tratados que la capacidad resistente y la rigidez de las conexiones se incrementan si se aumenta el espesor de los ángulos en el alma o el número de filas de pernos. El incremento del espesor de los ángulos en el alma o el incremento del número de filas de pernos se traduce en un incremento de la inercia a flexión de los ángulos, originando a su vez un incremento en la rigidez y en la capacidad resistente de las conexiones. Por el contrario, se aprecia para un mismo número de filas de pernos que la capacidad resistente y la rigidez de las conexiones disminuyen si se incrementa el diámetro de los pernos de 3/4" a 7/8". Esta disminución se debe, como se explicó en el Acápito 2.2.2, a que la distancia entre las rótulas plásticas que se forman en los ángulos que conforman la conexión en el estado de colapso de la misma es pequeña en comparación al espesor de dichos ángulos, esto provoca que el efecto de la interacción flexión-corte reduzca la capacidad de momento de la conexión (ver **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**). Adicionalmente, se sabe que la falla mecánica de la conexión está relacionada al diámetro de los pernos, pues pernos de mayor diámetro reducen el espaciamiento entre pernos y la distancia de ellos al extremo del ángulo, lo que provocaría la falla de las conexiones por desgarramiento de sus ángulos.

De la Figura 4.8 a la Figura 4.10 se muestran para los 24 casos tratados las curvas M_u vs t_a , R_{ko} vs t_a y R_{kb} vs t_a , siendo t_a el espesor de los ángulos ubicados en el alma de la viga. Estas curvas fueron elaboradas utilizando los valores que se presentaron en la Tabla 4.5.

La Figura 4.8 muestra que la capacidad resistente M_u de la conexión aumenta a medida que se incrementa en 1/8" el espesor de los ángulos ubicados en el alma de la viga. El aumento registrado en la pendiente M_u/t_a , al pasar de un ángulo con un espesor determinado a otro ángulo con espesor mayor en 1/8", es aproximadamente del 13%. Por otra parte, se aprecia que con el incremento del número de filas de pernos aumenta

considerablemente la capacidad resistente. Asimismo, para un mismo número de filas de pernos, el empleo de pernos de menor diámetro produce un incremento en la resistencia pero en menor proporción.

Por otra parte, de manera similar a lo ocurrido con la capacidad resistente M_u , la Figura 4.9 y la Figura 4.10 muestran que las rigideces modificadas R_{ko} y R_{kb} de las conexiones se incrementan a medida que se aumenta en 1/8" el espesor de los ángulos en el alma de la viga. Además, el incremento medido en las pendientes R_{ko}/t_a y R_{kb}/t_a al pasar de un ángulo con un espesor determinado a otro ángulo con espesor mayor en 1/8" es significativamente mayor al registrado en la pendiente M_u/t_a . Por otro lado, tal como ocurrió con la capacidad resistente, las rigideces modificadas de las conexiones aumentan su magnitud cuando se incrementa el número de filas de pernos. Asimismo, si se mantiene constante el número de filas de pernos, la reducción del diámetro de los pernos provocará un incremento de las rigideces modificadas pero en menor proporción.

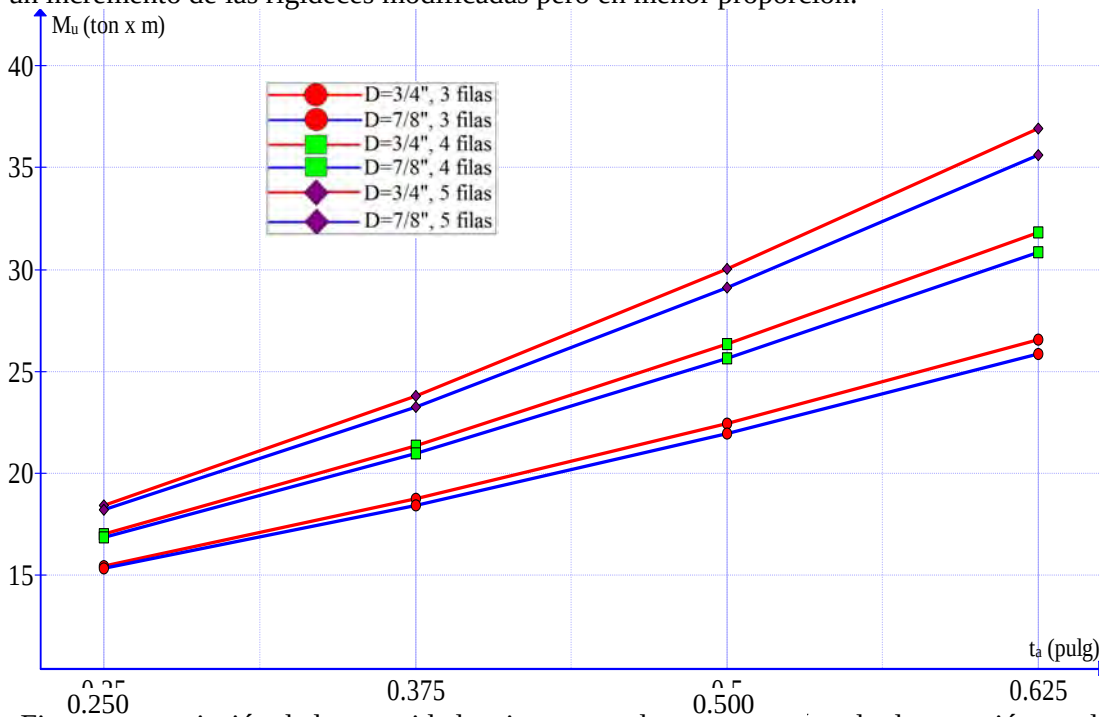


Figura 4.8 variación de la capacidad resistente vs el espesor del ángulo de conexión en el alma (M_u vs t_a) para una conexión Ángulo superior e inferior con doble ángulo en el alma

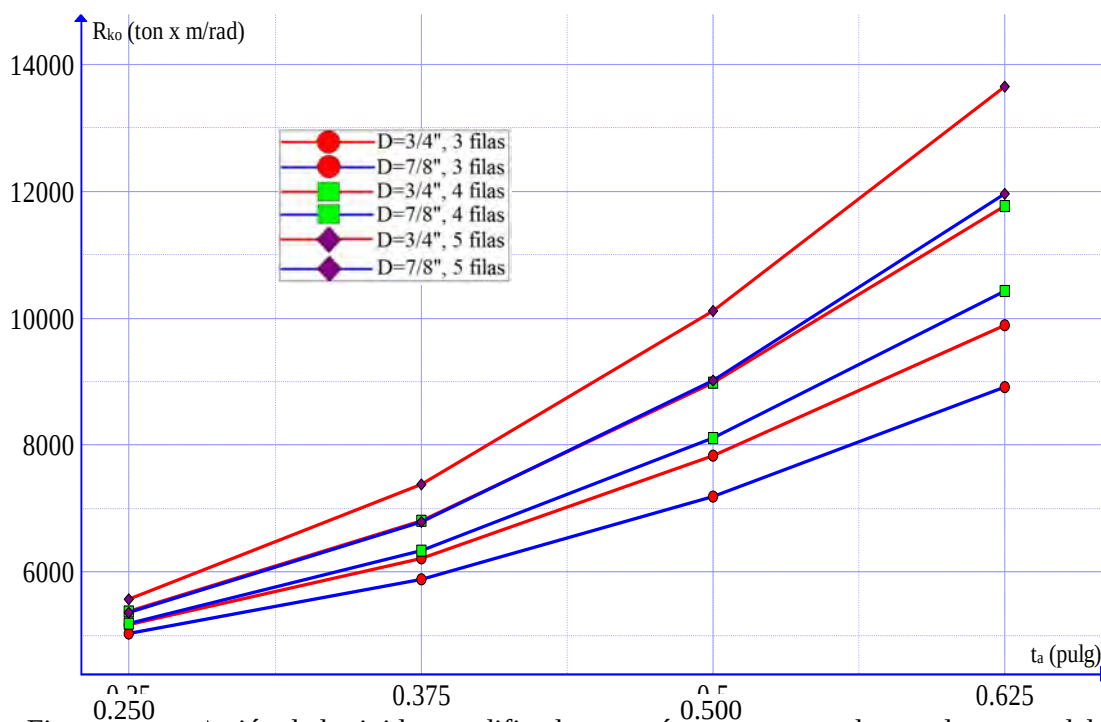


Figura 4.9 variación de la rigidez modificada para pódicos arriostrados vs el espesor del ángulo de conexión en el alma (R_{ko} vs t_a) para una conexión Ángulo superior e inferior con doble ángulo en el alma

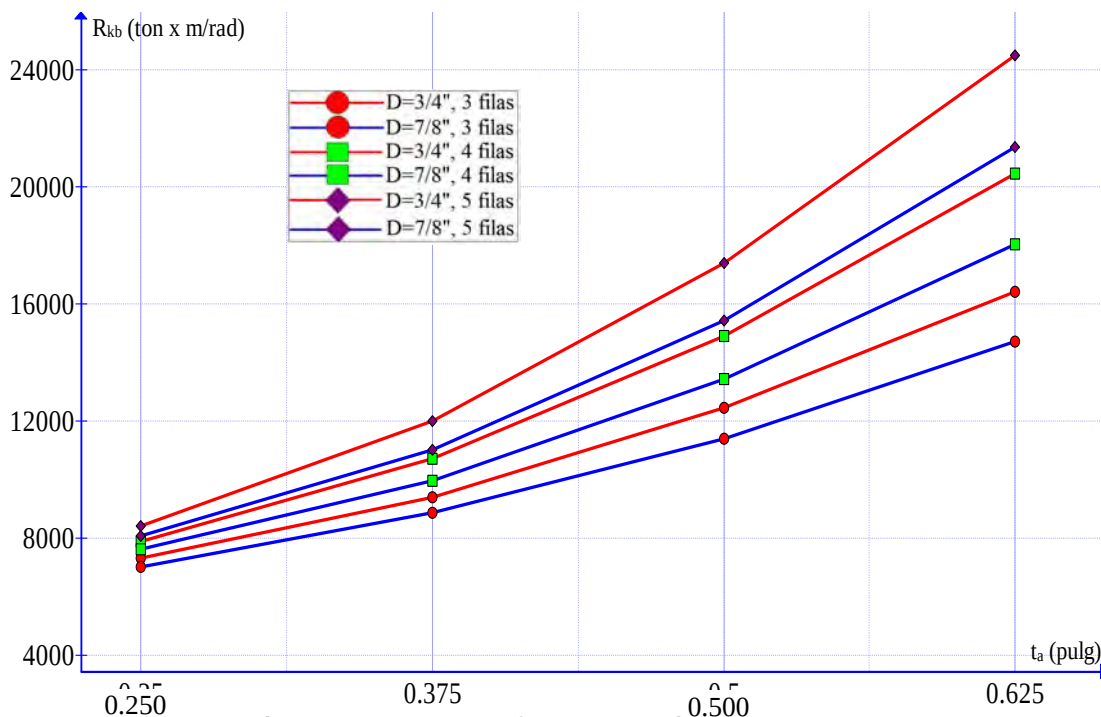


Figura 4.10 variación de la rigidez modificada para pódicos no arriostrados vs el espesor del ángulo de conexión en el alma (R_{kb} vs t_a) para una conexión Ángulo superior e inferior con doble ángulo en el alma

De la Figura 4.11 a la Figura 4.13 se muestran para los 24 casos tratados las curvas M_u vs #Filas de pernos, R_{ko} vs #Filas de pernos y R_{kb} vs #Filas de pernos, siendo

#Filas de pernos el número de filas de pernos ubicados en el alma de la viga. Estas curvas fueron elaboradas utilizando los valores que se presentaron en la Tabla 4.5.

En la Figura 4.11 se observa, tal como se mencionó en el análisis de la Figura 4.8, que la capacidad resistente M_u de las conexiones se incrementará si se aumenta una fila de pernos en el alma de la viga. Además, se aprecia que esta variación es lineal pues la pendiente $M_u/\#Filas\ de\ pernos$ se mantiene constante para cada espesor de ángulos. Asimismo, la pendiente $M_u/\#Filas\ de\ pernos$ se incrementa al aumentar en $1/8"$ el espesor de los ángulos ubicados en el alma de la viga (t_a). Para el espesor $t_a = 5/8"$, el cual es el máximo valor de espesor considerado en el análisis, se obtuvo el máximo valor de pendiente $M_u/\#Filas\ de\ pernos$, este valor fue igual a $5.18\ [ton.m / \#Filas\ de\ pernos]$.

Por otra parte, en la Figura 4.12 y en la Figura 4.13 se aprecia, como ya se mencionó en el análisis de las Figuras 4.9 y 4.10, que las rigideces modificadas R_{ko} y R_{kb} de las conexiones sufrirá un incremento si se aumenta una fila de pernos en el alma de la viga, tal como ocurrió con la capacidad resistente. Además, se observa que esta variación es lineal pues la pendiente $R_{ko}/\#Filas\ de\ pernos$ y $R_{kb}/\#Filas\ de\ pernos$ se mantienen constantes para cada espesor de ángulos. Asimismo, se observa que estas pendientes se incrementan al aumentar en $1/8"$ el espesor de los ángulos en el alma de la viga (t_a). Para el espesor $t_a = 5/8"$ se obtuvieron los máximos valores de las pendientes $R_{ko}/\#Filas\ de\ pernos$ y $R_{kb}/\#Filas\ de\ pernos$, estos valores fueron $1874\ [(ton.m/rad)/\#Filas\ de\ pernos]$ y $4039\ [(ton.m/rad)/\#Filas\ de\ pernos]$ respectivamente.

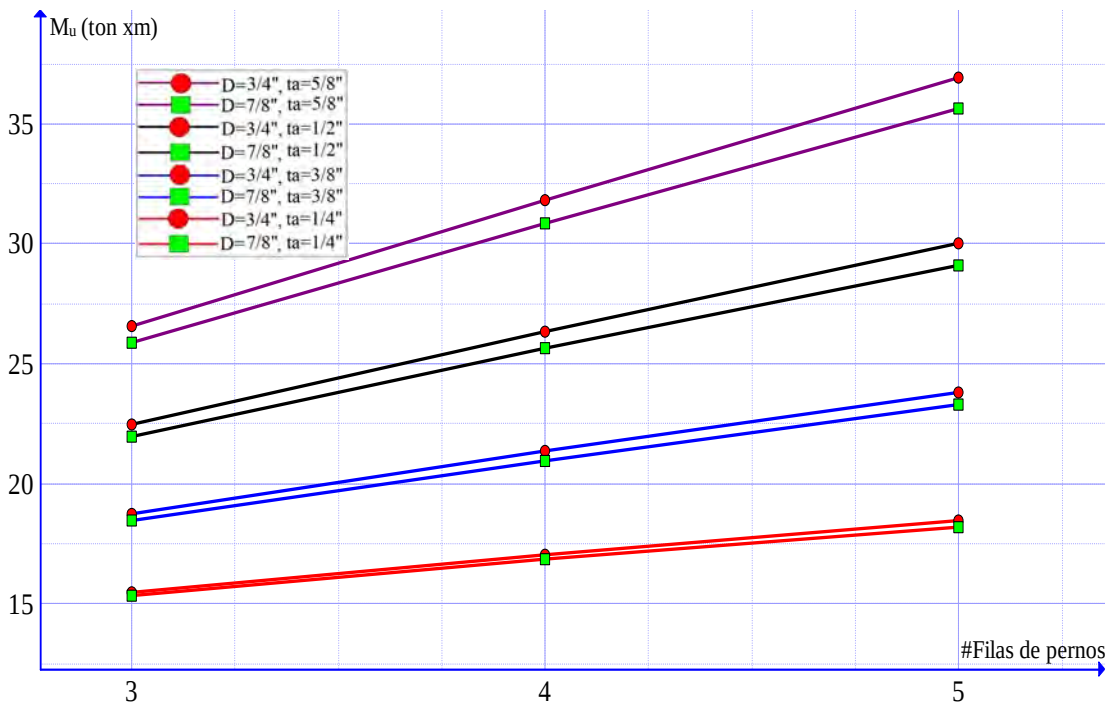


Figura 4.11 Variación de la capacidad resistente vs el número de filas de pernos en el alma (M_u vs $\#Filas\ de\ pernos$) para una conexión Ángulo superior e inferior con doble ángulo en el alma

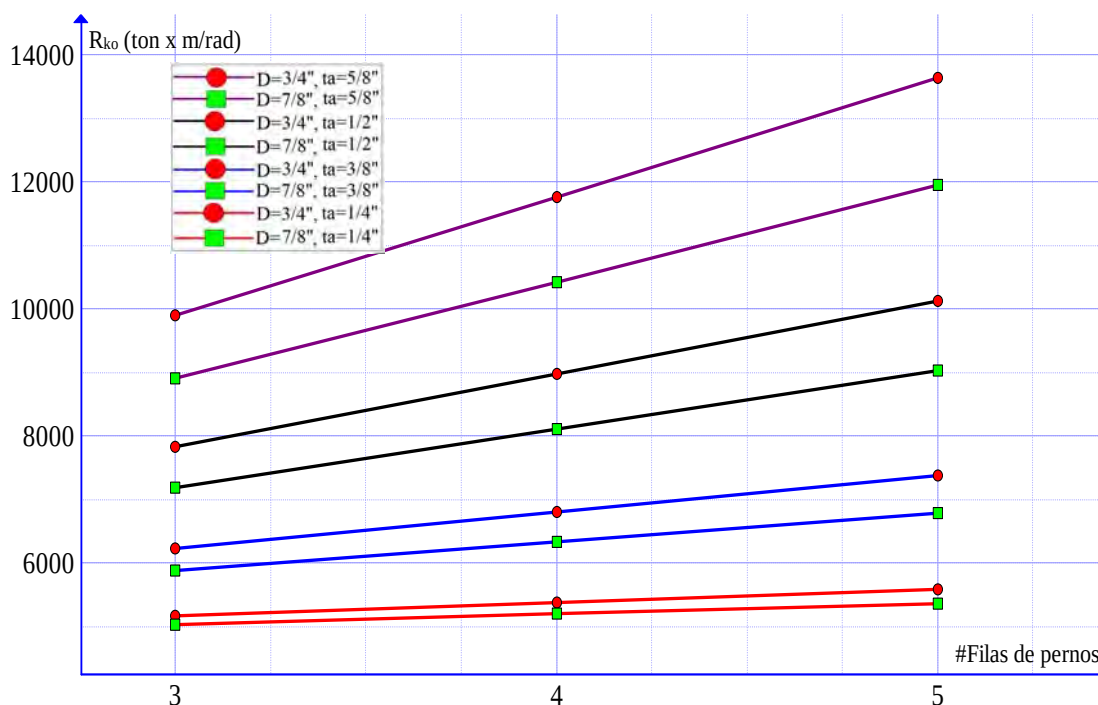


Figura 4.12 Variación de la rigidez modificada para pórticos arriostrados vs el número de filas de pernos en el alma (R_{ko} vs #Filas de pernos) para una conexión Ángulo superior e inferior con doble ángulo en el alma

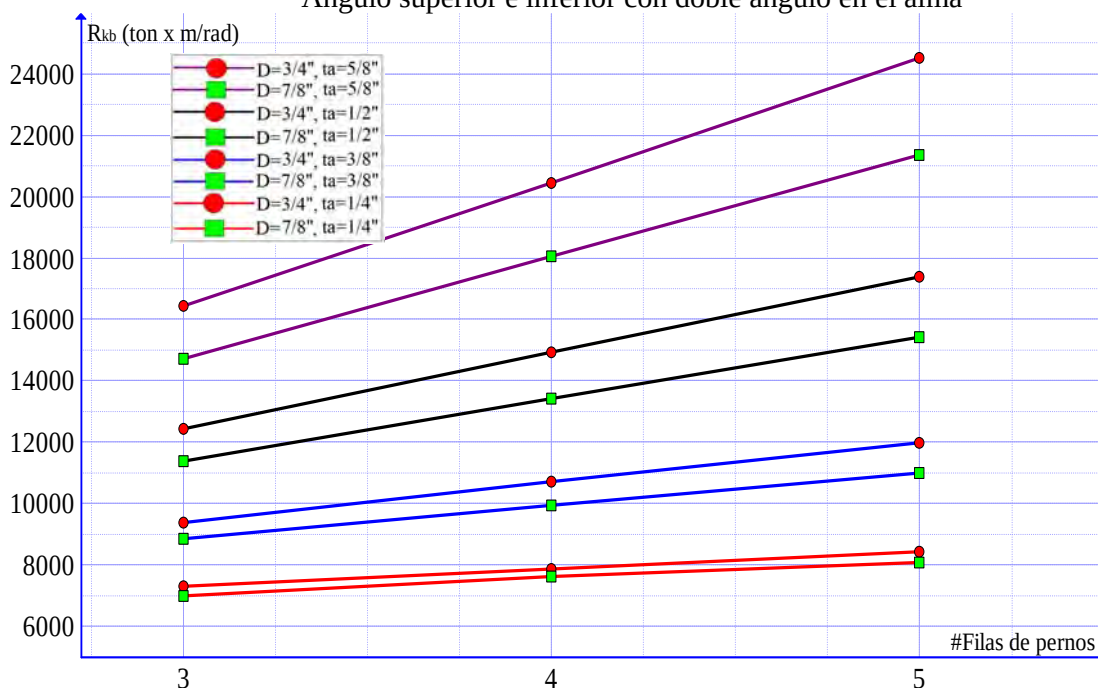


Figura 4.13 Variación de la rigidez modificada para pórticos no arriostrados vs el número de filas de pernos en el alma (R_{kb} vs #Filas de pernos) para una conexión Ángulo superior e inferior con doble ángulo en el alma

Con el propósito de evaluar la variación de la capacidad resistente M_u y de las rigideces modificadas R_{ko} y R_{kb} al pasar de un diámetro de pernos de $3/4"$ a otro de $7/8"$ para los 24 casos de conexión indicados en la Tabla 4.5, se elaboraron las gráficas M_u vs D , R_{ko} vs D

y R_{kb} vs D , siendo D el diámetro de los pernos ubicados en el alma de la viga. Estas gráficas se presentan de la Figura 4.14 a la Figura 4.16.

En la Figura 4.14 se observa, tal como se mencionó en el análisis de la Figura 4.8, que la capacidad resistente M_u de las conexiones disminuirá si se aumenta el diámetro de los pernos ubicados en los ángulos del alma de la viga. Asimismo, se aprecia que la reducción que sufrirá la capacidad resistente al incrementar el diámetro de los pernos será más significativa cuando es mayor el espesor de los ángulos en el alma de la viga. Además, se aprecia que la pendiente M_u/D no presenta variaciones importantes cuando se tiene distinto número de filas de pernos para un mismo espesor de los ángulos en el alma de la viga. Para el espesor $t_a = 5/8"$, que es el máximo espesor considerado en el análisis, se obtuvo el menor valor de pendiente negativa, este valor fue $M_u/D = -10.32 \text{ [ton.m/pulg]}$

Por otra parte, en la Figura 4.15 y en la Figura 4.16 se aprecia, tal como se mencionó en el análisis de las Figuras 4.9 y 4.10, que las rigideces modificadas R_{ko} y R_{kb} de las conexiones experimentarán una disminución si se incrementa el diámetro de los pernos ubicados en los ángulos del alma de la viga. Esta disminución será mayor cuando se aumenta el espesor de los ángulos ubicados en el alma de la viga. Asimismo, se observa que las pendientes R_{ko}/D y R_{kb}/D no varían significativamente si se modifica el número de filas de pernos pero se mantiene el espesor de los ángulos. Para el espesor $t_a = 5/8"$ se obtuvieron los valores máximos de pendientes negativas R_{ko}/D y R_{kb}/D , estos valores fueron $-13489 \text{ [(ton.m/rad)/pulg]}$ y $-25185 \text{ [(ton.m/rad)/pulg]}$ respectivamente.

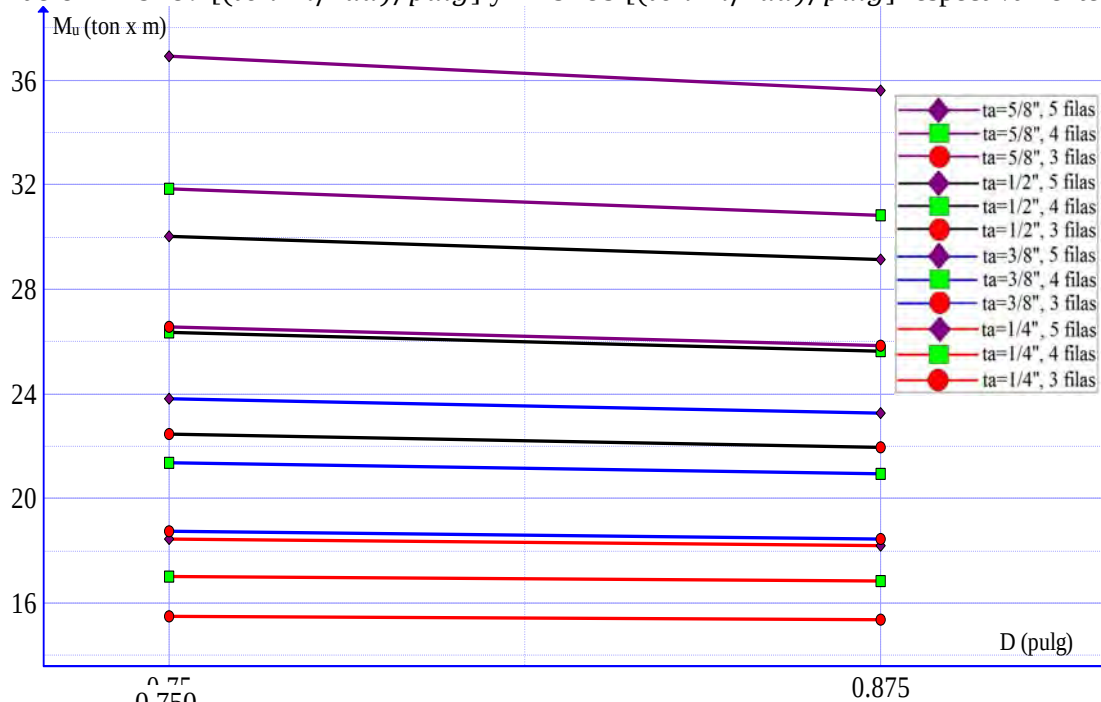


Figura 4.14 Variación de la capacidad resistente vs el diámetro de los pernos en el alma de la viga (M_u vs D) para una conexión Ángulo superior e inferior con doble ángulo en el alma

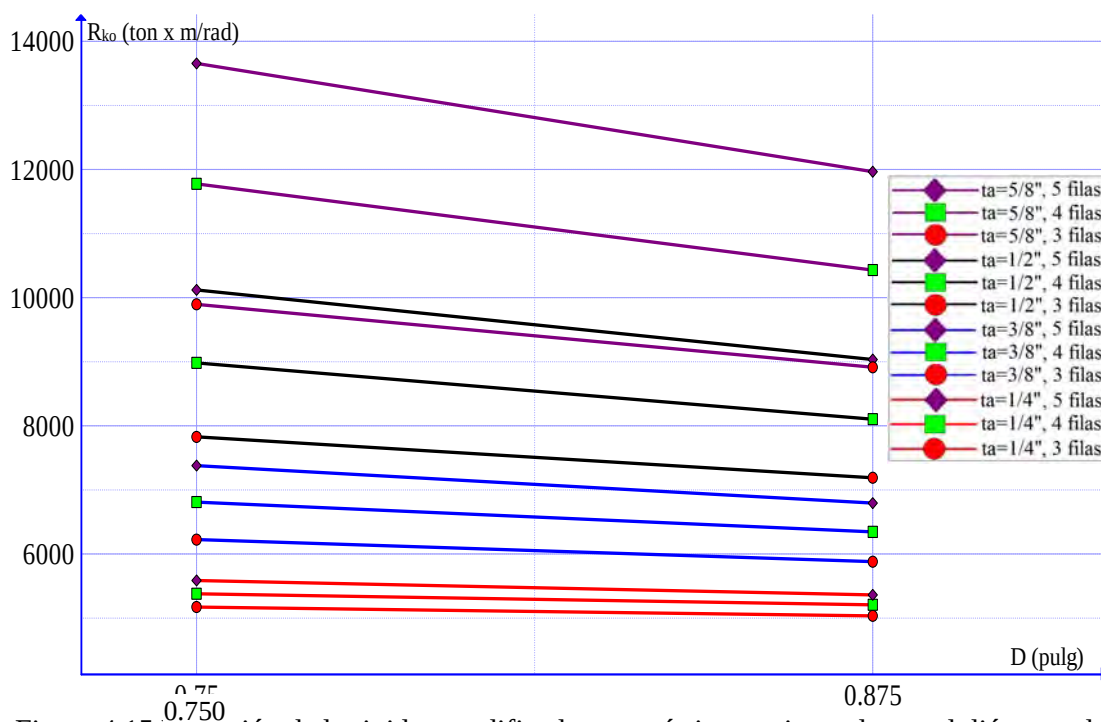


Figura 4.15 variación de la rigidez modificada para puentes arriostrados vs el diámetro de los pernos en el alma de la viga (R_{ko} vs D) para una conexión Ángulo superior e inferior con doble ángulo en el alma

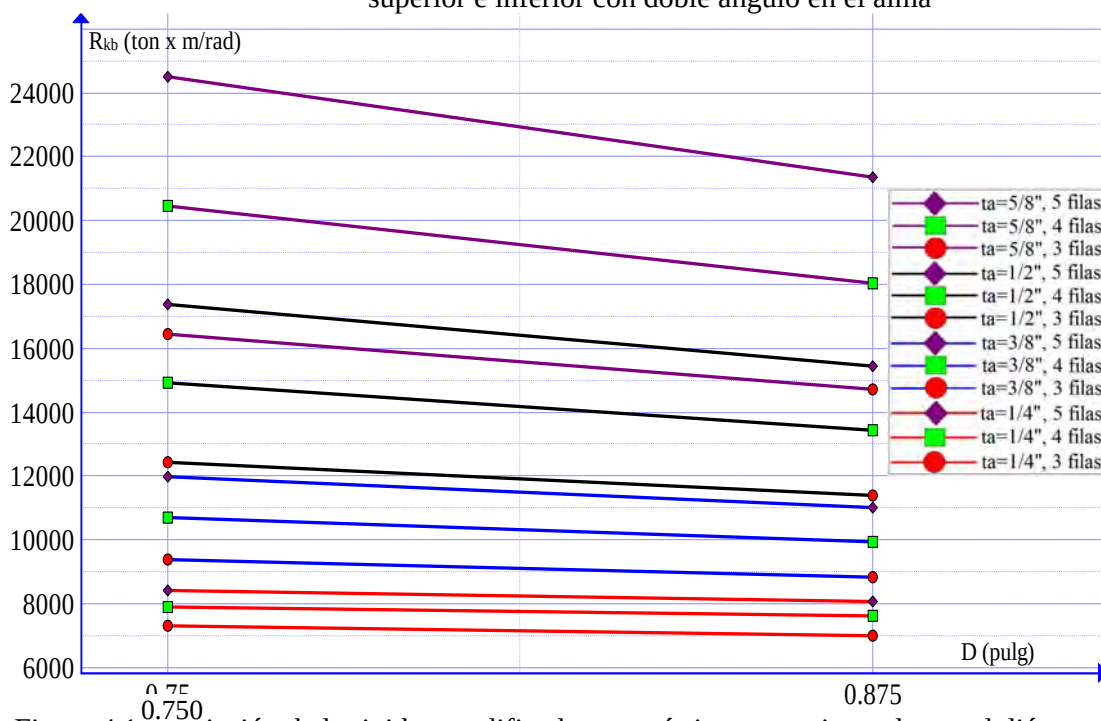


Figura 4.16 variación de la rigidez modificada para puentes no arriostrados vs el diámetro de los pernos en el alma de la viga (R_{kb} vs D) para una conexión Ángulo superior e inferior con doble ángulo en el alma

En el siguiente acápite se realizará el análisis del comportamiento de la conexión cuando se varían los parámetros dimensionales de los ángulos ubicados en las alas de la viga.

2.3.2. Análisis considerando la variabilidad de los parámetros dimensionales en los ángulos superior e inferior

En este análisis se trabajará con el perfil estructural W8X35 y se mantendrán constantes los parámetros de la conexión correspondientes a los ángulos en el alma de la viga según lo presentado en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**, y se variarán los parámetros que corresponden a los ángulos superior e inferior.

De manera similar al análisis de la variabilidad de los ángulos ubicados en el alma de la viga, se tomarán dos diámetros de pernos (D), y para cada uno se tomarán distintos espesores de ángulos superior e inferior (t_t y t_s). Como consecuencia de la modificación en el diámetro de los pernos y en el espesor de los ángulos, se alterarán otros parámetros de la conexión, como es el caso del gramil (g'_t y g'_s). Asimismo, los valores de la distancia desde el talón hasta la parte superior del filete (k_t y k_s) variarán según el espesor del ángulo a utilizar. En la Tabla 4.6 se observan distintos valores de g'_t y g'_s para los diámetros de los pernos y espesores de ángulos que se utilizarán en el análisis. Nótese también el incremento de k_t y k_s a medida que aumenta el espesor de los ángulos.

Tabla 4.6 Valores del gramil en los ángulos superior e inferior de la conexión ($g'_t = g'_s$)

2L4x4x($t_t = t_s$)x($k_t = k_s$)	D=3/4"	D=7/8"
2L4x4x1/4x5/8	63/32"	139/64"
2L4x4x3/8x3/4	67/32"	147/64"
2L4x4x1/2x7/8	71/32"	155/64"
2L4x4x5/8x1	75/32"	163/64"

Para completar el análisis, se modificará también la longitud de los ángulos superior e inferior (l_t y l_s) teniendo cuidado de no sobrepasar el ancho de la viga. Se tomarán tres longitudes distintas, 5", 6" y 7", dando lugar a 24 casos de análisis, los cuales son indicados en la Tabla 4.7.

Cada caso fue analizado con la Ecuación del Power Model 3D, obteniéndose el momento plástico de la conexión M_u y las rigideces modificadas R_{ko} y R_{kb} . Los resultados son presentados en la Tabla 4.8. Por otra parte, las curvas momento vs rotación son mostradas de la Figura 4.17 a la Figura 4.20. Estas curvas fueron elaboradas a partir de los resultados mostrados en la Tabla 4.8.

De la Figura 4.17 a la Figura 4.20 se observa que la capacidad resistente y la rigidez de la conexión disminuyen si se incrementa el diámetro de los pernos de 3/4" a 7/8". El motivo de esta disminución es similar al descrito en el análisis considerando la variabilidad de los parámetros de los ángulos en el alma; es decir que, al ser corta la distancia entre las rótulas plásticas que se producen en los ángulos que conforman la conexión en el estado de colapso de la misma, el efecto de la interacción flexión-corte reducirá la capacidad de

momento de la conexión. Adicionalmente, se sabe que la falla mecánica de la conexión está relacionada al diámetro de los pernos, pues pernos de mayor diámetro reducen el espaciamiento entre pernos y la distancia de ellos al extremo del ángulo, lo que provocaría la falla de las conexiones por desgarramiento de sus ángulos. Asimismo, se aprecia que la capacidad resistente y la rigidez de las conexiones experimentan un incremento en su valor si se incrementa el espesor o la longitud de los ángulos superior e inferior. El motivo del incremento de la capacidad resistente y de las rigideces es, al igual que en el análisis considerando la variabilidad de los parámetros dimensionales de los ángulos en el alma de la viga, que la inercia a flexión de los ángulos superior e inferior se incrementará a causa del aumento del espesor o de la longitud de los mismos.

Tabla 4.7 Casos de análisis variando los parámetros dimensionales de los ángulos superior e inferior

Casos	Espesor ($t_t = t_s$)	Diámetro (D)	Longitud ($l_t = l_s$)
Caso ts 1	1/4"	3/4"	5"
Caso ts 2	1/4"	3/4"	6"
Caso ts 3	1/4"	3/4"	7"
Caso ts 4	1/4"	7/8"	5"
Caso ts 5	1/4"	7/8"	6"
Caso ts 6	1/4"	7/8"	7"
Caso ts 7	3/8"	3/4"	5"
Caso ts 8	3/8"	3/4"	6"
Caso ts 9	3/8"	3/4"	7"
Caso ts 10	3/8"	7/8"	5"
Caso ts 11	3/8"	7/8"	6"
Caso ts 12	3/8"	7/8"	7"

Caso ts 13	1/2"	3/4"	5"
Caso ts 14	1/2"	3/4"	6"
Caso ts 15	1/2"	3/4"	7"
Caso ts 16	1/2"	7/8"	5"
Caso ts 17	1/2"	7/8"	6"
Caso ts 18	1/2"	7/8"	7"
Caso ts 19	5/8"	3/4"	5"
Caso ts 20	5/8"	3/4"	6"
Caso ts 21	5/8"	3/4"	7"
Caso ts 22	5/8"	7/8"	5"
Caso ts 23	5/8"	7/8"	6"
Caso ts 24	5/8"	7/8"	7"

Tabla 4.8 Resultados del momento plástico de la conexión (M_u) y las rigideces modificadas (R_{ko}) y (R_{kb}) para el análisis considerando la variabilidad de los parámetros dimensionales de los ángulos superior e inferior

Casos	M_u (Ton x m)	R_{ko} (Ton x m)/rad	R_{kb} (Ton x m)/rad
Caso ts 1	2.21	240	147
Caso ts 2	2.41	269	166
Caso ts 3	2.62	298	187
Caso ts 4	2.08	209	133
Caso ts 5	2.25	232	149
Caso ts 6	2.43	255	166
Caso ts 7	3.51	498	302
Caso ts 8	3.97	577	371
Caso ts 9	4.43	655	449
Caso ts 10	3.26	422	265
Caso ts 11	3.67	486	321
Caso ts 12	4.07	550	383

Caso ts 13	5.03	864	578
Caso ts 14	5.79	1012	752
Caso ts 15	6.55	1160	949
Caso ts 16	4.75	739	513
Caso ts 17	5.44	864	660
Caso ts 18	6.14	989	825
Caso ts 19	6.64	1300	981
Caso ts 20	7.71	1530	1309
Caso ts 21	8.78	1760	1669
Caso ts 22	6.35	1134	897
Caso ts 23	7.36	1334	1186
Caso ts 24	8.38	1535	1500

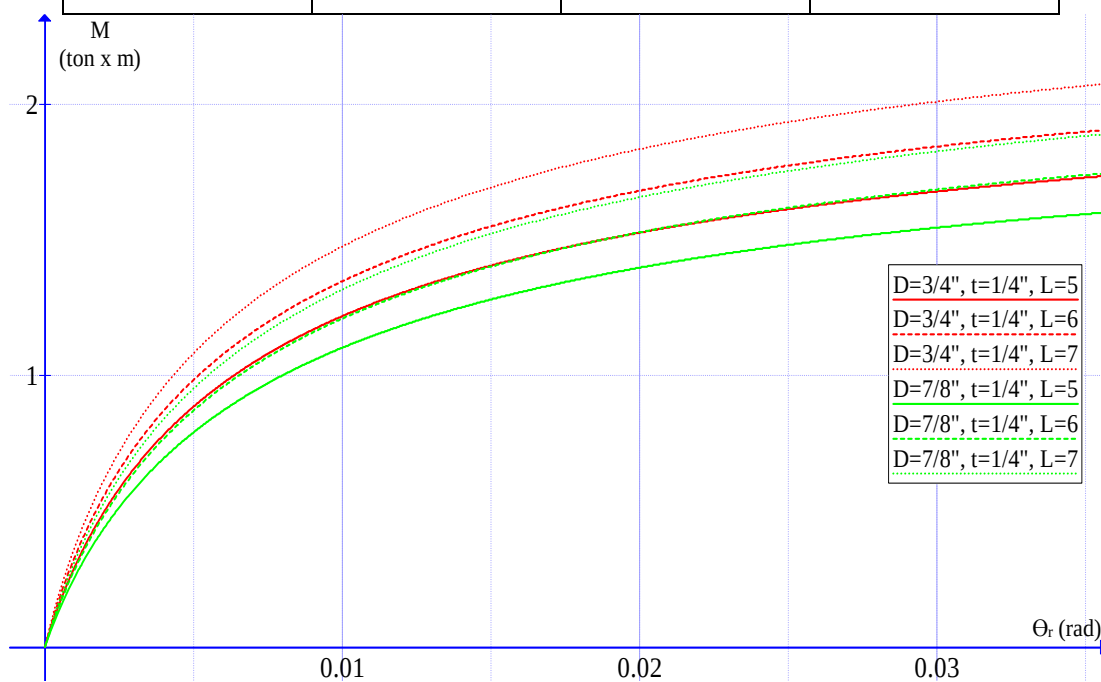


Figura 4.17 Curva momento vs rotación con espesor de los ángulos superior e inferior de 1/4" (casos ts del 1 al 6) para una conexión Ángulo superior e inferior con doble ángulo en el alma.

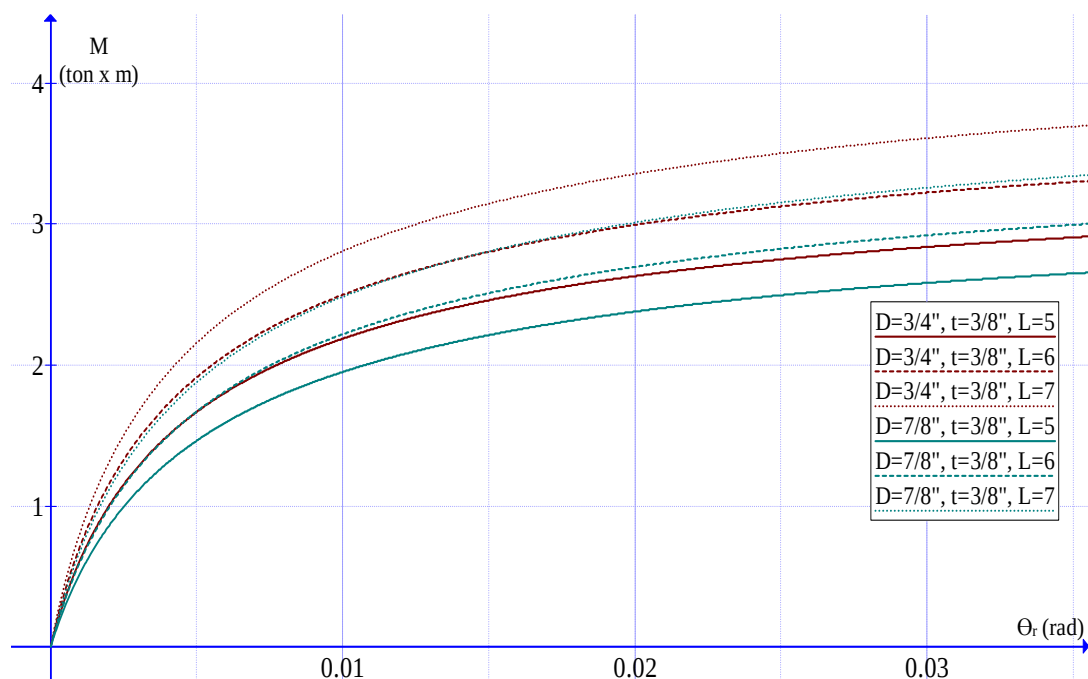


Figura 4.18 Curva momento vs rotación con espesor de los ángulos superior e inferior de 3/8" (casos ts del 7 al 12) para una conexión Ángulo superior e inferior con doble ángulo en el alma.

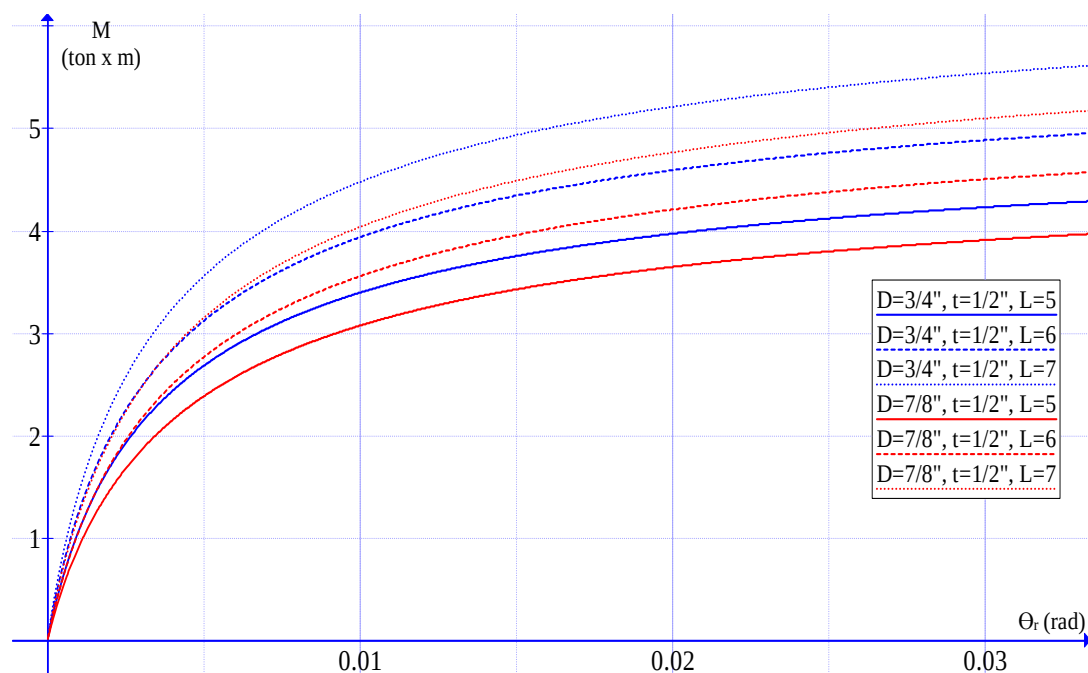


Figura 4.19 Curva momento vs rotación con espesor de los ángulos superior e inferior de 1/2" (casos ts del 13 al 18) para una conexión Ángulo superior e inferior con doble ángulo en el alma.

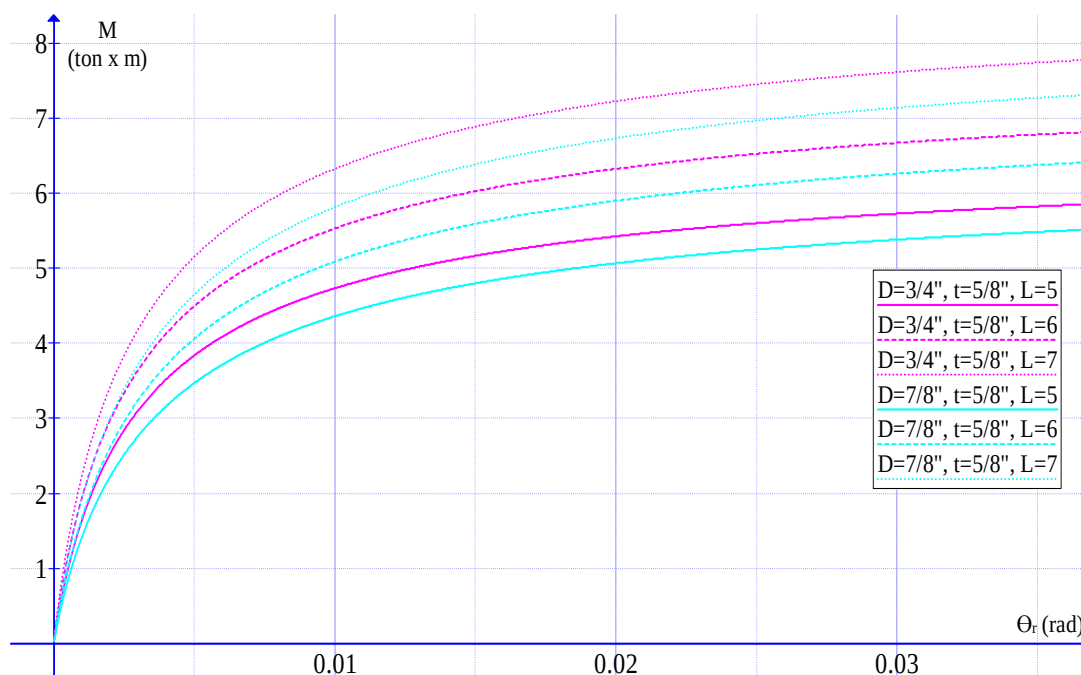


Figura 4.20 Curva momento vs rotación con espesor de los ángulos superior e inferior de 5/8" (casos ts del 19 al 24) para una conexión Ángulo superior e inferior con doble ángulo en el alma.

De manera similar al análisis considerando la variabilidad de los parámetros dimensionales de los ángulos ubicados en el alma de la viga, se presentan de la Figura 4.21 a la Figura 4.23 para los 24 casos tratados en este acápite las curvas M_u vs $t_{t=s}$, R_{ko} vs $t_{t=s}$ y R_{kb} vs $t_{t=s}$, siendo t_t y t_s los espesores de los ángulos ubicados en el ala superior y el ala inferior de la viga respectivamente. Estas curvas fueron elaboradas utilizando los resultados que se presentaron en la Tabla 4.8.

La Figura 4.21 muestra que la capacidad resistente de la conexión aumenta a medida que se incrementa en 1/8" el espesor de los ángulos ubicados en las alas de la viga. El aumento registrado en la pendiente $M_u/t_{t=s}$, al pasar de un ángulo con un espesor determinado a otro ángulo de espesor mayor en 1/8" es aproximadamente del 14%. Por otra parte, se aprecia que el incremento de la longitud de los ángulos ubicados en las alas de la viga aumenta significativamente la capacidad resistente. Asimismo, para una misma longitud de los ángulos superior e inferior, el empleo de pernos de menor diámetro produce un incremento en la resistencia, pero en menor proporción.

Por otra parte, de manera similar a lo ocurrido con la capacidad resistente, la Figura 4.22 y la Figura 4.23 muestran que las rigideces modificadas R_{ko} y R_{kb} de las conexiones aumentan a medida que se incrementa en 1/8" el espesor de los ángulos ubicados en las alas de la viga. Además, el incremento medido en las pendientes $R_{ko}/t_{t=s}$ y $R_{kb}/t_{t=s}$ al pasar de un ángulo con un espesor determinado a otro ángulo con espesor mayor en 1/8" es significativamente mayor al registrado en la pendiente $M_u/t_{t=s}$. Por otro lado, tal como ocurrió con la capacidad resistente, las rigideces modificadas de las conexiones aumentan su magnitud cuando se incrementa la longitud de los ángulos en las alas de la viga. Asimismo, si se mantiene constante la longitud de dichos ángulos, la reducción del diámetro de los pernos provocará un incremento de las rigideces modificadas pero en menor proporción.

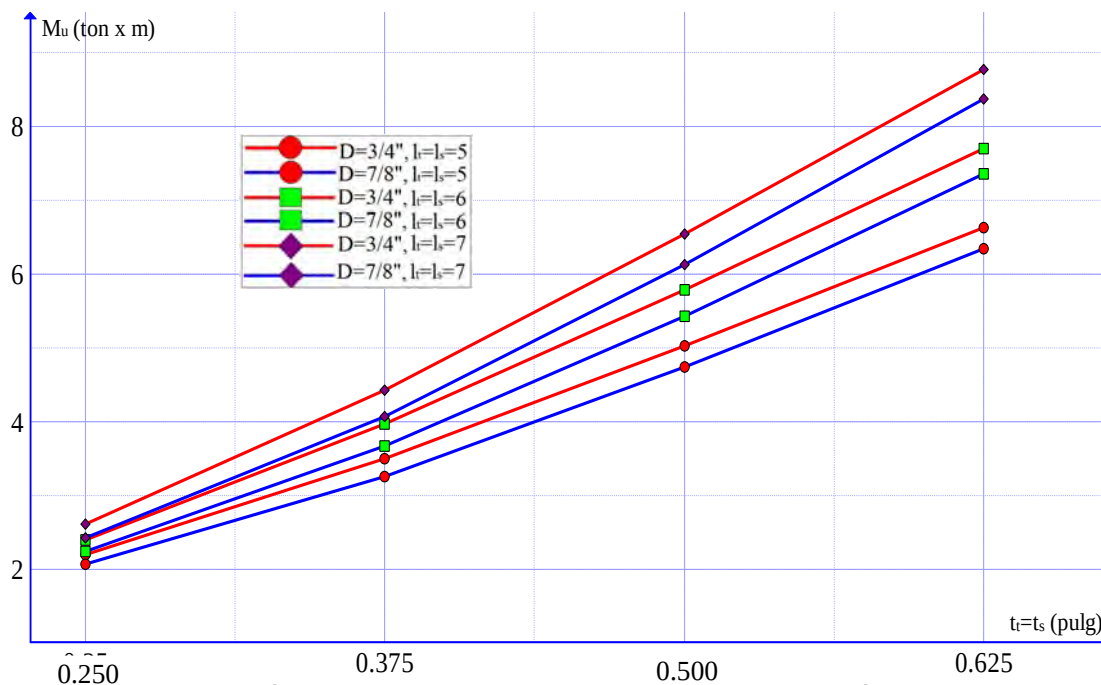


Figura 4.21 Variación de la capacidad resistente vs el espesor de los ángulos superior e inferior (M_u vs $t_t = t_s$) para una conexión Ángulo superior e inferior con doble ángulo en el alma

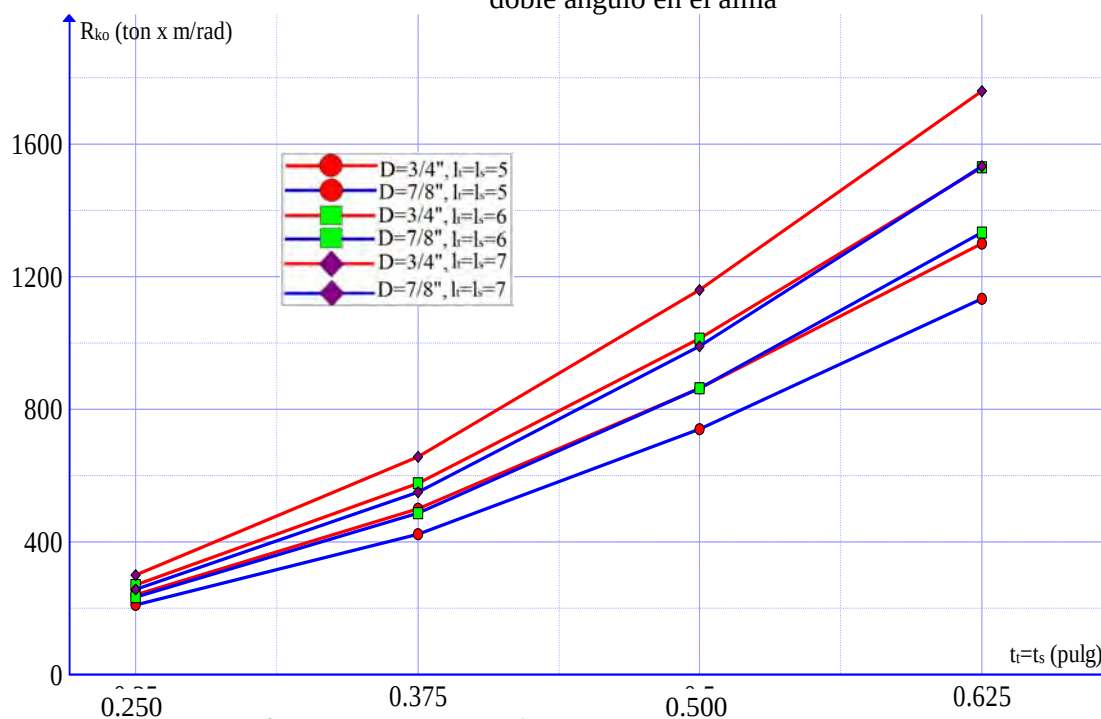


Figura 4.22 Variación de la rigidez modificada para portucos arriostrados vs el espesor de los ángulos superior e inferior (R_{ko} vs $t_t = t_s$) para una conexión Ángulo superior e inferior con doble ángulo en el alma

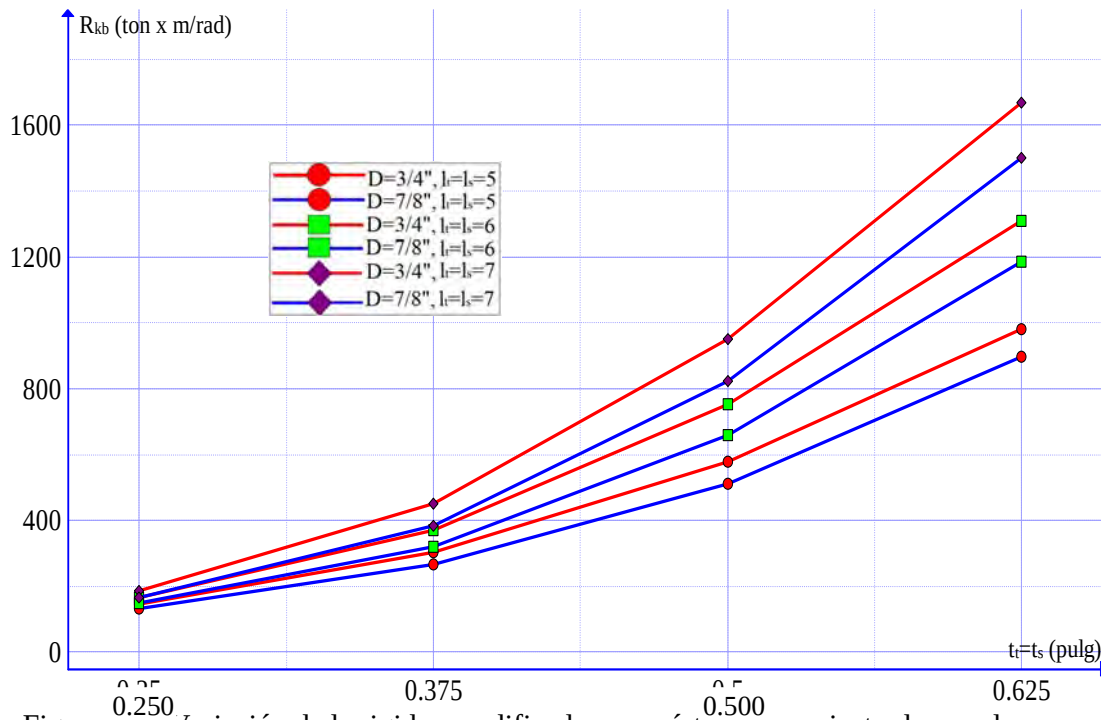


Figura 4.23 Variación de la rigidez modificada para pórticos no arriostrados vs el espesor de los ángulos superior e inferior (R_{kb} vs $t_t = t_s$) para una conexión Ángulo superior e inferior con doble ángulo en el alma

De la Figura 4.24 a la Figura 4.26, para los 24 casos tratados en este acápite, se muestran las curvas M_u vs $l_{t=s}$, R_{ko} vs $l_{t=s}$ y R_{kb} vs $l_{t=s}$, siendo l_t y l_s la longitud de los ángulos ubicados en el ala superior y el ala inferior de la viga respectivamente. Estas curvas fueron elaboradas utilizando los resultados que se presentaron en la Tabla 4.8.

En la Figura 4.24 se observa, tal como se mencionó en el análisis de la Figura 4.21, que la capacidad resistente M_u de la conexión sufrirá un incremento si se aumenta la longitud de los ángulos en las alas de la viga. Además, se aprecia que esta variación es lineal pues la pendiente $M_u/l_{t=s}$ se mantiene constante para cada espesor de los ángulos superior e inferior. Asimismo, la pendiente $M_u/l_{t=s}$ se incrementa al aumentar en 1/8" el espesor de dichos ángulos. Para el espesor $t_{t=s} = 5/8"$, el cual es el máximo valor de espesor considerado en el análisis, se obtuvo el máximo valor de pendiente $M_u/l_{t=s}$, este valor fue igual a 1.07 [ton.m/pulg].

Por otra parte, en la Figura 4.25 y en la Figura 4.26 se aprecia, como ya se mencionó en el análisis de las Figuras 4.22 y 4.23, que las rigideces modificadas R_{ko} y R_{kb} de las conexiones sufrirá un incremento si se aumenta la longitud de los ángulos que conectan las alas de la viga con el ala de la columna, tal como ocurre con la capacidad resistente. Además, se observa que esta variación es lineal pues las pendientes $R_{ko}/l_{t=s}$ y $R_{kb}/l_{t=s}$ se mantienen constantes para cada espesor de ángulos. Asimismo, se observa que dichas pendientes se incrementan al aumentar en 1/8" el espesor de los ángulos ubicados en las alas de la viga ($t_{t=s}$). Para el espesor $t_{t=s} = 5/8"$ se obtuvieron los máximos valores de las pendientes $R_{ko}/l_{t=s}$ y $R_{kb}/l_{t=s}$, estos valores fueron 230 [(ton.m/rad)/pulg] y 344 [(ton.m/rad)/pulg] respectivamente.

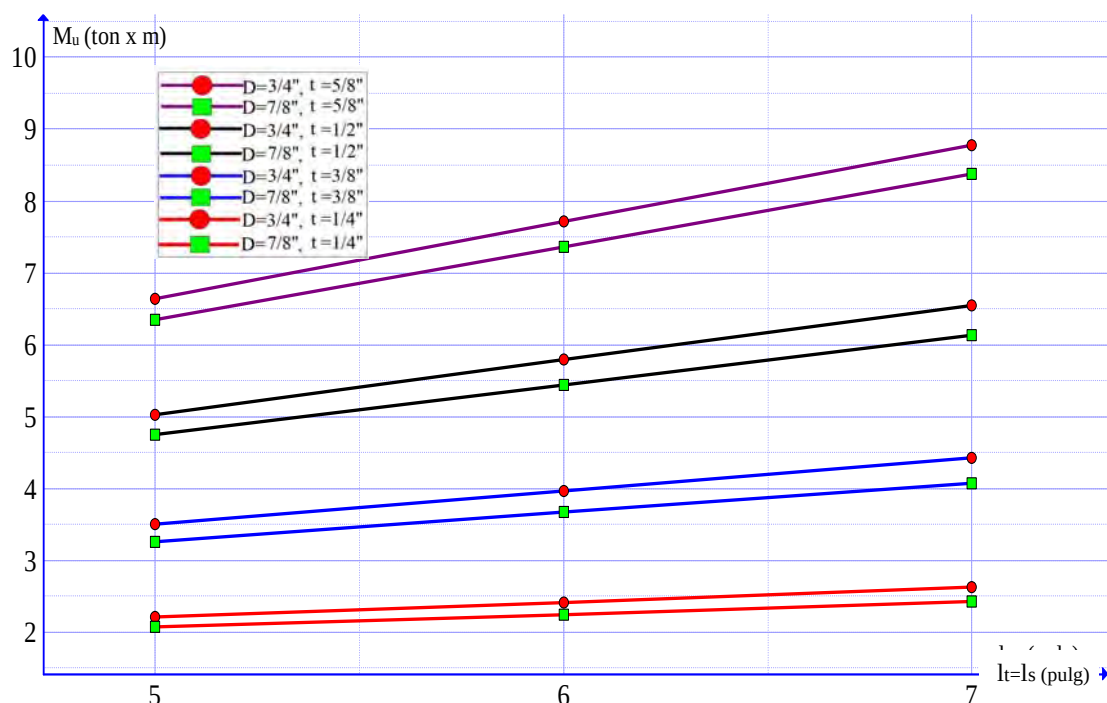


Figura 4.24 Variación de la capacidad resistente vs la longitud de los ángulos superior e inferior (M_u vs $l_t = l_s$) para una conexión Ángulo superior e inferior con doble ángulo en el alma

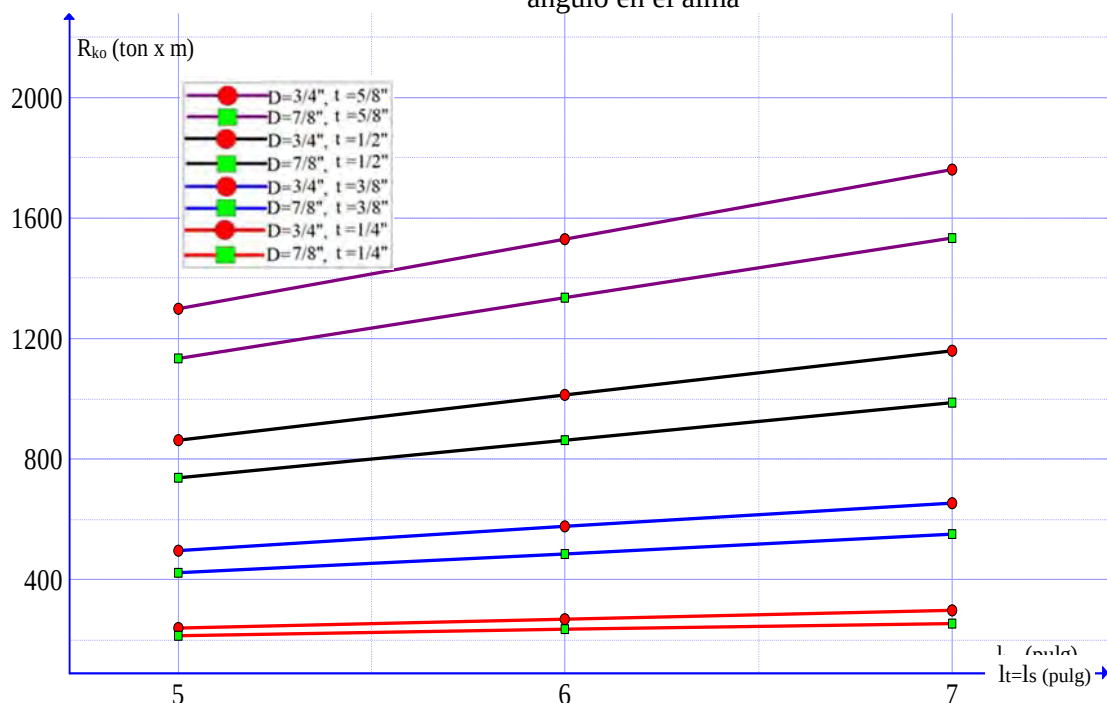


Figura 4.25 Variación de la rigidez modificada para pórticos arriostrados vs la longitud de los ángulos superior e inferior (R_{ko} vs $l_t = l_s$) para una conexión Ángulo superior e inferior con doble ángulo en el alma

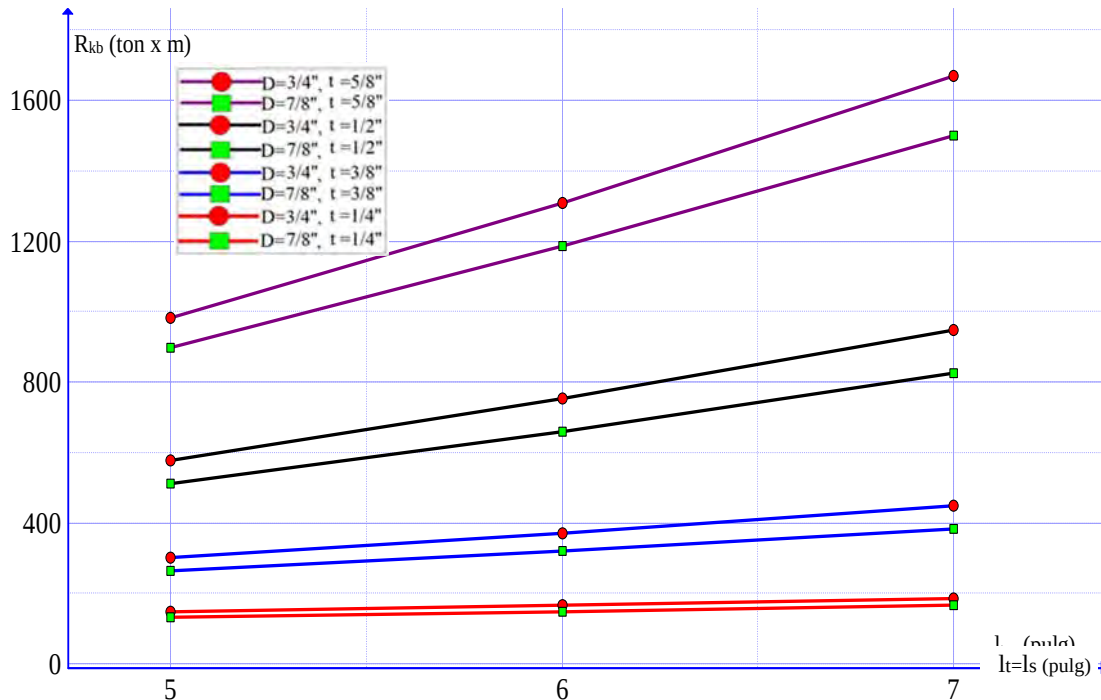


Figura 4.26 Variación de la rigidez modificada para pórticos no arriostrados vs la longitud de los ángulos superior e inferior (R_{kb} vs $l_t = l_s$) para una conexión Ángulo superior e inferior con doble ángulo en el alma

Con el propósito de evaluar la variación de la capacidad resistente M_u y de las rigideces modificadas R_{ko} y R_{kb} al pasar de un diámetro de pernos de 3/4" a otro de 7/8" para los 24 casos de conexión indicados en la Tabla 4.8, se elaboraron las gráficas M_u vs D , R_{ko} vs D y R_{kb} vs D , siendo D el diámetro de los pernos ubicados en el ala superior y en el ala inferior de la viga. Estas gráficas se presentan de la Figura 4.27 a la Figura 4.29.

En la Figura 4.27 se observa, tal como se mencionó en el análisis de la Figura 4.21, que la capacidad resistente M_u de las conexiones disminuirá si se aumenta el diámetro de los pernos ubicados en los ángulos de las alas de la viga. Asimismo, se aprecia que la reducción que sufrirá la capacidad resistente al incrementar el diámetro de los pernos será más significativa cuando es mayor el espesor de los ángulos en las alas de la viga. Además, se aprecia que la pendiente M_u/D no experimenta variaciones importantes cuando se tiene distintas longitudes de ángulos para un mismo espesor de los mismos. Para el espesor $t_{t=s} = 5/8"$, que es el máximo espesor considerado en el análisis, se obtuvo el menor valor de pendiente negativa, este valor fue $M_u/D = -3.3 [ton.m/pulg]$

Por otra parte, en la Figura 4.28 y en la Figura 4.29 se aprecia, tal como se mencionó en el análisis de las Figuras 4.22 y 4.23, que las rigideces modificadas R_{ko} y R_{kb} de las conexiones experimentarán una disminución si se incrementa el diámetro de los pernos ubicados en los ángulos de las alas de la viga. Esta disminución será mayor cuando se aumenta el espesor de dichos ángulos. Asimismo, se observa que las pendientes R_{ko}/D y R_{kb}/D no varían significativamente si se modifica la longitud de los ángulos y se mantiene el espesor de los mismos. Para el espesor $t_{t=s} = 5/8"$ se obtuvieron los valores máximos de pendientes negativas R_{ko}/D y R_{kb}/D , estos valores fueron $-1805 [(ton.m/rad)/pulg]$ y $-1350 [(ton.m/rad)/pulg]$ respectivamente.

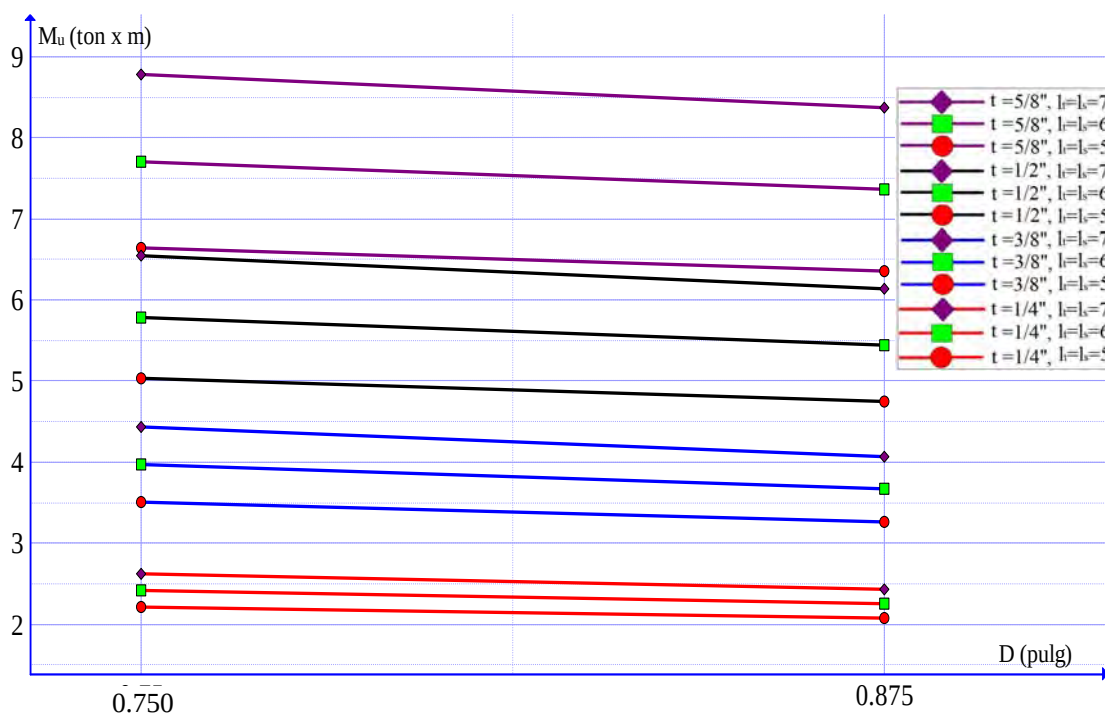


Figura 4.27 Variación de la capacidad resistente vs el diámetro de los pernos en las alas de la viga (M_u vs D) para una conexión Ángulo superior e inferior con doble ángulo en el alma

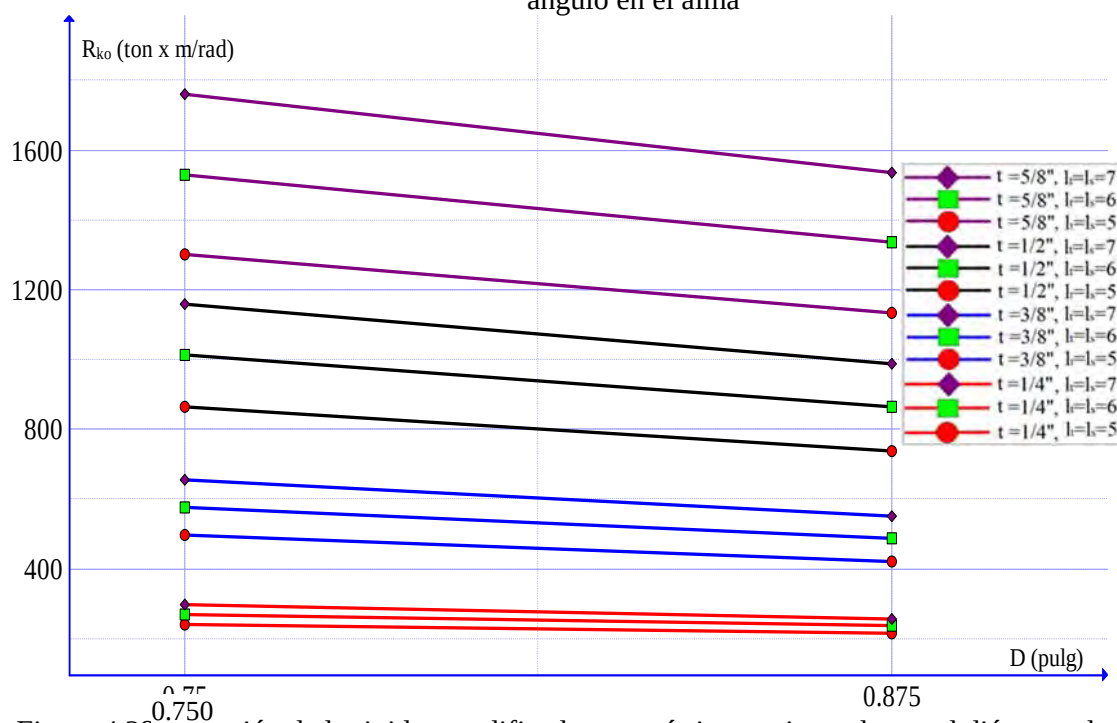


Figura 4.28 Variación de la rigidez modificada para pórticos arriostrados vs el diámetro de los pernos en las alas de la viga (R_{ko} vs D) para una conexión Ángulo superior e inferior con doble ángulo en el alma

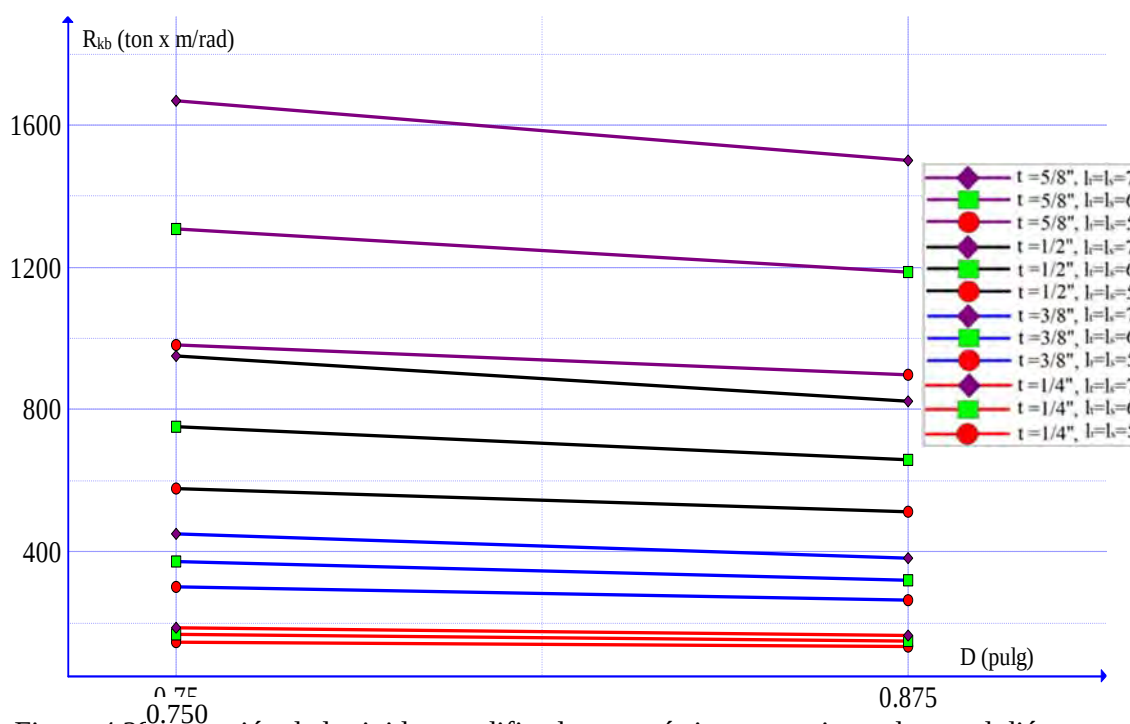


Figura 4.29 variación de la rigidez modificada para pórticos no arriostrados vs el diámetro de los pernos en las alas de la viga (R_{kb} vs D) para una conexión Ángulo superior e inferior con doble ángulo en el alma

2.3.3. Alteraciones en el comportamiento semirrígido de las conexiones frente a la variabilidad dimensional de los parámetros de los ángulos en el alma y de los ángulos superior e inferior

De los valores de M_u , R_{ko} y R_{kb} presentados en la Tabla 4.5 y Tabla 4.8 se elaboraron las Tablas 4.9 y 4.10, las cuales muestran el rango de variabilidad en el incremento de la capacidad resistente y las rigideces modificadas de las conexiones estudiadas en los Acápites 4.3.1 y 4.3.2 cuando se incrementan los parámetros dimensionales de los elementos que conforman las conexiones empernadas.

Tabla 4.9 Rango de variabilidad en el incremento de la capacidad resistente M_u y en las rigideces modificadas R_{ko} y R_{kb} para los 24 casos wa

Variación de los parámetros dimensionales	% Incremento de M_u		% Incremento de R_{ko}		% Incremento de R_{kb}	
	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo
Se incrementa en 1/8" el espesor de los ángulos en el alma (t_a)	17.65	29.05	16.73	37.10	26.29	45.03
Se incrementa una fila de Pernos en el alma (#Filas de pernos)	8.14	19.92	3.08	18.95	6.08	24.53
Se disminuye de 7/8" a 3/4" el	0.84	3.49	2.52	12.36	3.42	12.85

diámetro de los pernos (D)						
--------------------------------	--	--	--	--	--	--

Tabla 4.10 Rango de variabilidad en el incremento de la capacidad resistente M_u y en las rigideces modificadas R_{ko} y R_{kb} para los 24 casos ts

Variación de los parámetros dimensionales	% Incremento de M_u		% Incremento de R_{ko}		% Incremento de R_{kb}	
	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo
Se incrementa en 1/8" el espesor de los ángulos en las alas ($t_{t=s}$)	32.01	69.08	50.50	119.62	69.87	140.46
Se incrementa en 1" la longitud de los ángulos en las alas ($l_{t=s}$)	8.00	16.11	8.64	17.73	11.16	33.41
Se disminuye de 7/8" a 3/4" el diámetro de los pernos (D)	4.37	8.13	10.29	15.96	8.58	14.70

Tanto la Tabla 4.9 como la Tabla 4.10 muestran que la capacidad resistente M_u y las rigideces modificadas R_{ko} y R_{kb} experimentan cambios de mayor importancia en su magnitud cuando se varía el espesor de los ángulos que conforman las conexiones. Estos cambios se deben a que al incrementar el espesor de los ángulos, se produce un incremento en la inercia a flexión de los mismos, ofreciendo a la conexión una mayor resistencia a la rotación por acción de las cargas actuantes sobre el pórtico.

Por otra parte, los cambios en la magnitud de la capacidad resistente M_u y de las rigideces modificadas R_{ko} y R_{kb} de las conexiones son menores cuando se varían otros parámetros como la longitud de los ángulos, la cantidad de filas de pernos o el diámetro de los pernos.

Al comparar los rangos de variabilidad en el porcentaje de incremento de la capacidad resistente y en las rigideces modificadas de las conexiones de la Tabla 4.9 con los de la Tabla 4.10 se concluye que el comportamiento semirrígido de las conexiones experimenta una mayor alteración cuando se varían los espesores de los ángulos que conectan las alas de la viga con el ala columna que cuando se varían los espesores de los ángulos ubicados en el alma de la viga. Esta mayor alteración en el comportamiento semirrígido de las conexiones es debida a que el momento que viaja a través de la viga por medio de un par de fuerza actuando en sus alas, se transmite en gran porcentaje a la columna a través de sus ángulos superior e inferior, mientras que un menor porcentaje de ese momento se transmite a través de los ángulos ubicados en el alma de la viga.

2.3.4. Comparación entre clasificaciones de las conexiones

Con el propósito de realizar el análisis comparativo de la clasificación de las conexiones tratadas en los Acápites 4.3.1 y 4.3.2, se elaborarán las gráficas momento vs rotación de estas conexiones, y se incorporarán en ellas las condiciones de borde dadas por el

Eurocódigo 3 (1992), la norma AISC (1999) y *Rafiq Hasan, Yosuk Kishi y Wai Fah Chen* (1998).

De la Figura 4.30 a la Figura 4.32 se presenta la clasificación de las conexiones correspondientes a la variación de los parámetros dimensionales de los ángulos ubicados en el alma de la viga. Los criterios de clasificación según el Eurocódigo 3 (1992) se presentan en la Figura 4.30 en donde se observa que todas las conexiones presentan un comportamiento semirrígido cuando el pórtico no se encuentra arriostrado. Por otro lado, se observa que algunas conexiones tienen comportamiento inicial rígido cuando estas forman parte de un pórtico arriostrado y a medida que las deformaciones y los momentos se incrementan, su comportamiento se torna semirrígido. Sin embargo, siendo conservadores, estas conexiones serán consideradas semirrígidas para el diseño.

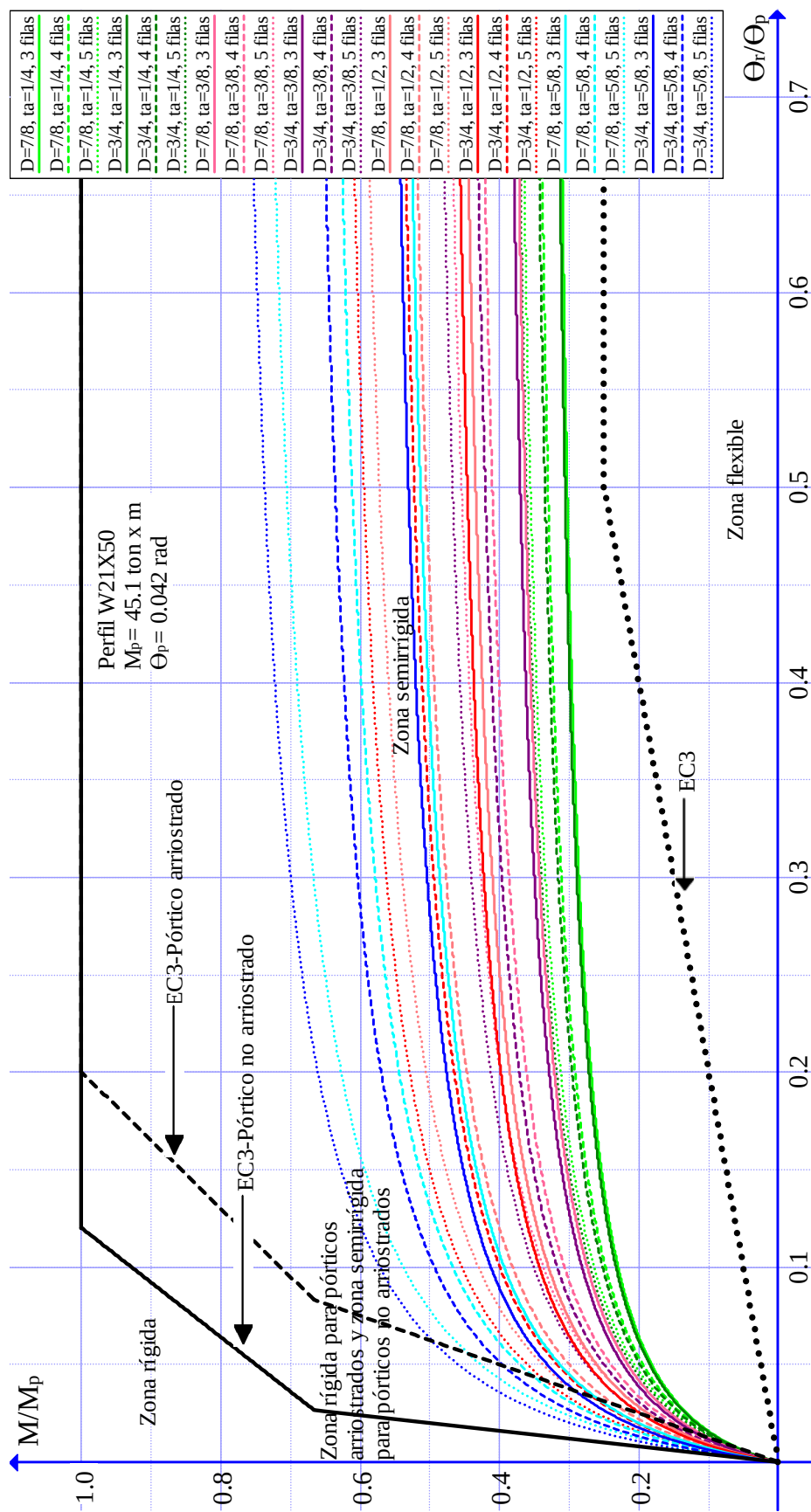


Figura 4.30 Clasificación según el Eurocódigo 3 (1992) de los 24 casos correspondientes a la variación de los parámetros dimensionales de los ángulos ubicados en el alma del perfil para las conexiones tipo Ángulos superior e inferior con doble ángulo en el alma.

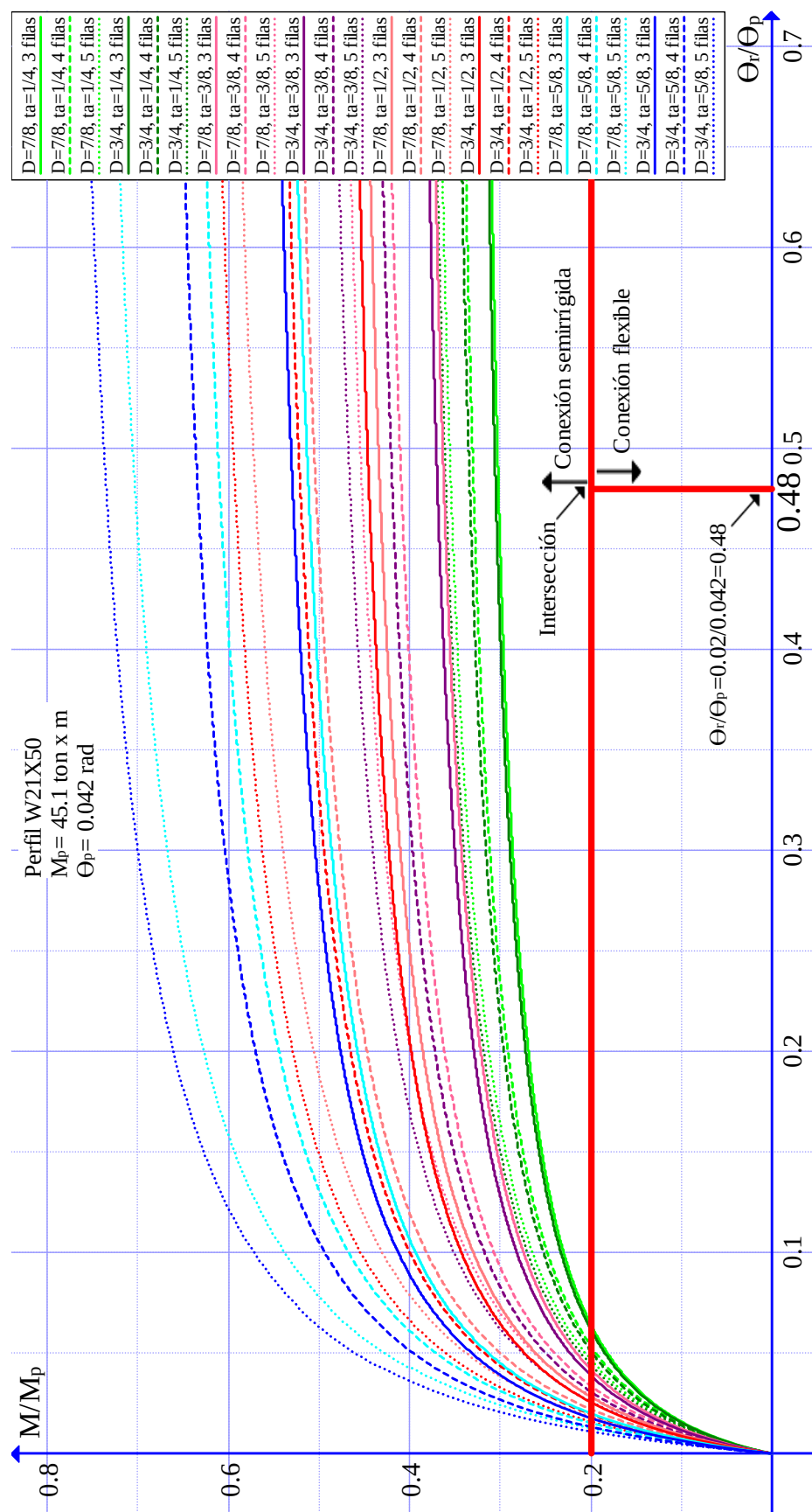


Figura 4.31 Clasificación según la AISC (1999) de los 24 casos correspondientes a la variación de los parámetros dimensionales de los ángulos ubicados en el alma del perfil para las conexiones tipo Ángulos superior e inferior con doble ángulo en el alma

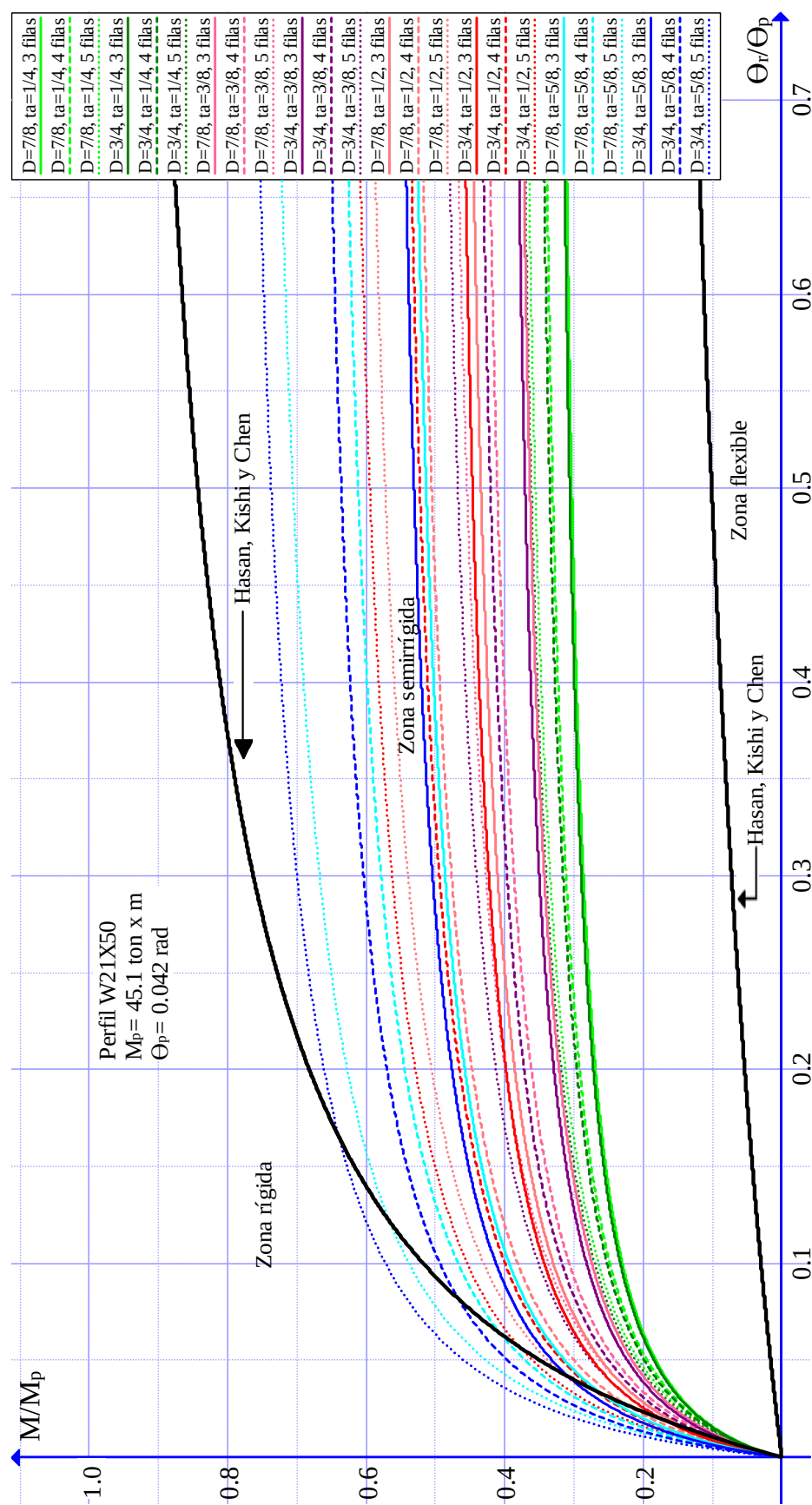


Figura 4.32 Clasificación según *Hasan, Kishi y Chen* (1998) de los 24 casos correspondientes a la variación de los parámetros dimensionales de los ángulos ubicados en el alma del perfil para las conexiones tipo Ángulos superior e inferior con doble ángulo en el alma

En la Figura 4.31 se presenta la clasificación según la AISC (1999). La intersección de la línea horizontal roja y la línea vertical roja representa el punto en el que una conexión alcanza un momento que equivale al 20% del momento plástico de la viga para una rotación relativa de 0.02 radianes. Se observa que, según esta clasificación, todas las conexiones son semirrígidas. En la Figura 4.32 se muestra la clasificación según *Hasan, Kishi y Chen* (1998); como se expuso en el Acápito 1.4.4, esta clasificación presenta tres zonas divididas por dos curvas no lineales correspondientes a la ecuación general del *Power Model 3D*; la curva que divide la zona flexible de la zona semirrígida corresponde a una conexión con rigidez inicial R_{ki} de $10^{4.5}$ [kip-in/rad], un momento plástico M_u igual a 1/4 del momento plástico del perfil de la viga y un parámetro de forma n igual a 1; la curva que separa la zona semirrígida de la zona rígida corresponde a una conexión con rigidez inicial R_{ki} de 10^6 [kip-in/rad], un momento plástico M_u igual al momento plástico del perfil de la viga y un parámetro de forma n igual a 1. Se puede apreciar que, según esta clasificación, algunas conexiones presentan un comportamiento inicial rígido, pero a medida que se incrementan las deformaciones dicho comportamiento se torna semirrígido.

De la Figura 4.33 a la Figura 4.35 se muestra la clasificación de las conexiones correspondientes a la variación de los parámetros dimensionales de los ángulos superior e inferior. En la Figura 4.33 se presenta la clasificación propuesta por el Eurocódigo 3 (1992). Las conexiones de 1/4" y 3/8" de espesor en sus ángulos superior e inferior con longitudes de 5" y 6" y las conexiones de 3/8" de espesor en sus ángulos superior e inferior con pernos de 7/8" y longitud de 7" poseen un comportamiento semirrígido para deformaciones iniciales y pasan a tener un comportamiento flexible cuando se tienen grandes deformaciones plásticas. Siendo conservadores, estas conexiones serán clasificadas como flexibles, el resto de conexiones se considerarán como semirrígidas. Para pórticos arriostrados, las conexiones conformadas por ángulos superior e inferior de 3/8" de espesor con longitud de 7" y pernos de 3/4", y las conexiones con ángulos superior e inferior mayores a 3/8" de espesor presentan un comportamiento rígido inicial para deformaciones pequeñas, y para deformaciones mayores, el comportamiento de estas conexiones pasa a ser semirrígido. Manteniendo la línea conservadora estas conexiones se considerarán semirrígidas para el diseño.

La clasificación según la AISC (1999) es presentada en la Figura 4.34, en ella se aprecia que todas las conexiones cuyos ángulo superior e inferior son de 1/4" de espesor caen en la zona flexible. De igual manera, las conexiones con ángulos superior e inferior de 3/8" de espesor con longitud de 5" así como la conexión de 3/8" con longitud de 6" y pernos de 3/4" son consideradas también flexibles según esta clasificación. Las demás conexiones se clasifican como semirrígidas.

Por último, en la Figura 4.35 se presenta la clasificación según *Hasan y otros* (1998), aquí se observa, al igual que en las clasificaciones propuestas por el Eurocódigo 3 (1992) y la AISC (1999), que todas las conexiones cuyos ángulos superior e inferior son de 1/4" de espesor desarrollan un comportamiento del tipo flexible. Además, es apreciable que solamente una conexión con ángulos superior e inferior de 3/8" de espesor cae dentro del rango flexible, esta conexión posee ángulos de 5" de longitud y pernos de 7/8" de diámetro. Todas las demás conexiones son consideradas como semirrígidas según esta clasificación.

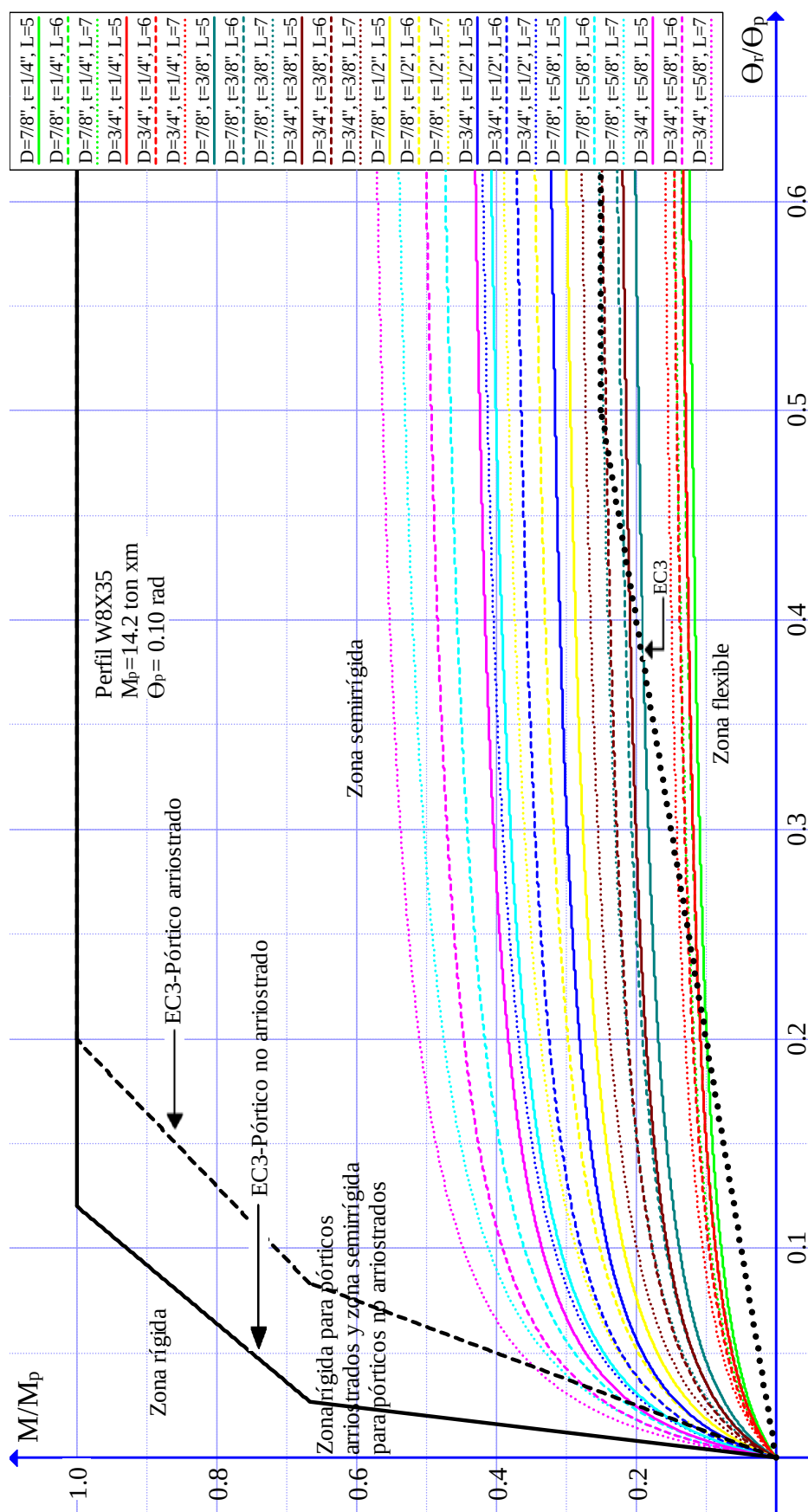


Figura 4.33 Clasificación de los 24 casos correspondientes a la variación de los parámetros dimensionales de los ángulos superior e inferior para las conexiones tipo Ángulos superior e inferior con doble ángulo en el alma (EC3, 1992)

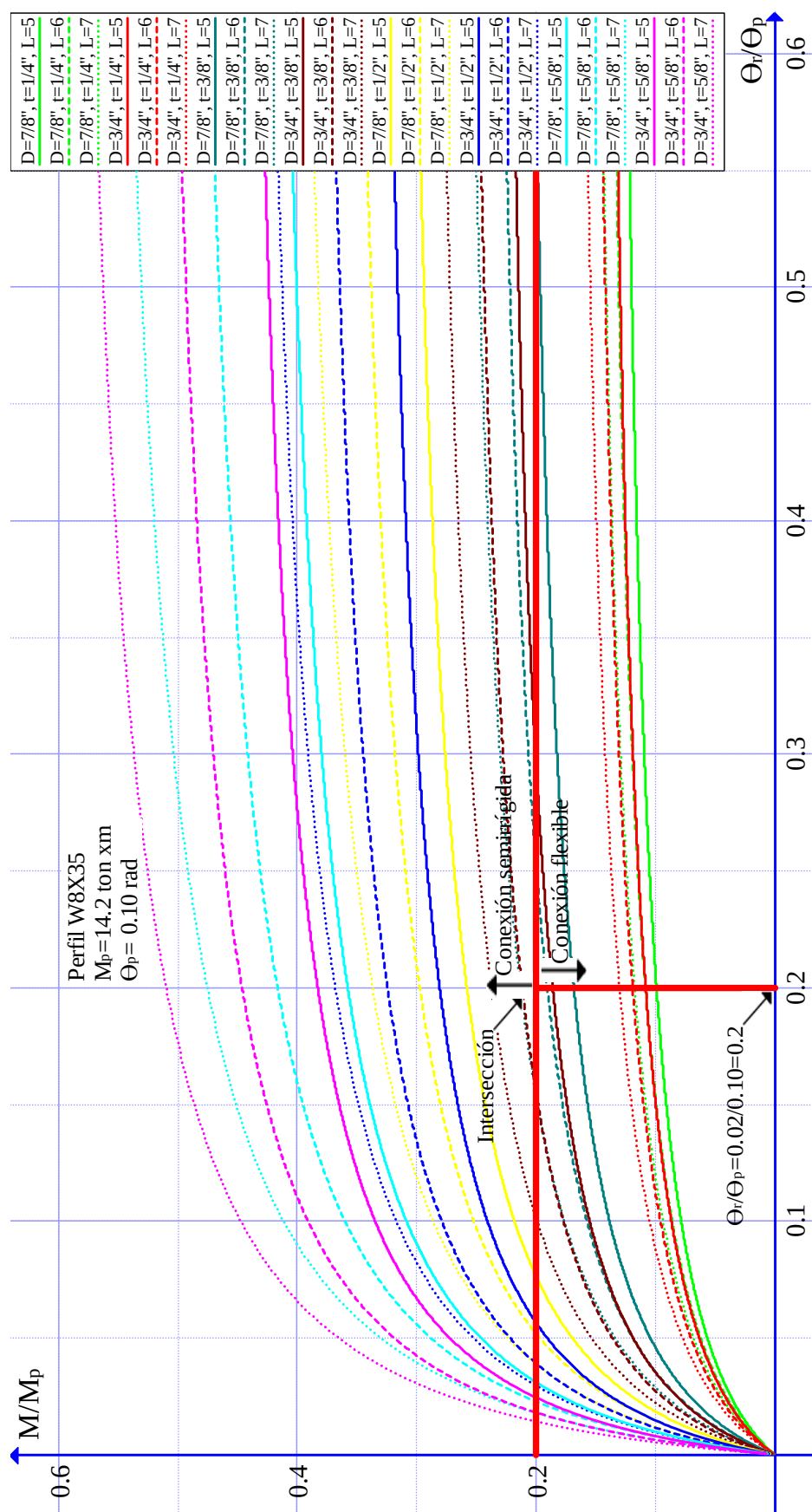


Figura 4.34 Clasificación según la AISC (1999) de los 24 casos correspondientes a la variación de los parámetros dimensionales de los ángulos superior e inferior para las conexiones tipo Ángulos superior e inferior con doble ángulo en el alma

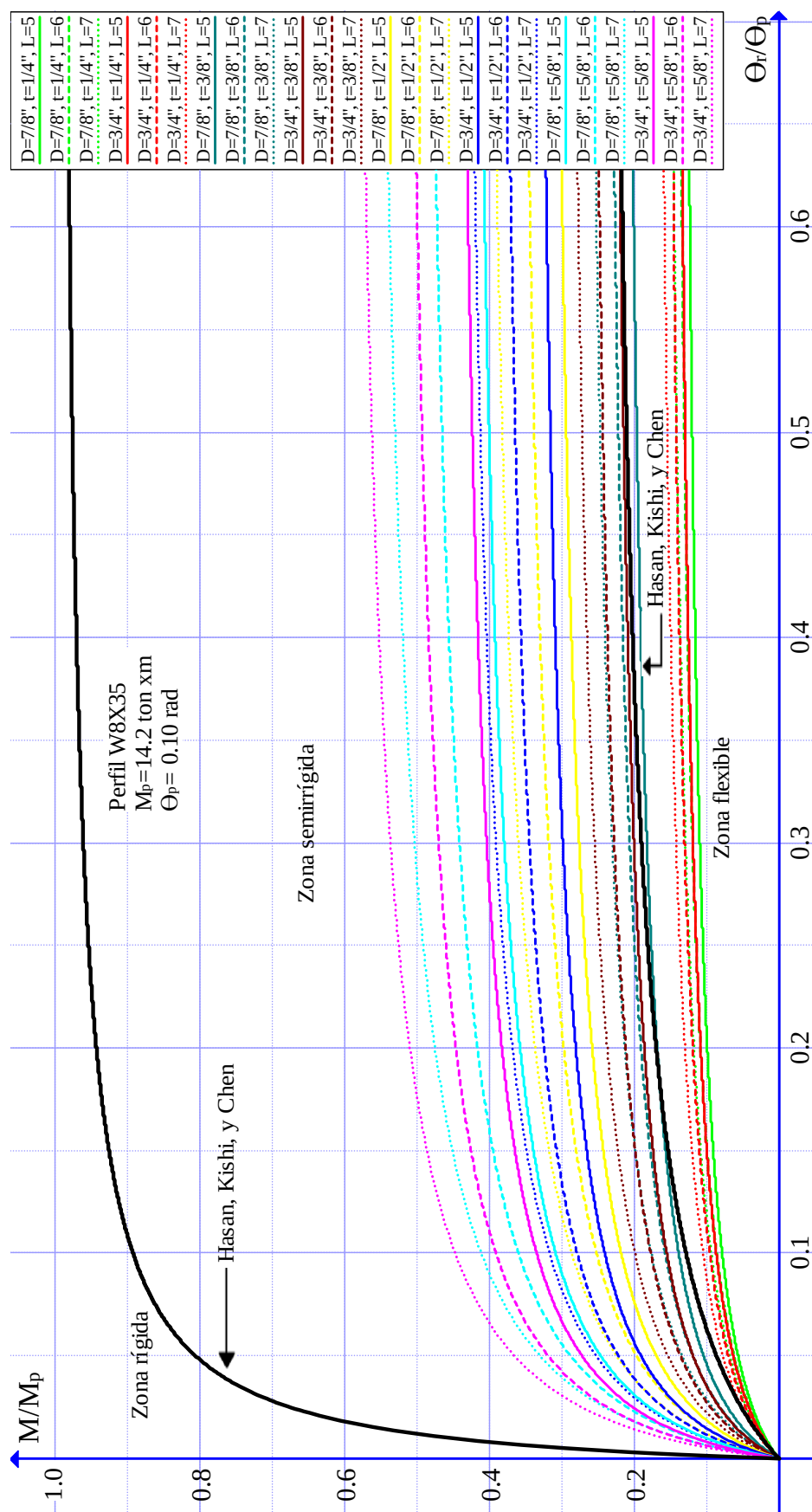


Figura 4.35 Clasificación según *Hasan, Kishi y Chen* (1998) de los 24 casos correspondientes a la variación de los parámetros dimensionales de los ángulos del superior e inferior para las conexiones tipo Ángulos superior e inferior con doble ángulo en el alma

La ventaja de la clasificación propuesta por el Eurocódigo 3 (1992) con respecto a las otras dos clasificaciones es que diferencia el comportamiento semirrígido de las conexiones cuando forman parte de pórticos arriostrados y no arriostrados. Además, se aprecia que la clasificación propuesta por el Eurocódigo 3 (1992) considera como flexibles un mayor número de conexiones que la AISC (1999); a su vez la AISC (1999) considera como flexibles más conexiones que la clasificación propuesta por *Rafiq Hasan, Yosuk Kishi y Wai Fah Chen* (1998). Entonces, se puede decir que el Eurocódigo 3 (1992) propone una clasificación más conservadora que la AISC (1999), mientras que esta última presenta una clasificación más conservadora que la propuesta por los autores del *Power Model 3D*.

Capítulo 5

Incorporación del comportamiento semirrígido de las conexiones en el análisis de pórticos

Con la finalidad de aplicar el conocimiento presentado en el Capítulo 3, se realizará en este capítulo el análisis estructural de primer orden de un pórtico con conexiones emperradas de tipo Ángulo superior e inferior con doble ángulo en el alma, y posteriormente se incorporarán los efectos de segundo orden producidos por la no linealidad geométrica (efectos P-delta) siguiendo el procedimiento presentado en el Acápite 1.8.

2.1. Análisis estructural de primer orden

Para efectuar este análisis se utilizará el programa comercial SAP2000. Este programa tiene la capacidad de modelar las conexiones como resortes torsionales a los cuales se les puede asignar una rigidez rotacional.

Para propósitos prácticos se analizará un pórtico de un piso y un vano. Tanto las vigas como las columnas serán del mismo perfil comercial, y los ángulos y pernos que conforman la conexión serán los determinados en el Acápite 3.2 (ver **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**). Además, el pórtico tiene suficientes arriostres en su plano transversal que evitan el pandeo respecto al eje débil de las columnas y vigas. En la Figura 5.1 se muestran las dimensiones y las cargas del pórtico a analizar. Asimismo, en la Tabla 5.1 y en la Figura 5.2 se presentan los perfiles W del pórtico y los perfiles angulares de la conexión.

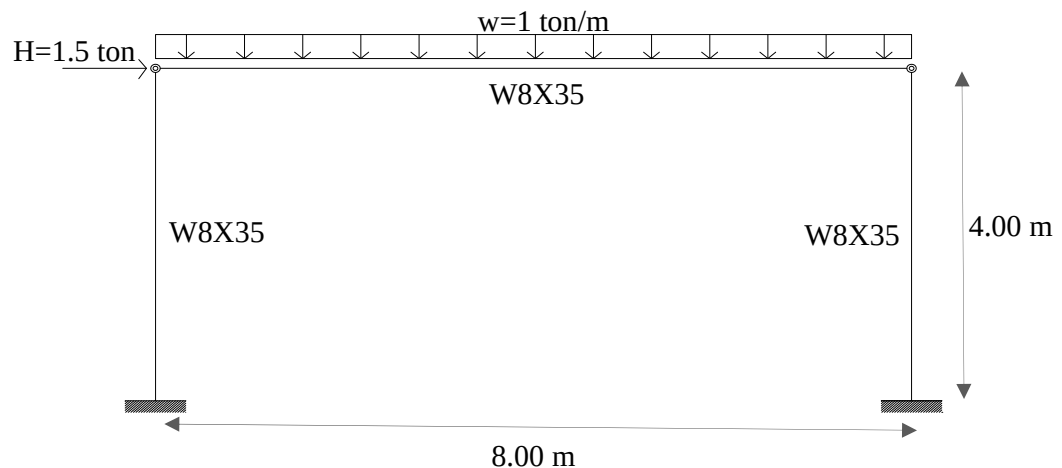


Figura 5.1 Pórtico a analizar

Tabla 5.1 Perfiles del pórtico y perfiles angulares de la conexión

Ángulos superior e inferior	4x4x1/2"
Ángulos en el alma	4x4x1/4"
Vigas	W8x35
Columnas	W8x35

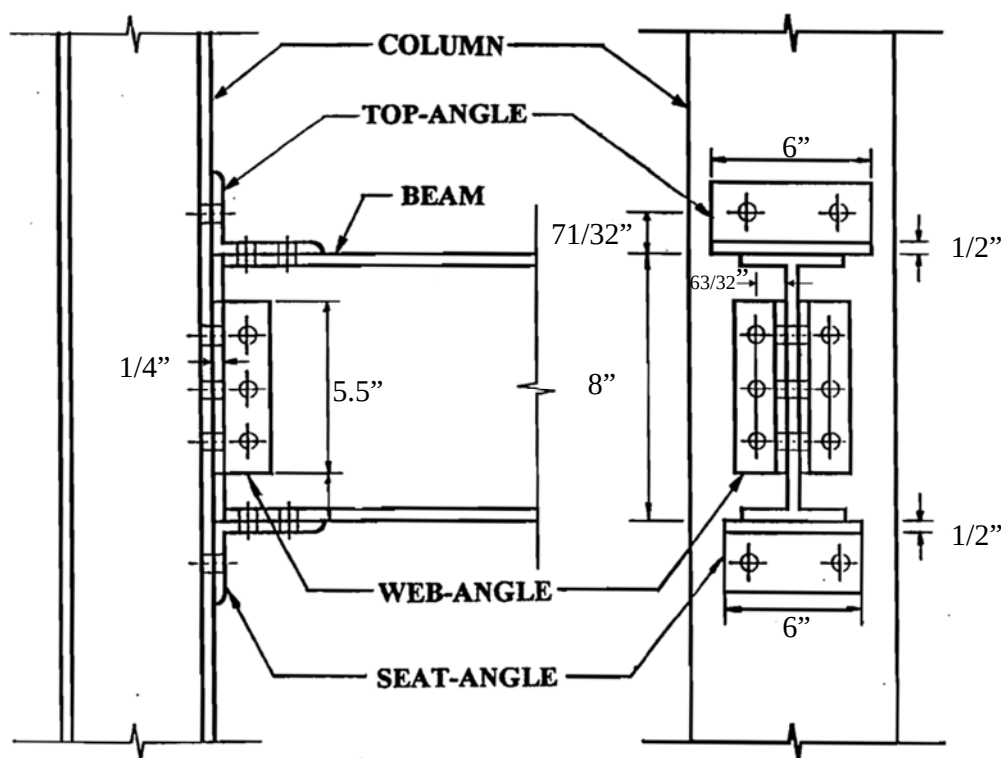


Figura 5.2 Detalle de la conexión

Los tres parámetros de la ecuación general del *Power Model 3D*, determinados en el Acápite 3.2, se presentan en la Tabla 5.2. Adicionalmente, se presentan en esta tabla las rigideces modificadas de la conexión R_{ko} y R_{kb} necesarias para realizar el análisis estructural de primer orden. Estas rigideces fueron determinadas siguiendo el procedimiento presentado en el Acápite 1.8.1

Tabla 5.2 Parámetros del *Power Model 3D*

R_{ki} (Ton x m/rad)	1878.07
M_u (Ton x m)	5.79
n	1.12
R_{ko} (Ton x m/rad)	1011.81
R_{kb} (Ton x m/rad)	752.24

Para el pórtico de la Figura 5.1, se realizó el análisis estructural para el caso en el que el desplazamiento lateral del pórtico no está permitido (pórtico no traslacional) y para el caso en el que el desplazamiento lateral del pórtico está permitido (pórtico traslacional). En ambos casos se introdujo a la conexión la rigidez modificada correspondiente (R_{ko} si se trata del pórtico no traslacional o R_{kb} si se trata del pórtico traslacional). Con esto se determinaron los momentos de primer orden. En la Figura 5.3 se ilustran los dos casos de análisis mencionados.

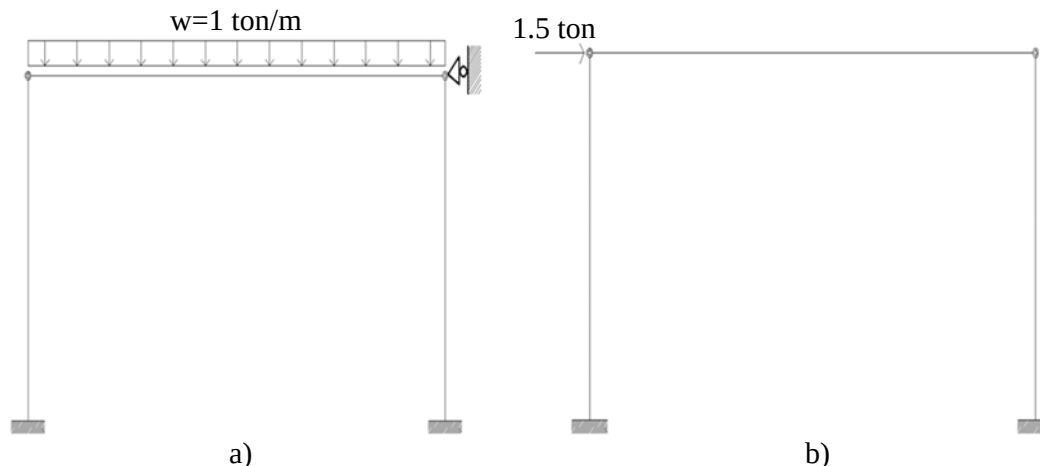


Figura 5.3 Casos de análisis estructural para el pórtico de la Figura 5.1. Caso a) Pórtico no traslacional. Caso b) Pórtico traslacional

Para que el SAP2000 considere la conexión viga-columna como semirrígida se consideró que la viga es la que transmite el momento producido por las cargas que actúan sobre ella a la columna. Teniendo en cuenta esto se selecciona la viga y se le asigna un resorte helicoidal a cada uno de sus extremos. En el SAP2000 se siguen los siguientes pasos: Menú→Assign→Frame→Releases/Partial Fixity Springs, y se ingresa la rigidez modificada de la conexión según sea el caso. Los resultados del análisis estructural para el pórtico traslacional y no traslacional se presentan en el Anexo B.

En la Tabla 5.3 se presentan los momentos de primer orden obtenidos del análisis estructural tanto para el pórtico traslacional (Mlt) como para el pórtico no traslacional (Mnt). De esta tabla se puede observar que cuando el desplazamiento lateral del pórtico no está permitido el momento máximo negativo en la viga se produce en las zonas de conexión con las columnas, mientras que el momento máximo positivo se produce en su centro de luz. Para las columnas, los momentos máximos se presentan en la zona de conexión con la zapata y en la zona de conexión con la viga. Asimismo, cuando el desplazamiento lateral del pórtico está permitido el momento máximo en la viga se da en las zonas de conexión con las columnas mientras que el momento en el centro de luz es nulo. Para las columnas, los momentos máximos se producen en la zona de conexión con la viga y en la zona de conexión con las zapatas.

Tabla 5.3 Valores de momentos flectores para el pórtico no traslacional (Mnt) y para el pórtico traslacional (Mlt)

Elemento	Ubicación	Mnt (Tonxm)	Mlt (Tonxm)
Viga	Conexión	-3.45	+0.84
	Centro de luz	+4.81	+0.00
	Conexión	-3.45	-0.84
Columnas	Conexión	+3.45	± 0.84
	Zapata	-1.63	± 2.15

Los diagramas de momentos flectores para el caso en el que el desplazamiento lateral no está permitido y para el caso en el que el desplazamiento lateral está permitido se muestran en la Figura 5.4 y Figura 5.5 respectivamente.

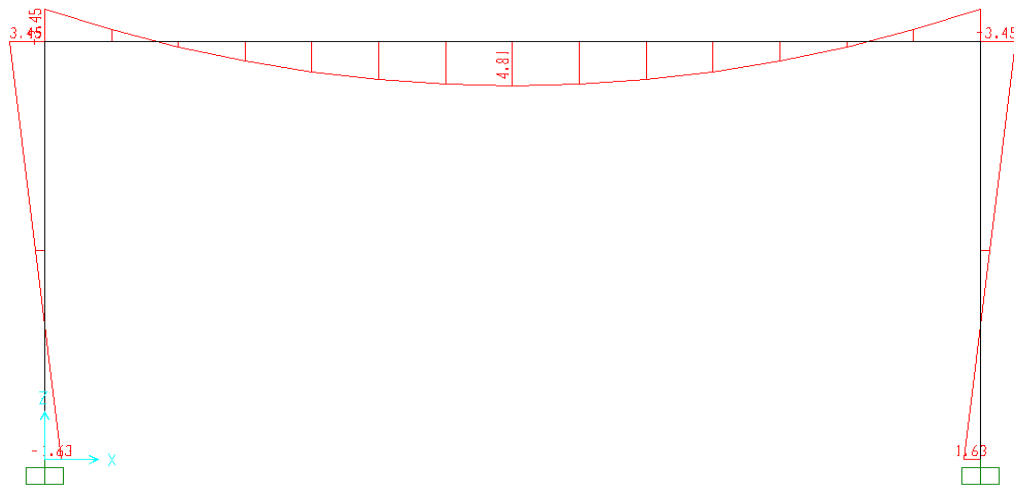


Figura 5.4 Diagrama de momentos flectores del pórtico semirrígido no traslacional

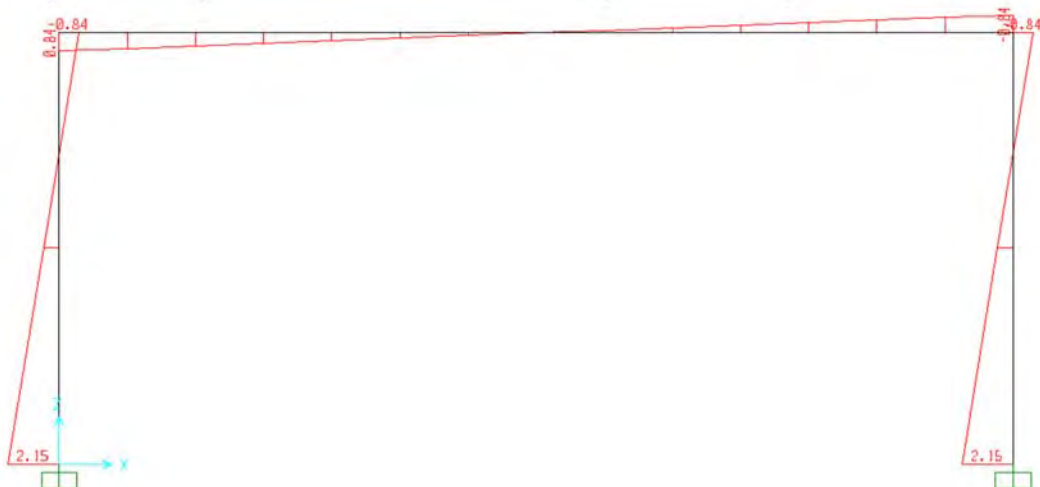


Figura 5.5 Diagrama de momentos flectores del pórtico semirrígido traslacional

Asimismo, para la obtención de los momentos de segundo orden, se necesitan las fuerzas de compresión en las columnas. Estas fuerzas son presentadas en la Tabla 5.4

Tabla 5.4 Resistencia requerida a compresión para los elementos del pórtico

Elemento	P_u (ton)-no traslacional	P_u (ton)-traslacional
Viga	1.27	0.75
Columnas	4.26	± 0.21

El valor de ± 0.21 presentado en esta tabla para el caso en que el desplazamiento lateral del pórtico está permitido indica que la columna de la izquierda está sometida a una carga axial de tracción (-0.21 ton) mientras que la columna de la derecha se encuentra sometida a una carga axial de compresión (0.21 ton). Aplicando ahora el principio de superposición se obtiene que la máxima resistencia requerida a compresión es de $4.26 + 0.21 = 4.47$ ton. Esta resistencia será empleada para obtener los momentos de segundo orden.

2.2. Obtención del momento de segundo orden

Una vez determinados los momentos de primer orden, tanto para el caso de pórtico traslacional como para el caso de pórtico no traslacional, se incorporan los efectos de segundo orden producidos por la no linealidad geométrica (efectos P-delta) usando la Ecuación 1.21:

$$M_s = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$$

Para ello se obtendrán los factores de amplificación de los momentos del pórtico no traslacional y traslacional, B_1 y B_2 respectivamente, que dependen a su vez del factor de longitud efectiva K.

2.2.1. Factor de longitud efectiva K

Como el eje débil de los elementos estructurales que conforman el pórtico de la Figura 5.1 está arriostrado al pandeo, se analizará el pandeo respecto al eje fuerte de la sección de las columnas para calcular el factor de longitud efectiva K. El procedimiento a seguir es el siguiente:

Caso 1: Pórtico arriostrado

Paso 1: Se calcula la inercia reducida de la viga.

$$I'_g = \left[\frac{1}{1 + \frac{2EI_g}{R_{ko}L}} \right] I_g$$

El módulo de elasticidad del acero es $E = 21000000 \text{ ton/m}^2$, el perfil de la viga W8X35 tiene una inercia respecto al plano de pandeo (eje fuerte) de $I_g = 0.0000529 \text{ m}^4$ y su longitud es de $L = 8 \text{ m}$. Reemplazando los datos en la ecuación anterior se obtiene:

$$I'_g = \left(\frac{1}{1 + \frac{2 * 21000000 * 0.0000529}{1011.81 * 8}} \right) * 0.0000529$$

$$I'_g = 0.0000416 \text{ m}^4$$

Paso 2: Luego se obtiene factor G' para pórticos arriostrados cuya ecuación es la siguiente:

$$G' = \frac{\sum I_c / L_c}{\sum I'_g / L_g}$$

Sabiendo que el perfil de la columna W8X35 tiene una inercia respecto a su eje fuerte de $I_c = 0.0000529 \text{ m}^4$, y una longitud de $L = 4 \text{ m}$, resulta que:

$$G' = \frac{\frac{0.0000529}{4}}{\frac{0.0000416}{8}}$$

$$G' = 2.54$$

Paso 3: El factor de longitud efectiva para las columnas del pórtico arriostrado se obtendrá usando el nomograma presentado en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia..** Para las columnas unidas rígidamente a la zapata el valor de G_A es 1. Con G_B igual a 2.54 obtenido en el paso anterior, se obtiene un factor de longitud efectiva para las columnas de $K = 0.83$.

Caso 2: Pórtico no arriostrado:

Paso 1: Siguiendo el mismo procedimiento descrito para el pórtico arriostrado, se determina la inercia reducida de la viga.

$$I'_g = \left[\frac{1}{1 + \frac{6EI_g}{R_{kb}L}} \right] I_g$$

Reemplazando los datos del módulo de elasticidad del acero, la inercia, la longitud de la viga W8X35 y la rigidez modificada de la conexión, resulta:

$$I'_g = \left(\frac{1}{1 + \frac{6 * 21000000 * 0.0000529}{752.24 * 8}} \right) * 0.0000529$$

$$I'_g = 0.0000251 \text{ m}^4$$

Paso 2: Se efectúa el cálculo del factor G' para pórticos no arriostrados usando el valor de I'_g determinado en el paso anterior.

$$G' = \frac{\frac{0.0000529}{4}}{\frac{0.0000251}{8}}$$

$$G' = 4.22$$

Paso 3: El factor de longitud efectiva para las columnas del pórtico no arriostrado se obtendrá usando el nomograma presentado en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia..** Para las columnas unidas rígidamente a la zapata el valor de G_A es igual a 1. Con el valor de G_B igual a 4.22 obtenido del paso anterior, se obtiene un factor de longitud efectiva para la columna de $K = 1.65$.

2.2.2. Factores de amplificación B_1 y B_2

Los factores de amplificación del momento no traslacional (B_1) y traslacional (B_2) se obtendrán con las ecuaciones 1.22 y 1.27 respectivamente.

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_{e1}}} \geq 1; \quad B_2 = \frac{1}{1 - \left[\frac{\sum P_u}{\sum P_{e2}} \right]}$$

A continuación se calcularán estos factores en columnas y vigas.

a) Columnas

Para determinar el factor de amplificación B_1 se calculará C_m con la Ecuación 1.25:

$$C_m = 0.6 - 0.4(M_1/M_2)$$

Según la Tabla 5.3 el valor absoluto del menor momento en el extremo de la columna es $M_1=1.63$ ton x m y el valor absoluto del mayor momento en el extremo de la columna es $M_2=3.45$ ton x m. Entonces el valor de C_m será:

$$C_m = 0.6 - 0.4(1.63/3.45)$$

$$C_m = 0.41$$

Por otra parte, la Tabla 5.4 muestra la resistencia requerida a compresión en las columnas, proveniente del análisis estructural para el pórtico traslacional y el pórtico no traslacional. Así la resistencia requerida total es $P_u = 4.26 + 0.21 = 4.47$ ton.

El factor de longitud efectiva para el caso en que el pórtico está arriostrado se determinó en el Acápite 5.2.1 y su valor es $K = 0.83$. El radio de giro que controla la esbeltez para el perfil W8X35 es $r = 0.089154$ m y la longitud de la columna es $L = 4$ m. Así la esbeltez λ_c será igual a:

$$\lambda_c = (KL/r\pi) \sqrt{F_y/E}$$

$$\lambda_c = \left(\frac{0.83 * 4}{0.089154 * \pi} \right) \sqrt{\frac{25000}{21000000}}$$

$$\lambda_c = 0.41$$

La carga de pandeo elástico de Euler resulta:

$$P_{e1} = A_g F_y / \lambda_c^2$$

$$P_{e1} = 0.00664515 * 25000 / 0.41^2$$

$$P_{e1} = 988.27 \text{ ton}$$

Por consiguiente, el factor de amplificación B_1 será igual a:

$$B_1 = \frac{0.41}{1 - \frac{4.47}{988.27}} \geq 1$$

$$B_1 = 1$$

Para calcular el factor de amplificación B_2 se determina primero la resistencia requerida a compresión total para las dos columnas: $\sum P_u = 4.47 * 2 = 8.94 \text{ ton}$.

El factor de longitud efectiva para el caso en que el pórtico no está arriostrado se determinó en la sección 5.2.1 y su valor es $K = 1.65$. El radio de giro que controla la esbeltez para el perfil W8X35 es $r = 0.089154 \text{ m}$, el módulo de elasticidad del acero es $E = 21000000 \text{ ton/m}^2$ y la longitud de las columnas es $L = 4 \text{ m}$. La esbeltez será igual a:

$$\lambda_c = \left(\frac{1.65 * 4}{0.089154 * \pi} \right) \sqrt{\frac{25000}{21000000}}$$

$$\lambda_c = 0.81$$

Así, la carga de pandeo elástico para las dos columnas resulta:

$$P_{e2} = 0.00664515 * 25000 / 0.81^2$$

$$P_{e2} = 253.21 \text{ ton}$$

$$\sum P_{e2} = 253.21 * 2$$

$$\sum P_{e2} = 506.42 \text{ ton}$$

Asimismo, al reemplazan los valores de $\sum P_u$ y $\sum P_{e2}$ en la Ecuación 1.27 y se obtiene:

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{8.94}{506.42}}$$

$$B_2 = 1.018$$

Con los factores de amplificación de los momentos de primer orden y los resultados presentados en la Tabla 5.3, se procede a calcular la resistencia requerida a flexión de la columna. En la Tabla 5.5 se presentan los momentos amplificados en la columna.

Tabla 5.5 Resistencia requerida a flexión en la conexión con la viga y en la zapata de la Columna

Elemento	Ubicación	$M_s = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$
Columnas	Conexión	4.31 ton x m
	Zapata	-3.84 ton x m

La resistencia requerida a flexión de la columna será $M_s = 4.31$ Ton x m, pues es el valor más alto obtenido.

b) Viga

Para determinar el factor de amplificación B_1 se tomará $C_m = 1$. Este valor es conservador para todos los casos de miembros cargados transversalmente (AISC, 1999). La Tabla 5.4 muestra la resistencia requerida a compresión en la viga proveniente del análisis estructural, la cual es $P_u = 1.27 + 0.75 = 2.02$ ton. La carga de pandeo elástico de Euler para el caso en que el desplazamiento lateral no está permitido se obtendrá resolviendo la Ecuación 1.23:

$$P_{e1} = A_g F_y / \lambda_c^2$$

Para el perfil W8X35 hecho de acero A36, $A_g = 0.00664515 \text{ m}^2$ y $F_y = 36 \text{ ksi}$ ó 25000 ton/m^2 . La esbeltez λ_c será calculada resolviendo la Ecuación 1.24.

$$\lambda_c = (KL/r\pi) \sqrt{F_y/E}$$

El factor de longitud efectiva para la viga se tomará como $K=1$. Éste es el factor para una viga simplemente apoyada que es el caso más crítico. El radio de giro que controla la esbeltez para el perfil W8X35 es $r = 0.089154 \text{ m}$ y la longitud de la viga es $L = 8 \text{ m}$. Entonces la esbeltez λ_c será igual a:

$$\lambda_c = \left(\frac{1 * 8}{0.089154 * \pi} \right) \sqrt{\frac{25000}{21000000}}$$

$$\lambda_c = 0.99$$

y la carga de pandeo elástico de Euler, igual a:

$$P_{e1} = 0.00664515 * 25000 / 0.99^2$$

$$P_{e1} = 169.5 \text{ ton}$$

Con los valores de C_m , P_u y P_{e1} se obtiene el factor de amplificación B_1 :

$$B_1 = \frac{1.00}{1 - \frac{2.02}{169.5}} \geq 1$$

$$B_1 = 1.01$$

Cuando el desplazamiento lateral del pórtico está permitido la viga no presenta deformaciones del tipo P- Δ , es decir no existe un desplazamiento relativo entre sus extremos. Sin embargo la AISC (1999), en sus comentarios, especifica que para las vigas se debe utilizar el mayor valor de B_2 de los entrepisos superior e inferior adyacentes. Entonces, el valor de B_2 para la viga será el determinado anteriormente para las columnas; es decir $B_2 = 1.018$.

Con los factores de amplificación de los momentos de primer orden y con los resultados mostrados en la Tabla 5.3, se procede a calcular la resistencia requerida a flexión de la viga. En la Tabla 5.6 se presentan los momentos amplificados en las zonas de conexión y en el centro de luz de la viga.

Tabla 5.6 Resistencia requerida a flexión en las conexiones y en el centro de luz de la viga

Elemento	Ubicación	$M_s = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$
Viga	Conexión	-2.63 ton x m
	Centro de luz	+4.86 ton x m
	Conexión	-4.34 ton x m

Así, la máxima resistencia requerida a flexión de la viga será $M_s = 4.86 \text{ ton x m}$ por ser el valor más alto obtenido.

Finalmente, como resumen de los cálculos realizados se presentan en la Tabla 5.7 los valores de la resistencia requerida a flexión tanto para la viga como para las columnas.

Tabla 5.7 Resistencia requerida a flexión en los elementos del pórtico

Elemento	$M_s = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$
Viga	4.86 ton x m
Columnas	4.31 ton x m

c) Verificación de las conexiones empernadas

Las resistencias requeridas a flexión M_s en las zonas de conexión fueron presentadas en las Tablas 5.5 y 5.6. Los máximos valores obtenidos para la viga y columnas fueron $4.34 \text{ ton} \times \text{m}$ y $4.31 \text{ ton} \times \text{m}$ respectivamente, los cuales son nuevamente indicados en la Tabla 5.8.

Tabla 5.8 Resistencia requerida a flexión en la zona de conexión

Elemento	Zona	$M_s = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$
Viga	Conexión Viga-Columna	$4.34 \text{ ton} \times \text{m}$
Columnas	Conexión Viga-Columna	$4.31 \text{ ton} \times \text{m}$

De los dos valores de momento M_s en la conexión, se toma el mayor. Por consiguiente la resistencia requerida a flexión en las zonas de conexión será $M_s = 4.34 \text{ ton} \times \text{m}$. Respecto a la capacidad resistente de la conexión empernada determinada mediante la Ecuación General del *Power Model 3D*, ésta fue de $M_u = 5.79 \text{ ton} \times \text{m}$, tal como se muestra en la Tabla 5.2. Como la resistencia requerida a flexión en la conexión $M_s = 4.34 \text{ ton} \times \text{m}$ representa el 75% aproximadamente de la capacidad resistente, se deduce que la conexión empernada se desempeñará sin problemas.

Se puede dar el caso en el que la resistencia requerida a flexión M_s sea mayor a la capacidad resistente M_u de la conexión. En este caso se deberá seleccionar una conexión de mayor capacidad resistente, luego se determinarán sus rigideces, y posteriormente se realizará nuevamente el análisis estructural del pórtico para determinar la resistencia requerida a flexión para esta nueva conexión. Este procedimiento se repetirá hasta que la capacidad resistente de la nueva conexión sea mayor a la resistencia requerida. También se puede dar el caso en el que la capacidad resistente de la conexión sea mucho mayor a la resistencia requerida a flexión por lo que se tendría una conexión costosa. En este caso se sigue el mismo procedimiento del caso anterior, es decir se deberá seleccionar una conexión, pero de menor capacidad resistente, para luego determinar sus rigideces y la resistencia requerida a través del análisis estructural del pórtico. Este procedimiento se repetirá hasta que la capacidad resistente de la conexión M_u y la resistencia requerida M_s reduzcan su gran diferencia. En la Figura 5.6 se observa un diagrama de flujo que sintetiza el proceso descrito en este párrafo. Se observa en el diagrama de flujo, que el diseño estructural de las conexiones empernadas es un proceso iterativo. Este proceso comienza con el predimensionamiento de los elementos que conforman la conexión, continúa con la obtención de la capacidad resistente M_u y de las rigideces modificadas de la conexión R_{ko} y R_{kb} necesarias para realizar el análisis estructural, y con estos resultados se determina la resistencia requerida a flexión M_s de los elementos del pórtico (viga, columnas y conexiones). El proceso culmina cuando el diseñador elija una conexión cuya capacidad resistente sea mayor a la resistencia requerida a flexión sin que ella se encuentre sobredimensionada.

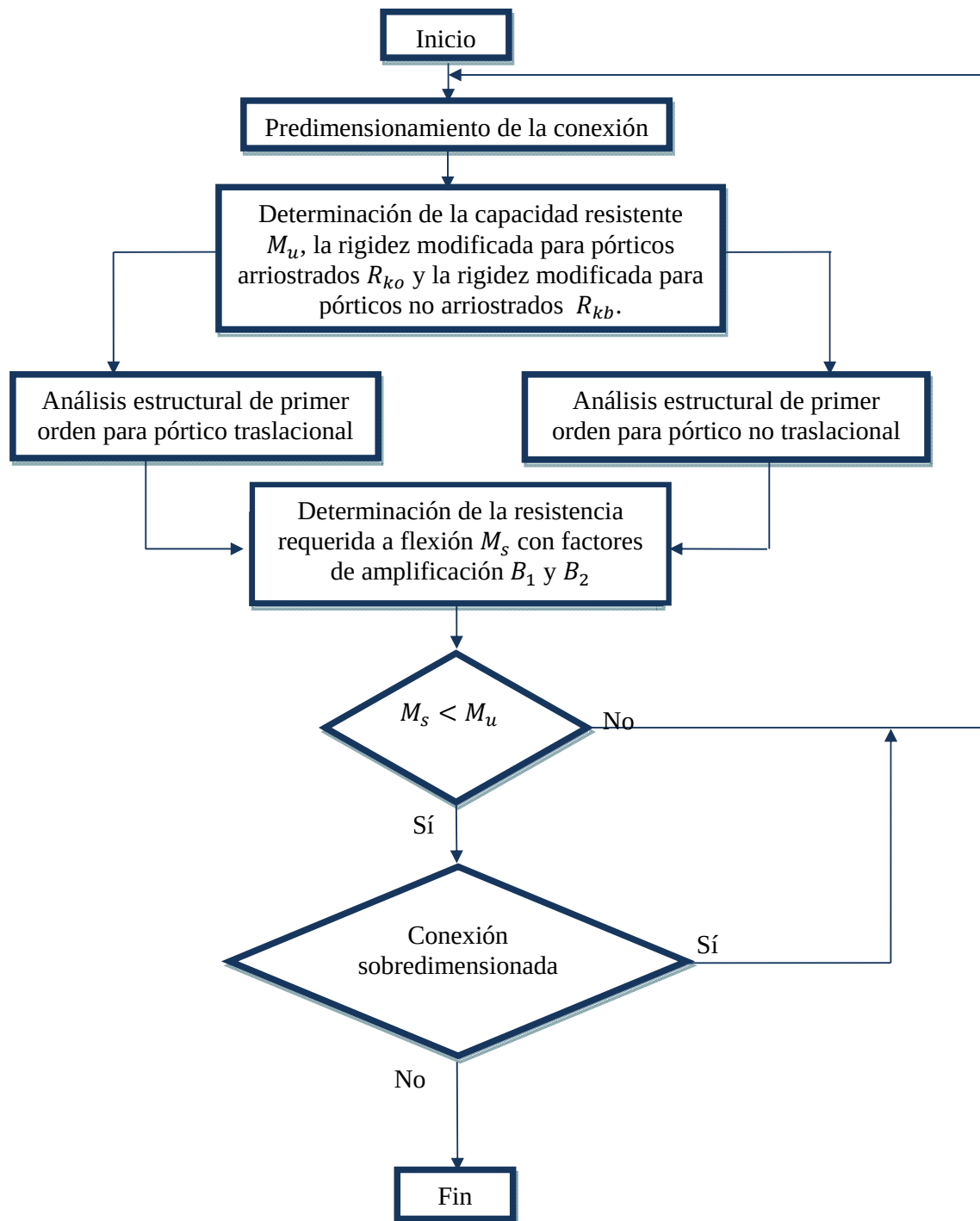


Figura 5.6 Diagrama de flujo para el diseño de las conexiones empernadas

Conclusiones y futuras líneas de investigación

En este último capítulo se recogen las principales conclusiones de la tesis, y se resaltan las líneas de investigación que quedan abiertas para futuros desarrollos.

1. Conclusiones generales

Kishi, Hasan Chen y Goto (1994) propusieron un modelo de tres parámetros que permite modelar los tipos de conexiones emperradas más comunes. El *Power Model 3D* permite determinar el comportamiento momento vs rotación de la conexión sin necesidad de realizar ensayos experimentales o simulaciones numéricas. Gracias al *Power Model 3D* se pueden conocer características importantes en una conexión como su rigidez, su resistencia y su ductilidad, para luego incorporarlas al análisis estructural de pórticos tal como se hizo en el Capítulo 5.

De los cuatro casos de conexiones emperradas viga-columna estudiados en esta tesis, se pudo observar que las conexiones Ángulo superior e inferior y Ángulo superior e inferior con doble ángulo en el alma poseen valores considerables de capacidad resistente y rigidez. Sin embargo, muchos diseñadores idealizan estas conexiones como articuladas con el fin de simplificar el análisis estructural. Ignorar el momento resistente de estas conexiones ocasionará vigas de dimensiones conservadoras dejando pasar la oportunidad de ahorrar costos importantes. En ese sentido, es recomendable incorporar el comportamiento semirrígido de estas conexiones en el análisis estructural de los pórticos. Por el contrario, las conexiones Ángulo simple en el alma y Ángulo doble en el alma presentan capacidades resistentes y rigideces muy bajas en comparación a los dos casos mencionados, por este motivo estas conexiones podrán ser idealizadas en el análisis estructural como conexiones articuladas.

Al incrementar el espesor o la longitud de los ángulos de conexión en las alas de la viga, o al incrementar el espesor o el número de filas de pernos de los ángulos ubicados en el alma de la viga, se producirá un incremento de la inercia a flexión en los ángulos, originando a su vez un incremento en la rigidez de las conexiones. Cabe resaltar que cuando se incrementa el espesor de los ángulos se contribuye con mayor eficacia al incremento de la rigidez y a la capacidad resistente de las conexiones, pues el incremento del espesor produce un aumento importante en la inercia a flexión de los ángulos dificultando la rotación de las conexiones por acción de las cargas actuantes sobre el pórtico. Por el contrario, para un mismo número de filas de pernos en los ángulos del alma, la capacidad resistente y la rigidez de las conexiones disminuirán si se incrementa el diámetro de los pernos en el alma. Similarmente, para una misma longitud de los ángulos superior e inferior, la capacidad resistente y la rigidez de la conexión disminuirán si se incrementa el

diámetro de los pernos en las alas. Esta disminución se debe a que la distancia entre las rótulas plásticas que se forman en los ángulos que conforman la conexión en el estado de colapso de la misma es menor provocando que el efecto de la interacción flexión-corte reduzca la capacidad de momento de la conexión. Adicionalmente, la falla mecánica de la conexión está relacionada al diámetro de los pernos, pues pernos de mayor diámetro reducen el espaciamiento entre ellos y su distancia al extremo del ángulo, lo que provocaría la falla de las conexiones por desgarramiento de sus ángulos.

El comportamiento semirrígido de las conexiones experimenta una mayor alteración cuando se varían los espesores de los ángulos que conectan las alas de la viga con el ala de la columna que cuando se varían los espesores de los ángulos ubicados en el alma de la viga. Esta mayor alteración en el comportamiento semirrígido de las conexiones es debida a que el momento que viaja a través de la viga por medio de una par de fuerza actuando en sus alas, se transmite en gran porcentaje a la columna a través de sus ángulos superior e inferior, mientras que un menor porcentaje de ese momento se transmite a través de los ángulos ubicados en el alma de la viga.

Una diferencia importante de la clasificación propuesta por el Eurocódigo 3 (1992) con respecto a las clasificaciones propuestas por la AISC (1999) y *Rafiq Hasan, Yosuk Kishi y Wai Fah Chen* (1998) es que proporciona dos gráficas de clasificación de conexiones: una para los pórticos arriostrados y la otra para los pórticos no arriostrados. Por otra parte, de las conexiones estudiadas se puede concluir que la clasificación propuesta por el Eurocódigo 3 (1992) considera como flexibles un mayor número de conexiones que la AISC (1999); a su vez, la AISC (1999) considera como flexibles más conexiones que la clasificación propuesta por *Rafiq Hasan, Yosuk Kishi y Wai Fah Chen* (1998). Entonces, se puede decir que el Eurocódigo 3 (1992) propone una clasificación más conservadora que la AISC (1999), mientras que esta última presenta una clasificación más conservadora que la propuesta por los autores del *Power Model 3D*.

En cuanto a la ductilidad de la conexión, no existe ningún parámetro en las normas internacionales ni en la norma peruana que permita cuantificarla, pero la norma AISC (1999) especifica en sus comentarios que una conexión se considera de ductilidad adecuada si antes de llegar a su estado de colapso plástico ha logrado girar 0.03 rad. Esta rotación es igual a la capacidad de rotación mínima especificada en las disposiciones sismorresistentes para una unión viga-columna. En el análisis del comportamiento semirrígido de las conexiones realizado en el Capítulo 4, se observa que todas las conexiones analizadas poseen una ductilidad adecuada puesto que todas lograron girar más de 0.03 rad antes de colapsar, esta afirmación va acorde con la hipótesis asumida por los autores del *Power Model 3D* presentada en el Capítulo 2 en la que, basados en numerosos ensayos experimentales, afirman que todas las conexiones empernadas estudiadas se comportan de manera dúctil. La adecuada ductilidad de una conexión es importante sobre todo en zonas sísmicas donde la conexión experimentará importantes deformaciones inelásticas durante el sismo antes de que la viga alcance su momento plástico.

Existen situaciones en donde no es necesario incluir los parámetros de la conexión en el análisis estructural. Por ejemplo, las conexiones simples y rígidas pueden ser idealizadas, para efectos del análisis, como articuladas o fijas respectivamente. Una vez que el análisis haya sido completado las deformaciones y fuerzas calculadas en las uniones pueden ser usadas para dimensionar los elementos de la conexión. En cambio en el diseño de conexiones semirrígidas la situación es diferente porque el proceso es iterativo debido a

que en la fase inicial se requiere realizar un predimensionamiento de los elementos que conforman la conexión, y a partir de esto se determina la rigidez de la conexión. Con la rigidez será posible realizar el análisis estructural y obtener los esfuerzos, deformaciones y desplazamientos de los pórticos. Seguidamente se hará una verificación de las dimensiones iniciales de la conexión con los resultados obtenidos del análisis estructural. Si las dimensiones de los elementos que conforman la conexión no son las adecuadas, estas dimensiones deberán ser modificadas y se repetirá el proceso del análisis estructural.

Las curvas momento vs rotación de las conexiones semirrígidas presentan comportamientos no lineales incluso a bajos valores momento-rotación, por ello su rigidez será variable según el momento que soporte dicha conexión. Es así que conviene usar rigideces distintas tanto para el análisis estructural de pórticos cuando el desplazamiento lateral no está permitido como cuando este desplazamiento está permitido. Estos dos casos de análisis estructural son propuestos por la norma peruana E.090 (2006) para incluir los efectos de no linealidad geométrica. Es importante también considerar un factor de longitud efectiva modificado e incorporarlo al análisis estructural, ya que así se reflejará en el diseño, la disminución de la estabilidad de las columnas a causa de la reducción de la restricción rotacional de los nudos del pórtico producida por las conexiones semirrígidas.

2. Futuras líneas de investigación

El trabajo realizado en esta tesis abre nuevas líneas de investigación, las cuales son mencionadas a continuación.

Análisis de estabilidad en pórticos metálicos con conexiones semirrígidas. El análisis de estabilidad es necesario para incorporar los efectos de segundo orden en el análisis estructural de pórticos. La norma peruana E.090 y la norma AISC exponen métodos similares para analizar la estabilidad en pórticos con conexiones rígidas y articuladas, pero no contemplan el análisis de estabilidad en pórticos con conexiones semirrígidas.

Planteamiento de una guía de diseño para pórticos metálicos con conexiones semirrígidas. La norma peruana E.090 y la norma AISC presentan procedimientos de diseño para pórticos con conexiones rígidas y articuladas. Sin embargo, para pórticos con conexiones semirrígidas, solamente la AISC brinda pautas generales de diseño pero sin llegar a presentar una metodología definida.

Referencias bibliográficas

- ANSI/AISC 360-05. (2005). *Specification for Structural Steel Building*.
- AISC. (1999). Especificaciones y comentarios.
- American Institute of Steel Construction, I. (1994). *Volume II Connections. Manual of Steel Construction Load and Resistance Factor Design*. Chicago, Illinois: Capítulo 9.
- American Institute of Steel Construction, Inc. (1994). *Volume II Connections. Manual of Steel Construction Load and Resistance Factor Design*. Chicago, Illinois: Capítulo 8.
- American Institute of Steel Construction, Inc. (1999). *Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings*. Chicago, Illinois.
- Chen, W. F. (1998). Frames with Partially Restrained Connections. *CE-STR-98-8*. School of Civil Engineering, University of Purdue, West Lafayette.
- Christopher, J., & Bjorhovde, R. (1999). *Semi-Rigid Frame Design Methods for Practicing Engineers*.
- European Committee for Standardization. (1992). Design of Steel Structures. En *Eurocode 3*: . Brussels.
- Goverdhan, A. V. (1983). *A Collection of Experimental Moment-Rotation Curves and Evaluation of Prediction Equations for Semi-Rigid Connections*. Vanderbilt University, Nashville, TN.
- Hasan, R., Kishi, N., & Chen, W. F. (1998). A New Non-linear Connection Classification System. *Journal of Constructional steel Research* 47, 119-140.
- Kim, S. E., & Chen, W. F. (1995). Practical Advance Analysis for Semi-Rigid Frames. *CE-STR-95-17*. School of Civil Engineering, Purdue University, West Lafayette.
- Kim, Y., & Chen, W. F. (1996). Practical Analysis for Semi-Rigid Frames Design with LRFD. *CE-STR-96-13*. School of Civil Engineering, Purdue University, West Lafayette.
- Kim, Y., & Chen, W. F. (1997). Design Tables for Top and Seat Angle Connections. *CE-STR-97-9*. School of Civil Engineering, Purdue University, West Lafayette.
- Kishi, N., & Chen, W. F. (1986). Data Base of Steel Beam-to-Column Connections. *CE-STR-86-26*. School of Civil Engineering, Purdue University, West Lafayette.
- Kishi, N., Chen, W. F., & Goto, Y. (1995). Effective Length Factor of Columns in Semi Rigid and Unbraced Frames. *CE-STR-95-5*. School of Civil Engineering, Purdue University, West Lafayette.
- Kishi, N., Chen, W. F., Goto, Y., & Matsuoka, K. G. (1992). Design Aid of Semi-Rigid Connections for Frame Analysis. *CE-STR-92-24*. School of Civil Engineering, Purdue University, West Lafayette.

- Kishi, N., Hasan, R., Chen, W. F., & Goto, Y. (1994). Power model for semirigid connections. *CE-STR-94-17*. School of Civil engineering, Purdue University, West Lafayette.
- Manson, L. (2006). Analysis and comparison of connections in steel structures. Massachusetts: Massachusetts Institute of Tecnology.
- McCormac, J. C. (2002). *Diseño de Estructuras de Acero. Método LRFD*. México: Alfaomega.
- Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento. (8 de junio de 2006). E.090. *El Peruano*.
- Nethercot, D. A. (1985). A review of Test Data and its Applicability to the Evaluation of Joint Behaviour in the Performance of Steel Frames. *Steel Beam-to-Column connections*. CIRIA Report, RP338.
- Nethercot, D. A., & Zandonini, R. (1989). *Methods of Prediction of Join Behaviour*. Elsevier Applied Science Publisher.
- Richard Liew, J. Y., White, D. W., & Chen, W. F. (1993). Limit States Design of Semi-Rigid Frames Using Advanced Analysis. *Journal Constructional Steel Research Vol. 26*.
- Salles, L. (2000). *Sistemas Construtivos Semi-rígidos Mistos para edificacoes*. Pontificia Universidad Católica de Rio de Janeiro. Rio de Janeiro: Departamento de Engenharia civil.
- Vinnakota, S. (2006). *Estructuras de Acero. Comportamiento y LRFD*. México: McGraw-Hill Interamericana.
- Xu, L. (2001). *Second Order Analysis for Semirigid Steel Frame Design*. Canada: Canadian Journal of Civil Engineering.
- Zapata Baglietto, L. (2007). Conexiones en Estructuras de Acero. *Conferencia Internacional en Ingeniería Sísmica*. Lima.
- Zoetemeijer. (1983). *Summary of the Research on Bolted Beam to Column Connections (Period 1978-1983)*. Report N 6-85-M, Steven Laboratory, Delft.

Anexo A

Kishi, Hasan, Chen y Goto (1994) propusieron una serie de fórmulas para el cálculo del momento resistente M_u , la rigidez inicial R_{ki} , y el parámetro de forma n de las conexiones Ángulo simple en el alma, Ángulo doble en el alma, Ángulo superior e inferior y Ángulo superior e inferior con doble ángulo en el alma. Debido a la complejidad de este método, se elaboró en esta tesis un programa en *Excel* que permite calcular estos tres parámetros de la Ecuación General del *Power Model 3D*. Para ejecutar el programa previamente se necesita conocer las características geométricas de la conexión, para ello se ingresan los diez parámetros de la conexión, los cuales son determinados siguiendo el procedimiento descrito en el Acápite 3.1. Asimismo, el programa requiere conocer las propiedades del material del que están hechos los elementos de la conexión, se ingresarán entonces el módulo de elasticidad del acero y su esfuerzo de fluencia. Para la obtención de los resultados se resolverán 2 ecuaciones utilizando la herramienta *Solver*; así el programa mostrará los valores del momento resistente M_u , la rigidez inicial R_{ki} , y el parámetro de forma n de las conexiones Ángulo simple en el alma, Ángulo doble en el alma, Ángulo superior e inferior y Ángulo superior e inferior con doble ángulo en el alma.

A continuación se describirá el procedimiento simplificado para calcular los valores de M_u , R_{ki} y n . Las Figuras A.1 y A.2 muestran las 2 pestañas de las que está conformado el programa en *Excel*.

1. La Figura A.1 muestra la primera pestaña del programa en *Excel* donde se visualizan las propiedades y dimensiones de los perfiles comerciales (AISC). En ella se seleccionan el perfil comercial para la viga y los perfiles angulares que conforman la conexión. Para el predimensionamiento realizado en el Acápite 3.2 del Capítulo 3, se escogen los perfiles W8X35 para la viga, L4X4X1/4 para los ángulos conectados al alma de la viga y L4X4X1/2 tanto para el ángulo superior como para el ángulo inferior. Una vez seleccionados los perfiles, se podrán visualizar automáticamente las dimensiones y propiedades de cada uno de ellos.
2. En la Figura A.2 se observan 5 bloques o grupos de celdas. En el primer bloque se ingresan las propiedades del material como el módulo de elasticidad (E) y el esfuerzo de fluencia (σ_y). Para el acero A36, el módulo de elasticidad es 29000 ksi y el esfuerzo de fluencia es 36 ksi (se usa el Sistema de Unidades Inglés puesto que las medidas utilizadas internacionalmente para pernos y perfiles comerciales están dadas generalmente en dicho sistema). En el segundo bloque se agrupan los diez parámetros de la conexión, aquí se ingresarán los valores mostrados en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** obtenidos en el Acápite 3.2; solamente será necesario ingresar los valores de los parámetros de las celdas en verde puesto que los valores de las celdas en celeste son jalados de la primera pestaña. En el tercer bloque se muestran los valores de los parámetros adicionales, que forman parte de las ecuaciones propuestas por *Kishi, Hasan, Chen y Goto* (1994) (ver **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** y **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**) y que son calculados automáticamente por el programa en *Excel* al ingresar los diez parámetros de la conexión. En la Figura A.2 se observan once parámetros debido a que se adicionó la posibilidad de que los pernos en los ángulos del alma tengan un diámetro distinto a los pernos de los ángulos superior e inferior. De esta manera el parámetro w es reemplazado por los parámetros w_a (Longitud de la cabeza del perno en el alma) y $w_{t,s}$ (longitud de la cabeza del perno en los ángulos superior e inferior).

3. En el cuarto bloque se presentan dos ecuaciones que deberán ser resueltas utilizando la herramienta *Solver*. Esta herramienta utiliza dos celdas, una es la celda objetivo y la otra es la celda a cambiar, las cuales son indicadas en la figura para cada una de las dos ecuaciones. Cabe resaltar que el *Solver* resuelve la ecuación encontrando el valor de la celda a cambiar para el cual la celda objetivo es aproximadamente cero. En el quinto y último bloque se presentan los tres parámetros de la ecuación general del *Power Model 3D* para cada uno de los tipos de conexiones tratados en esta tesis (las unidades de los tres parámetros se presentan tanto en el Sistema de Unidades Inglés como en el Sistema Internacional de Unidades de Medida). Estos parámetros son calculados por el *Excel* al resolver las dos ecuaciones del bloque 4 (ver **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**).

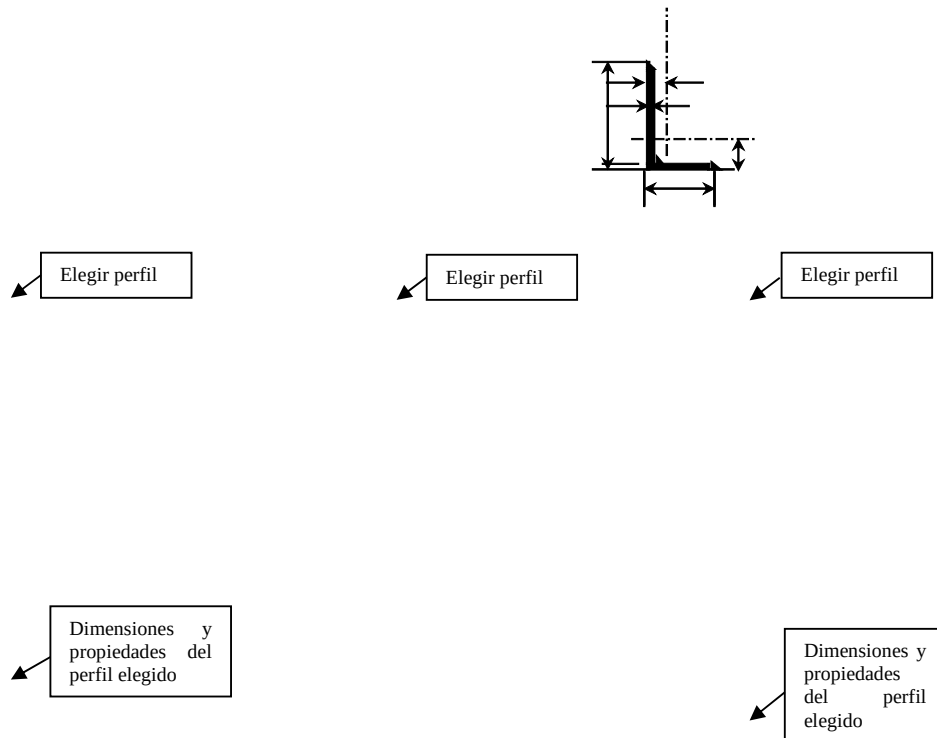


Figura A.1 Elección de los perfiles de la viga y ángulos.

Power model 3D											
1	Datos		En los casilleros en verde se ingresarán datos.								
	E(ksi)	σy(ksi)	36								
2	Diez Parámetros de la conexión										
	ta(in)	k _w (in)	I _p (in)	g _c (in)	d(in)	w _s (in)	w _{t,s} (in)	t _t =t _s (in)	k _t =k _s (in)	l _t =l _s (in)	g _t =g _s (in)
	0.25	0.625	5.5	1.96875	8.12	1.25	1.25	0.50	0.88	6	2.21875
3	Celda a cambiar 2 (ε _t)										
	Celda a cambiar 1 (ε _w)										
	Parámetros adicionales										
	I _{ow}	M _{ow}	β _w	γ _w	ω _w	κ _w	β' _w	ξ _w	θ ₀ (A.S. Y A.D.)	θ ₀ (A.S. + A.I.)	θ ₀ (A.S.+A.I.+A.D)
	0.0013	0.5625	0.3580	22.0000	3.0000	2.5000	0.1307	0.1858	0.0070	0.0026	0.0031
	I _{ot}	M _{ot}	β _t	γ _t	δ _t	ω _t	K _t	β' _t	logθ ₀ (A.S. Y A.D.)	logθ ₀ (A.S. + A.I.)	logθ ₀ (A.S.+A.I.+A.D)
0.010	2.250	0.370	12.000	16.240	2.500	1.750	0.224	-2.155	-2.582	-2.511	
	β* _t	D _{ts}	ξ _t	δ _w	β' _{wt}	ρ	D _w	Rk _{its} (Klbin)	Mu _{ts} (klbin)	Mu _w (klbin)	
	0.94	1.67	0.74	32.48	0.22	0.50	0.28	150286.91	393.57	12380.45	
										108.02	
4	Celda objetivo 1										
	Celda objetivo 2										
	Ecuaciones→0										
	Ec. 1	-2.6478E-07									
	Ec. 2	-9.7457E-07									
5	Parámetros del Power model 3D										
	Ángulo simple en el alma			Ángulo doble en el alma			Ángulo superior e inferior		Ángulo superior e inferior con doble ángulo en el alma		
	Rk _i (Klbin)	Mu _i (klbin)	n	Rk _i (Klbin)	Mu _i (klbin)	n	Rk _i (Klbin)	Mu _i (klbin)	n	Rk _i (Klbin)	Mu _i (klbin)
	4762.55	31.12		9525.09	62.24		150286.91	393.57		162667.36	501.59
	Rk _i (Tonxm)	Mu _i (Tonxm)	1.17	Rk _i (Tonxm)	Mu _i (Tonxm)	1.08	Rk _i (Tonxm)	Mu _i (Tonxm)	0.90	Rk _i (Tonxm)	Mu _i (Tonxm)
	54.99	0.36	109.97	0.72		1735.13	4.54		1878.07	5.79	
										1.12	

Figura A.2 Obtención de R_{ki} , M_u y n

Anexo B

En este anexo se presentan los resultados del análisis estructural realizado al pórtico presentado en la Figura 5.1.



Figura B.1 Configuración del pórtico de análisis

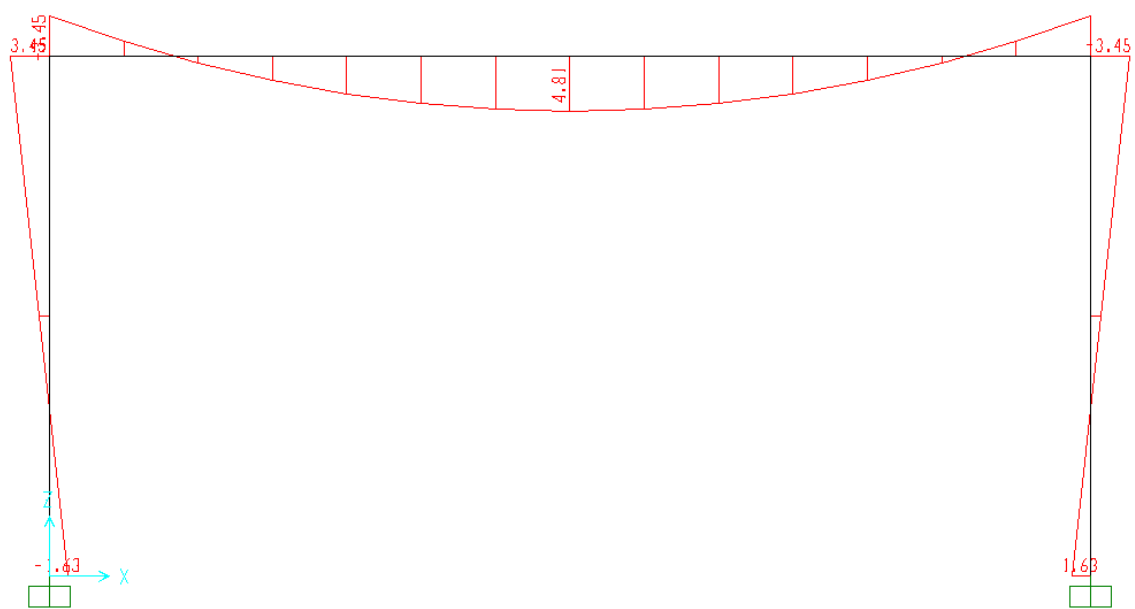


Figura B.2 Diagrama de momentos flectores del pórtico semirrígido no traslacional

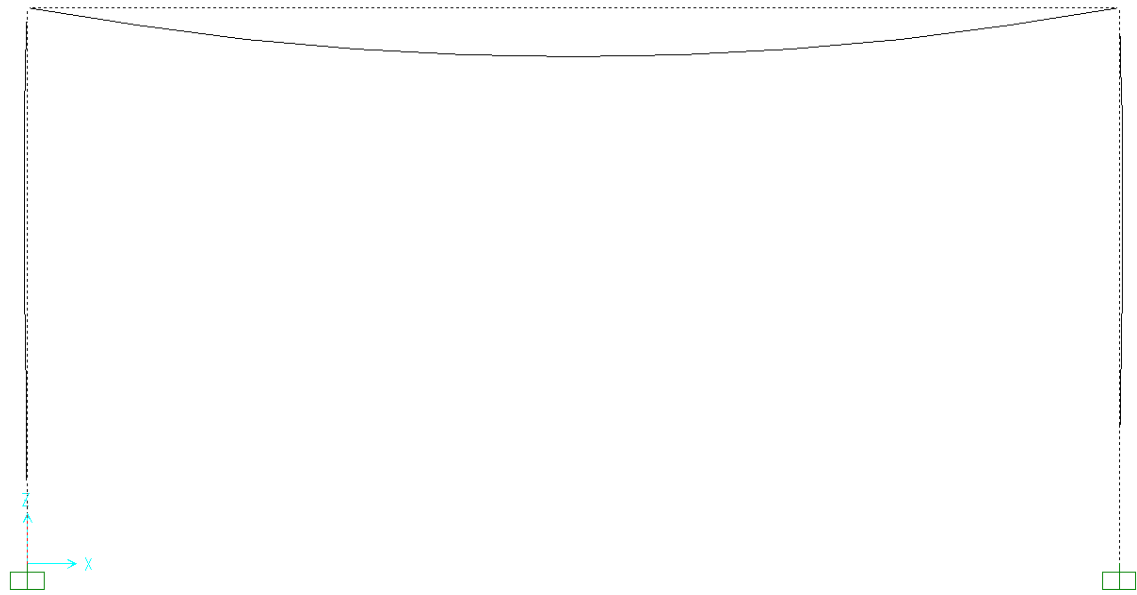


Figura B.3 Configuración deformada del pórtico semirrígido no traslacional

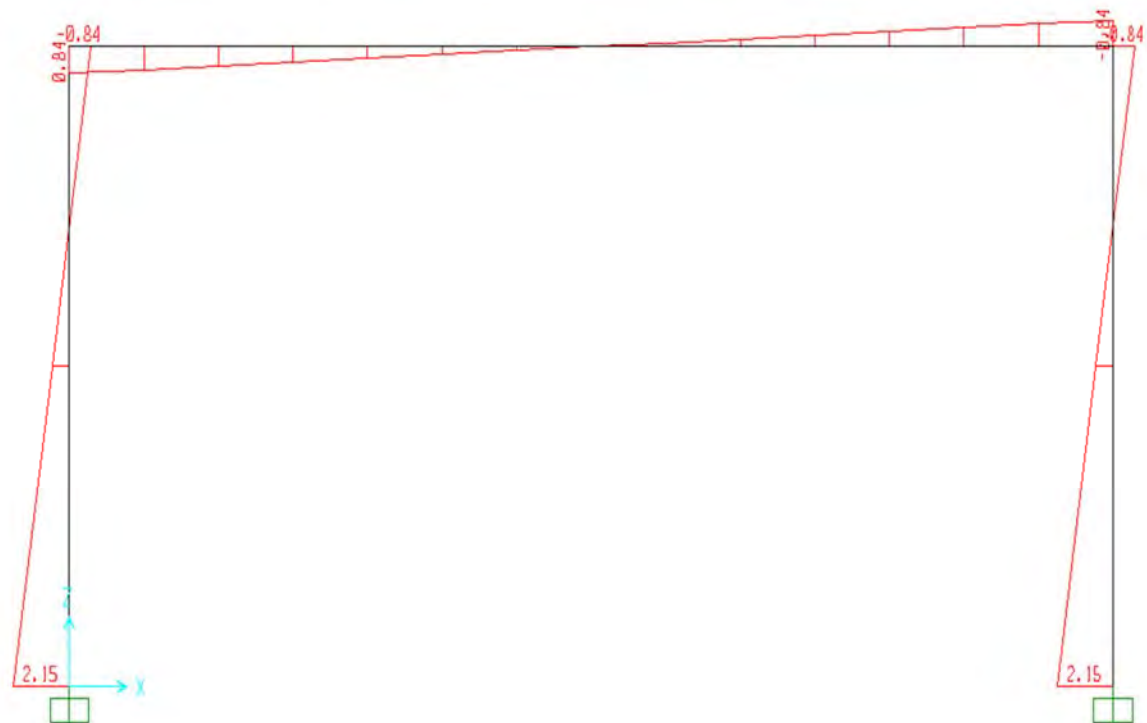


Figura B.4 Diagrama de momentos flectores del pórtico semirrígido traslacional

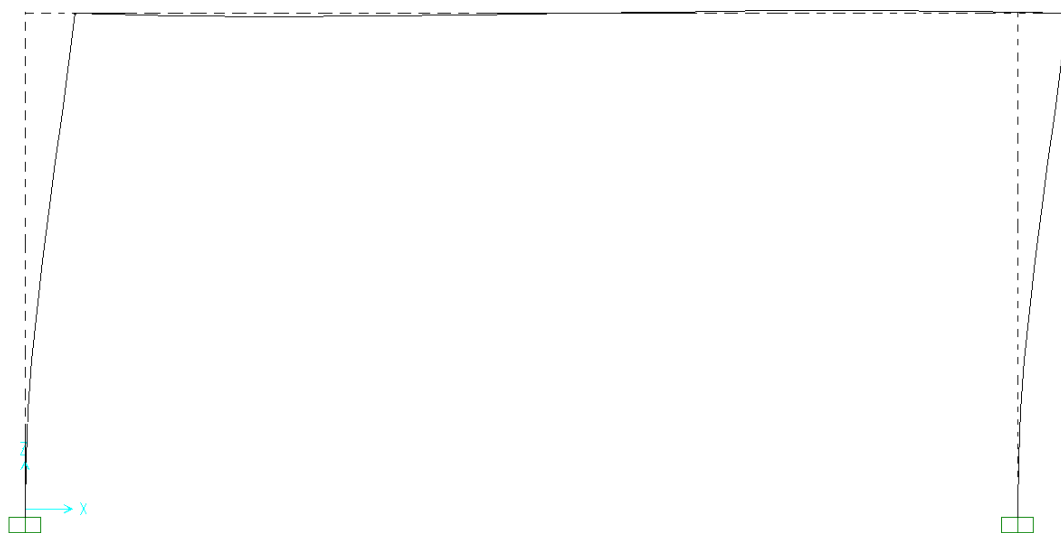


Figura B.5 Configuración deformada del pórtico semirrígido traslacional

Tabla B.1 Momentos en la viga y columnas del Pórtico semirrígido para los casos traslacional y no traslacional (Resultados del SAP2000)

Sistema	Elemento	Distancia (m)	My (ton x m)
Pórtico traslacional	1	0.0000	2.1694
	1	2.0000	0.6633
	1	4.0000	-0.8427
	2	0.0000	0.8427
	2	0.5714	0.7227
	2	1.1429	0.6027
	2	1.7143	0.4826
	2	2.2857	0.3626
	2	2.8571	0.2426
	2	3.4286	0.1225
	2	4.0000	0.0025
	2	4.5714	-0.1176
	2	5.1429	-0.2376
	2	5.7143	-0.3576
	2	6.2857	-0.4777
	2	6.8571	-0.5977
	2	7.4286	-0.7177
	2	8.0000	-0.8378
	3	0.0000	-0.8378
	3	2.0000	0.6562
	3	4.0000	2.1501
Pórtico no traslacional	1	0.0000	-1.6286
	1	2.0000	0.9131
	1	4.0000	3.4548
	2	0.0000	-3.4548
	2	0.5714	-1.2613
	2	1.1429	0.5947
	2	1.7143	2.1133
	2	2.2857	3.2944
	2	2.8571	4.1380
	2	3.4286	4.6442
	2	4.0000	4.8130
	2	4.5714	4.6442
	2	5.1429	4.1380
	2	5.7143	3.2944
	2	6.2857	2.1133
	2	6.8571	0.5947
	2	7.4286	-1.2613
	2	8.0000	-3.4548
	3	0.0000	-3.4548
	3	2.0000	-0.9131
	3	4.0000	1.6286

My = Momento flector en vigas y columnas para los casos traslacional y no traslacional.

Tabla B.2 Momentos en los nudos del pórtico semirrígido para los casos traslacional y no traslacional (Resultados SAP2000)

Sistema	Nudo	My (ton x m)
Pórtico traslacional	1	-2.1694
	2	-0.8427
	3	-0.8378
	4	-2.1501
Pórtico no traslacional	1	1.6286
	2	3.4548
	3	-3.4548
	4	-1.6286

My = Momento flector en las conexiones viga-columna para los casos traslacional y no traslacional.

Tabla B.3 Desplazamientos en los nudos del pórtico semirrígido para los casos traslacional y no traslacional (Resultados SAP2000)

Sistema	Nudo	Ux (m)	Ry (rad)	θ_r (rad)
Pórtico traslacional	1	0.000000	0.000000	0.000000
	2	0.007156	0.001980	0.000860
	3	0.007087	0.001959	0.000845
	4	0.000000	0.000000	0.000000
Pórtico no traslacional	1	0.000000	0.000000	0.000000
	2	0.000000	0.002726	0.006140
	3	0.000000	-0.002726	-0.006140
	4	0.000000	0.000000	0.000000

Ux = Desplazamiento horizontal en los nudos para los casos traslacional y no traslacional.

Ry = Rotación absoluta en los nudos para los casos traslacional y no traslacional.

θ_r = Rotación relativa en los nudos debido a la conexión semirrígida para los casos traslacional y no traslacional.