



**ESPE**

**UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS**  
**INNOVACIÓN PARA LA EXCELENCIA**

**DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA ENERGÍA Y  
MECÁNICA**

**CARRERA DE INGENIERÍA MECÁNICA**

**PROYECTO DE TITULACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL  
TÍTULO DE INGENIERO MECÁNICO**

**TEMA: DISEÑO, CONSTRUCCION Y SIMULACION DE UN  
ARBOL DE CONEXIONES TIPO DE ACUERDO A LA NORMA  
AISC 360-10**

**AUTORES: EGAS VASCONEZ FELIPE GABRIEL  
COBOS RECALDE PATRICIO ANDRES**

**DIRECTOR: ING. FERNANDO OLMEDO  
CODIRECTOR: ING. CARLOS NARANJO**

**SANGOLQUÍ**

**2015**

## CERTIFICACIÓN DE LA ELABORACIÓN DEL PROYECTO

El proyecto “**DISEÑO, CONSTRUCCION Y SIMULACION DE UN ARBOL DE CONEXIONES TIPO DE ACUERDO A LA NORMA AISC 360-10**” fue realizado en su totalidad por los señores Felipe Gabriel Egas Vasconez y Patricio Andrés Cobos Recalde, como requerimiento parcial para la obtención del título de Ingeniero Mecánico.

---

Ing. Fernando Olmedo  
DIRECTOR

---

Ing. Carlos Naranjo  
CODIRECTOR

Sangolquí, Agosto de 2015

## AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD

Nosotros, **EGAS VÁSCONEZ FELIPE GABRIEL Y COBOS RECALDE  
PATRICIO ANDRES**

### DECLARAMOS QUE:

La tesis/proyecto de grado titulado: **“DISEÑO, CONSTRUCCION Y SIMULACION DE UN ARBOL DE CONEXIONES TIPO DE ACUERDO A LA NORMA AISC 360-10”** ha sido desarrollado en base a una investigación exhaustiva, respetando los derechos intelectuales de terceros, cuyas fuentes se incorporan en la bibliografía. Consecuentemente este trabajo es de nuestra autoría.

En virtud de esta declaración, nos responsabilizamos del contenido, veracidad y alcance científico de la tesis/proyecto de grado en mención.

---

Egas V. Felipe G.

1719897413

---

Cobos R. Patricio A.

1718631615

Sangolquí, Agosto de 2015

## AUTORIZACIÓN

**Nosotros, EGAS VÁSCONEZ FELIPE GABRIEL Y COBOS RECALDE  
PATRICIO ANDRES**

Autorizamos a la Universidad de las Fuerzas Armadas “ESPE” la publicación, en la biblioteca virtual de la institución, el proyecto de grado titulado “**DISEÑO, CONSTRUCCION Y SIMULACION DE UN ARBOL DE CONEXIONES TIPO DE ACUERDO A LA NORMA AISC 360-10**”, cuyo contenido, ideas y criterios son de nuestra responsabilidad y autoría.

---

Egas V. Felipe G.  
1719897413

---

Cobos R. Patricio A.  
1718631615

Sangolquí, Agosto de 2015

## DEDICATORIA

Dedico este trabajo principalmente a mi madre, por todas sus ayudas y permitirme el haber llegado hasta este momento tan importante de mi formación profesional, agradecer a mi familia y amigos por ser el pilar más importante y demostrarme su cariño y apoyo incondicional. También quiero agradecer a mi padre que a pesar de la distancia nunca nos ha abandonado y por su ayuda he podido llegar hasta aquí.

Felipe Egas

A mis padres por ser el pilar fundamental en todo lo que soy, en toda mi educación, tanto académica, como de la vida, por su incondicional apoyo perfectamente mantenido a través del tiempo, a mi madre Lourdes Recalde y padre Patricio Cobos, por darme la vida, quererme mucho, creer en mí y porque siempre me apoyaron. Mamá y papá gracias por darme una carrera para mi futuro, todo esto te lo debo a ustedes, agradecer a mi abuelita Blanquita, por quererme, apoyarme y cuidarme en mis primeros años de universidad y me seguiste apoyando desde el cielo, gracias abuelita y por último a mi enamorada, Adriana Paredes por ayudarme y acompañarme en la elaboración de este proyecto, gracias amor.

Patricio Cobos

## AGRADECIMIENTO

Queremos agradecer a nuestros padres por hacer realidad este momento ya que sin ellos esto no hubiese sido posible, también agradecer a toda la familia y amigos por brindarnos su apoyo y confianza total hacia nosotros y agradecer a nuestros profesores y tutores del proyecto de grado ya que a través de los años han sabido ser la guía para nuestra formación como ingenieros mecánicos

Egas Felipe, Cobos Patricio

## INDICE

## Contenido

CERTIFICACIÓN DE LA ELABORACIÓN DEL PROYECTO .....	i
AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD .....	ii
AUTORIZACIÓN.....	iii
CAPITULO 1.....	1
GENERALIDADES .....	1
1.1. Antecedentes .....	1
1.1.1. Comportamiento y condiciones en conexiones: .....	2
1.2. Justificación .....	5
1.3. Alcance del proyecto.....	7
1.4. Objetivo general.....	8
1.5. Objetivos específicos .....	9
CAPITULO 2.....	10
MARCO TEORICO .....	10
2.1. Tipos de conexiones según la AISC 360-10.....	10
2.2. Viga de Timoshenko .....	13
2.3. Criterio de máxima tensión de von mises .....	15
2.4. Análisis de juntas empernadas.....	15
2.5. Tipos de Juntas (Conexiones).....	15
2.6. Pernos de anclaje: .....	17
2.7. Análisis del tipo y proceso a realizar en las juntas soldadas .....	18
2.8. Procesos de soldadura a utilizar en las conexiones .....	20
2.9. Resistencia de diseño .....	21
2.10. Análisis de los esfuerzos a compresión, tracción y flexión en conexiones y vigas .....	22

2.11.	Acero utilizado en la construcción de las conexiones estructurales.	29
CAPITULO 3.....		32
CÁLCULO Y DISEÑO DE LA CONEXIÓN DE MARCO RIGIDO		
SOLDADA.....		32
3.1.	Diseño de la columna c1 .....	32
3.1.1.	Diseño de la columna C1 a flexión y carga axial según sección H1 norma AISC 360-10 .....	32
3.1.2.	Análisis a compresión .....	34
3.1.3.	Análisis de flexión método LRFD .....	35
3.1.4.	Análisis a tracción método ASD .....	36
3.1.5.	Análisis a flexión por el método ASD.....	37
3.1.6.	Análisis de esbeltez .....	38
3.2.	Diseño de la viga b4.....	41
3.2.1.	Análisis A flexión LRFD.....	441
3.2.2.	Análisis a Flexión método ASD .....	43
3.2.3.	Análisis de esbeltez .....	44
3.3.	Diseño de la placa base .....	49
3.3.1.	DIMENSIONES .....	50
3.3.2.	Determinar la excentricidad equivalente:.....	50
3.3.3.	Espesor placa base.....	54
3.4.	Diseño de los pernos de anclaje .....	56
3.4.1.	Resistencia requerida a tensión: .....	57
3.4.2.	Selección de perno de anclaje .....	58
3.4.3.	Resistencia disponible de aplastamiento.....	60
3.5.	Diseño de la placa de cortante .....	61
3.6.	Diseño de cubre placas soldadas.....	67
CAPITULO 4.....		72

SIMULACION DE CONEXIONES ESTRUCTURALES TIPO.....	72
4.1. Simulación de conexiones sometidas a cortante simple.....	72
4.1.1. Conexiones viga-viga.....	72
4.1.2. Conexión viga-columna.....	97
4.2. Conexiones de momento.....	106
4.2.1. Conexiones Viga-Columna.....	106
4.3. Tabla de resultados.....	118
4.4. Análisis de B4 como viga de Timoshenko.....	120
4.5. Pruebas y análisis de la conexión de marco rígido soldado.....	129
CONSTRUCCIÓN DEL ÁRBOL DE CONEXIONES TIPO.....	134
5.1. Perfiles estructurales utilizados en la construcción del árbol.....	134
5.2. Operaciones Tecnológicas.....	139
5.2.1. Conformado.....	139
5.2.2. Medición y marcado.....	141
5.2.3. Corte.....	141
5.2.4. Soldadura.....	142
5.2.5. Nivelado y escuadrado.....	142
5.2.6. Punteado de la soldadura.....	143
5.2.7. Esmerilado y pulido.....	144
5.2.8. Tiempos de construcción.....	144
5.2. Ensamblaje del árbol de conexiones estructurales.....	146
5.2.1. Conexión entre columna 1 y columna 2.....	146
5.2.2. Montaje de apoyo de columna.....	147
5.2.3. Montaje viga B1.....	148
5.2.4. Montaje viga B2.....	149
5.2.5. Montaje viga B3.....	151

5.2.6. Montaje viga B4. ....	153
5.2.7. Montaje viga B5. ....	155
5.2.8. Montaje viga B6. ....	156
5.2.9. Montaje armadura B7.....	158
5.2.10. Montaje viga B8. ....	159
5.2.11. Construcción de la base de hormigón. ....	161
CAPITULO 6.....	164
ANALISIS DE COSTOS.....	164
6.1. Costos Directos.....	164
6.2. Costos indirectos.....	167
6.3. Costos totales .....	167
CAPITULO 7.....	170
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....	170
7.1. Conclusiones .....	170
7.2. Recomendaciones .....	172
BIBLIOGRAFIA.....	174

### ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2. 1.: Dimensiones de perforaciones para pernos .....	16
Tabla 2. 2 Propiedades de pernos de anclaje .....	18
Tabla 2. 3. Propiedades del acero A36 .....	29
Tabla 4. 1 . Conexión viga-viga a corte simple.....	118
Tabla 4. 2. Conexión viga-columna a corte simple.....	119
Tabla 4. 3. Conexión viga- columna a momento .....	119
Tabla 4. 4 Desplazamiento en cada nodo de la viga.....	124
Tabla 4. 5. Giro en cada nodo de la viga B4 .....	124
Tabla 4. 6. Coordenadas nodales .....	127

Tabla 4. 7. Elementos y rigidez axial .....	127
Tabla 4. 8. Cargas aplicadas .....	127
Tabla 4. 9. Esfuerzos axiales.....	128
Tabla 4. 10 Deflexiones tomadas en pruebas sobre la viga B4.....	129
Tabla 5. 1. Tiempos de construcción .....	145
Tabla 5. 2. Tiempo de construcción para una conexión de marco rígido soldada.....	146
Tabla 6. 1. Costos directos .....	164
Tabla 6. 2. Costos directos de equipos y herramientas.....	165
Tabla 6. 3. Costos directos de mano de obra.....	166
Tabla 6. 4. Costos directos de transporte .....	166
Tabla 6. 5. Costos indirectos .....	167
Tabla 6. 6. Costos totales .....	167
Tabla 6. 7. Tabla de costo de materiales de una conexión de marco rígido soldada .....	168
Tabla 6. 8. Tabla de costo de equipo y herramientas para una conexión margo rígido soldado .....	168
Tabla 6. 9. Tabla de costo de mano de obra para una conexión de marco rígido soldada .....	169
Tabla 6. 10. Tabla de costo total de una conexión de marco rígido soldada .....	169

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. 1. Conexión simple con ángulos .....	2
Figura 1. 2. Conexión simple con placa .....	2
Figura 1. 3. Conexión a momento con placa extrema .....	3
Figura 1. 4. Comportamiento de pórticos arriostrados .....	4
Figura 1. 5. Árbol de conexiones .....	5
Figura 2. 1 Conexiones simples.....	10

Figura 2. 2. Conexiones rígidas .....	11
Figura 2. 3. Conexiones rígidas .....	12
Figura 2. 4. Conexiones semirrígidas.....	12
Figura 2. 5. Modelos de arriostamientos .....	13
Figura 2. 6. Compatibilidad de la soldadura en aceros y electrodos .....	19
Figura 2. 7. Soldadura de filete .....	20
Figura 2. 8. Proceso de soldadura SMAW .....	20
Figura 2. 9. Tamaño mínimo para soldadura de filete .....	21
Figura 2. 10. Razones ancho-espesor .....	25
Figura 2. 11. Selección para la aplicación de secciones .....	26
Figura 3. 1. COLUMNA C1 .....	33
Figura 3. 2. Propiedades del perfil HEB200 .....	33
Figura 3. 3. Detalle geométrico de la columna HEB.....	34
Figura 3. 4. Distancia de la carga aplicada .....	35
Figura 3. 5. Tabla B4.1 de la norma AISC 360.....	38
Figura 3. 6. Tabla B4.1 de la norma AISC 360.....	40
Figura 3. 7. : Viga B4 .....	41
Figura 3. 8. Propiedades del perfil IPE 300.....	42
Figura 3. 9. Tabla B4.1 de la norma AISC 360.....	44
Figura 3. 10. Tabla B4.1 de la norma AISC 360.....	46
Figura 3. 11. Tabla F1.1 de la norma AISC 360.....	47
Figura 3. 12. Tabla J3.1 de la norma AISC .....	59
Figura 3. 13. Distancia mínima al borde del agujero .....	59
Figura 3. 14. Medidas de las placa de transmisión de cortante.....	62
Figura 3. 15. Notación de dimensiones para la placa de cortante .....	62
Figura 3. 16. Tabla 2.4 Resistencia al cortante simple de pernos estándar grado 2 .....	64
Figura 3. 17. Tabla 3.4 Resistencia ultima de soldadura de filete .....	66
Figura 3. 18. Dimensiones de la cubre placa soldada.....	67
Figura 3. 19. Sección crítica en el centro de la columna .....	69

Figura 4. 1 Perfil L conexión de viga B1B .....	73
Figura 4. 2. Conexión Viga-Viga (B1 y B1B) .....	73
Figura 4. 3. Mallado de viga B1B .....	74
Figura 4. 4. Fuerza aplicada sobre viga B1B .....	74
Figura 4. 5. Comportamiento de la viga B1B Ante la carga aplicada.....	75
Figura 4. 6. Conexión viga-viga (B1-B1A).....	76
Figura 4. 7. Mallado viga B1A .....	76
Figura 4. 8. Fuerza aplicada sobre la viga B1A.....	77
Figura 4. 9. Comportamiento de la viga B1A ante la fuerza aplicada .....	77
Figura 4. 10. Conexión viga-viga (B2-B2A).....	78
Figura 4. 11. Mallado de la viga B2A .....	79
Figura 4. 12. Fuerza aplicada sobre viga B2A .....	79
Figura 4. 13. Comportamiento de la viga B2A ante la fuerza aplicada .....	79
Figura 4. 14. Conexión viga-viga (B2-B2b) .....	81
Figura 4. 15. Mallado de viga B2B .....	81
Figura 4. 16. Fuerza aplicada sobre viga B2B .....	82
Figura 4. 17. Comportamiento de la viga B2B al aplicar la carga establecida .....	82
Figura 4. 18. Conexión viga-viga (B3-B3A9) .....	83
Figura 4. 19. Mallado de la viga B3A .....	84
Figura 4. 20. Fuerza aplicada sobre la viga B3A.....	84
Figura 4. 21. Comportamiento de la viga B3A bajo la carga aplicada .....	85
Figura 4. 22. Conexión viga-viga (B3-B3B).....	86
Figura 4. 23. Mallado de viga B3B .....	86
Figura 4. 24. Fuerza aplicada sobre viga B3B .....	87
Figura 4. 25. Comportamiento de la viga B3B bajo la carga aplicada .....	87
Figura 4. 26. Conexión viga-viga (B4-B4A).....	88
Figura 4. 27. Mallado de la viga B4A .....	89
Figura 4. 28. Fuerza aplicada sobre la viga B4A.....	89
Figura 4. 29. Comportamiento de la viga B4A bajo la carga aplicada .....	90
Figura 4. 30. Conexión viga-viga (B4-B4B).....	91
Figura 4. 31. Mallado de la viga B4B .....	91

Figura 4. 32. Fuerza aplicada sobre la viga B4B.....	92
Figura 4. 33. Comportamiento de la viga B4B bajo la carga aplicada .....	92
Figura 4. 34. Conexión viga-viga (B8-B8A).....	93
Figura 4. 35. Mallado de la viga B8A .....	94
Figura 4. 36. Fuerza aplicada sobre viga B8A .....	94
Figura 4. 37. Comportamiento de la viga B8A bajo la carga aplicada .....	95
Figura 4. 38. Conexión viga-viga (B6-B8B).....	96
Figura 4. 39. Mallado de la viga B8B .....	96
Figura 4. 40. Fuerza aplicada sobre la viga B8B.....	97
Figura 4. 41. Comportamiento de la viga B8B bajo la carga aplicada .....	97
Figura 4. 42. Conexión viga-columna (B5-C2) .....	98
Figura 4. 43. Conexión viga-viga no ortogonal (B5A).....	99
Figura 4. 44. Conexión viga-columna (B8-C2) .....	100
Figura 4. 45. Simulación de la conexión entre vigas no ortogonales .....	101
Figura 4. 46. Mallado de las vigas B5, B5A y B8 .....	101
Figura 4. 47. Fuerza aplicada sobre la viga B5A.....	102
Figura 4. 48. Comportamiento de las vigas y conexiones bajo la carga aplicada .....	102
Figura 4. 49. Viga B6 ensamblada .....	103
Figura 4. 50. Colocación de keypoints y líneas de unión para la viga B6 ...	104
Figura 4. 51. Condiciones de contorno y mallado de viga B6.....	104
Figura 4. 52. Fuerza aplicada sobre la viga B6 .....	105
Figura 4. 53. Deformación que sufre la viga B6 y el arriostramiento .....	105
Figura 4. 54. Conexión a momento viga-columna (B1-C1).....	107
Figura 4. 55. Mallado de la viga B1.....	107
Figura 4. 56. Fuerza aplicada a la viga B1 .....	108
Figura 4. 57. Comportamiento de la viga B1 bajo la carga aplicada.....	108
Figura 4. 58. Conexión a momento viga-columna (B3-C1).....	109
Figura 4. 59. Mallado de la viga B3.....	110
Figura 4. 60. Fuerza aplicada sobre la viga B3.....	111
Figura 4. 61. Comportamiento de la viga B3 bajo la carga aplicada.....	111
Figura 4. 62. Viga B2 ensamblada .....	112

Figura 4. 63. Colocación de keypoints y líneas de unión para la viga B2 ...	113
Figura 4. 64. Condiciones de contorno y mallado de la viga B2 .....	113
Figura 4. 65. Fuerzas aplicadas sobre la viga B2 .....	114
Figura 4. 66. Comportamiento de la viga B2 bajo la fuerza aplicada .....	114
Figura 4. 67. Viga B4 ensamblada .....	115
Figura 4. 68. Simulación de la viga B4 y columna C1 .....	116
Figura 4. 69. Mallado de la viga B4, columna C1 y conexiones .....	116
Figura 4. 70. Fuerza aplicada sobre la viga B4 .....	117
Figura 4. 71. Comportamiento de B4 ante la carga aplicada.....	117
Figura 4. 72. Nodos del elemento .....	120
Figura 4. 73. Numero de nodos y elementos en viga B4.....	122
Figura 4. 74 Grafica de desplazamientos.....	125
Figura 4. 75. Grafica de esfuerzos en la viga B4 .....	125
Figura 4. 76. Esquema de la armadura B7 .....	126
Figura 4. 77 Grafica de desplazamiento de la armadura.....	128
Figura 4. 78 Forma de analizar el teorema de castigliano.....	129
Figura 4. 79. Nodos de unión para viga B4 .....	132
Figura 4. 80. Unión de nodos.....	132
Figura 4. 81. Fuerza aplicada sobre viga B4.....	133
Figura 4. 82. Simulación del conjunto viga columna .....	133
Figura 5. 1. Perfil UPN .....	134
Figura 5. 2. Especificaciones generales del perfil UPN .....	135
Figura 5. 3. Perfil IPE .....	135
Figura 5. 4. Especificaciones generales del perfil IPE.....	136
Figura 5. 5. Perfiles HEB .....	137
Figura 5. 6. Especificaciones generales del perfil HEB .....	137
Figura 5. 7. Ángulos L.....	138
Figura 5. 8. Especificaciones generales de los ángulos L.....	138
Figura 5. 9. Traslape en perfiles UPN e IPE 300 .....	140
Figura 5. 10. Fijación de perfiles para traslape .....	140
Figura 5. 11. Medición y marcado del elemento estructural .....	141

Figura 5. 12. Corte del elemento estructural .....	142
Figura 5. 13. Escuadrado y nivelado de la viga B3 .....	143
Figura 5. 14. Soldadura de perfiles .....	143
Figura 5. 15 Esmerilado de aristas vivas de los perfiles.....	144
Figura 5. 16. Conexión de empalme completo.....	147
Figura 5. 17. Apoyo para transmitir momento .....	147
Figura 5. 18. Conexión de la viga B1 .....	148
Figura 5. 19. Placas de refuerzo soldadas en la parte inferior del patín .....	148
Figura 5. 20. Viga B1 y subramales B1A B1B.....	149
Figura 5. 21. Alma y patín de la viga atornillada y soldada al alma de la columna.....	150
Figura 5. 22. Viga B2A y B2B conectadas a la viga B2.....	150
Figura 5. 23. Viga B2 terminada .....	151
Figura 5. 24. Conexión a momento con placa extremo .....	151
Figura 5. 25. Empalmes atornillados para unir dos vigas.....	152
Figura 5. 26. Vigas B3A y B3B conectados a la viga B3 .....	152
Figura 5. 27. Viga B3 terminada .....	153
Figura 5. 28. Conexión de placa de ala soldada .....	153
Figura 5. 29. Viga B4A y B4B conectadas a la viga B4.....	154
Figura 5. 30. Viga B4 terminada .....	154
Figura 5. 31. Conexión de apoyo flexible atornillado-soldado .....	155
Figura 5. 32. Conexión atornillada-soldada con placa inclinada.....	155
Figura 5. 33. Viga B5 terminada .....	156
Figura 5. 34. Conexión de apoyo flexible atornillado-soldado .....	157
Figura 5. 35. Conexión doble angular soldado.....	157
Figura 5. 36. Conexión con placa de ojo.....	158
Figura 5. 37.ñ Viga B6 terminada .....	158
Figura 5. 38. Conexiones de cordones: atornillados soldados .....	159
Figura 5. 39. Viga B7 terminada .....	159
Figura 5. 40. Conexión doble angular soldada.....	160
Figura 5. 41. Conexión doble angular soldada.....	160
Figura 5. 42. Viga B8 terminada .....	161

Figura 5. 43. Construcción de la placa de hormigón ..... 163

## RESUMEN

El diseño y construcción del árbol de conexiones estructurales permitió analizar, estudiar y conocer los tipos de conexiones más comunes, tanto en Ecuador y en algunos países de Latinoamérica, que se utilizan en edificaciones. El árbol estructural posee 24 distintas conexiones para edificaciones, mismas que son: 10 conexiones a corte simple viga-viga, 4 conexiones simples o de corte viga-columna, 4 conexiones rígidas o de momento viga-columna, 1 armadura o celosía, 1 conexión placa base con columna, 1 empalme entre columnas, 1 empalme entre vigas. Cada conexión del árbol estructural se simuló en su comportamiento estructural mediante un software especializado; Se estableció la carga máxima que puede soportar cada conexión antes de que se produzca deformación plástica. Al haber realizado 4 tipos de conexiones rígidas o de momento, se escogió la conexión soldada más crítica y se realizó pruebas de flexión. Se utilizó una gata hidráulica, que se calibró con una máquina de ensayos universales, para aplicar una carga de 5 toneladas, además se utilizó comparadores de reloj para medir la deflexión del conjunto viga columna. En esas condiciones de carga se obtuvo una deflexión de 5,16 mm. Esta deflexión se comparó mediante la aplicación del teorema de Castigliano en el cual se obtuvo una deflexión viga columna de 4,9 mm dando un error de 0,05%, además se comparó la deflexión máxima con la simulación de la misma en un software especializado el cual entregó un resultado de 5,9 mm dando un error de 0,12%.

### **PALABRAS CLAVE:**

**CONEXIONES**

**CASTIGLIANO**

**DEFLEXION**

**DEFORMACION**

**RIGIDA**

## ABSTRACT

Through the design and fabrication of Tree of Structural Connections, it could analyze, study and know the types of the most common structural connections in Ecuador and Latin America that are used in buildings. The structural tree built, has 24 different connections, these connections are: 10 simple connection beam - beam, 4 simple connections beam - column, 4 rigid connections beam-column, 1 armor, 1 motherboard Connection with column, 1 joint between columns, 1 joint between beams. Each connection was simulated in its mechanical behavior using specialized software. The simulation showed the maximum load that a connection can stand before plastic deformation. Having made 4 types of rigid connections, it was chosen the most critical welded to perform a bending test on it. Using a hydraulic jack we apply a load of 5 ton and with clock gauges it was measurement the column-beam deflection. The deflection in the above load conditions was of 5.16 mm, this deflection was compared with the results obtained with Castigliano theorem in which it was obtained a deflection beam-column of 4.9 mm, giving an error of 0,05%. Also it was we compared the maximum deflection with the simulation in specialized software in which it was obtained a value of 5.9 mm, giving an error of 0.12 % compared.

### **KEYWORDS:**

**CONNECTIONS**

**DEFLECTION**

**CASTIGLIANO**

**DEFORMATION**

**RIGID**

## CAPITULO 1

### DISEÑO, COSTRUCION Y SIMULACION DE UN ARBOL DE CONEXIONES TIPO DE ACUERDO A LA NORMA AISC 360-10

#### GENERALIDADES

##### 1.1. Antecedentes

La construcción en estructuras significa que los diferentes elementos que componen una estructura deben ensamblarse o unirse de alguna manera que garantice el comportamiento de la estructura según fuera diseñada. El tipo de conexiones puede incidir en forma significativa en el costo final de la estructura. La selección del tipo de conexiones debe tomar en consideración el comportamiento de la conexión (rígida, flexible, por contacto, por fricción, etc.), las limitaciones constructivas, la facilidad de fabricación (accesibilidad de soldadura, uso de equipos automáticos, repetición de elementos posibles de estandarizar, etc.) y aspectos de montaje (accesibilidad para apernar o soldar en terreno, equipos de levante, soportes provisionales y hasta aspectos relacionados con clima en el lugar de montaje, tiempo disponible, etc.).

Hoy en día estas variables se analizan en forma conjunta e integral, bajo el concepto de construcciones metálicas, materia en la que el acero muestra grandes ventajas. (Vázquez, 2012)

El diseño correcto de las conexiones no solo tiene que ver con la seguridad estructural también existe un costo significativo en la construcción por lo que las conexiones deben ser versátiles, prácticas, sencillas, económicas y seguras para tener una buena predicción de la forma en que se comportara la estructura metálica ante las condiciones naturales que actúen sobre ella, estas características son aspectos relevantes del diseño sísmico, para esto se deben analizar las características de los materiales que constituyen la

estructura y es imprescindible considerar el comportamiento de las conexiones y de los miembros estructurales.

### 1.1.1. Comportamiento y condiciones en conexiones:

**Conexiones simples:** Las condiciones de montaje para estas conexiones son muy importantes, se las usa para conectar vigas simplemente apoyadas a otra viga o al alma de otra viga

El montaje de dichas conexiones es a través de ángulos, los cuales se requiere que sean lo más flexible posible ya que este tipo de conexiones son dimensionadas solamente para reacciones de corte. Como se muestra en la figura 1.1

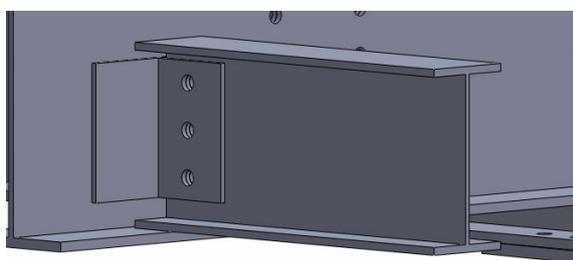


Figura 1. 1. Conexión simple con ángulos

Se puede realizar la conexión simple a través de una sola placa la cual se atornilla al alma de la viga y luego se suelda al alma de la columna con la que se quiera conectar, como se muestra en la figura 1.2

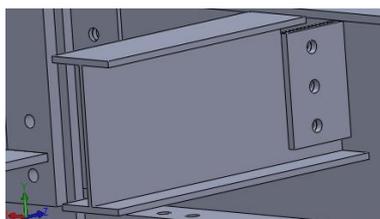


Figura 1. 2. Conexión simple con placa

Las conexiones simples tienen otra modificación en T (perfil) donde éste se atornilla al alma de la viga, y el patín de la T se utiliza para transmitir el cortante de la viga a la columna. (ALACERO)

**Conexiones a momento:** También llamadas conexiones rígidas permiten plena continuidad entre elementos estructurales además que proveen en la estructura una restricción rotacional superior al 90%.

La capacidad de una conexión de marco rígido de resistir los momentos dependiendo del comportamiento elástico de sus partes.

Estas conexiones pueden ser soldadas o emperradas con planchas soldadas a la columna y las vigas deberán ir emperradas en dichas planchas.

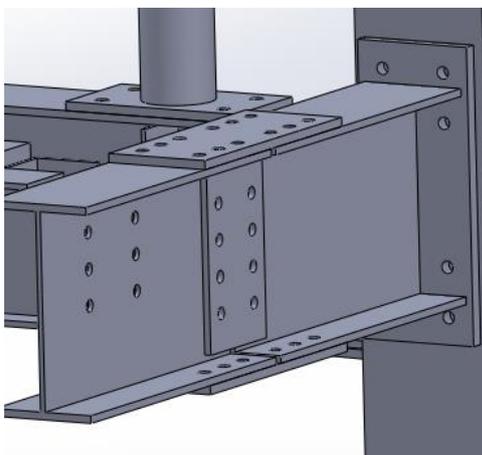


Figura 1. 3. Conexión a momento con placa extrema

Se puede realizar una conexión rígida es soldar una placa al extremo de la viga y posteriormente emperrarla a la columna como se ve en la figura 1.3

**Conexiones Arriostradas:** Dichas conexiones son útiles para contrarrestar la deformación en la estructura inducida por cargas muertas, sismos o vientos y a la vez se puede reducir de forma significativa los costos de las conexiones.

Las condiciones para el uso de las conexiones con diagonales se indican en la figura 1.4: los esfuerzos laterales inducidos por sismos o vientos, tienden a deformar el edificio como se muestra en la figura a). Las conexiones de momento, aunque eficaces, demandan una gran rigidez y resistencia a la conexión lo que representa importantes impactos en el material y costo de la conexión. Una alternativa que permite contrarrestar el efecto de la deformación y reducir significativamente los costos son las conexiones mediante diagonales. Si la fuerza horizontal es aplicada desde la izquierda, una diagonal como se señala en la figura b) siguiente permitiría evitar la deformación. Sin embargo, las fuerzas horizontales pueden presentarse tanto en un sentido como en el contrario, por lo que se deberá contrarrestar la deformación en el sentido contrario mediante la diagonal complementaria, como se aprecia en la figura c) siguiente.

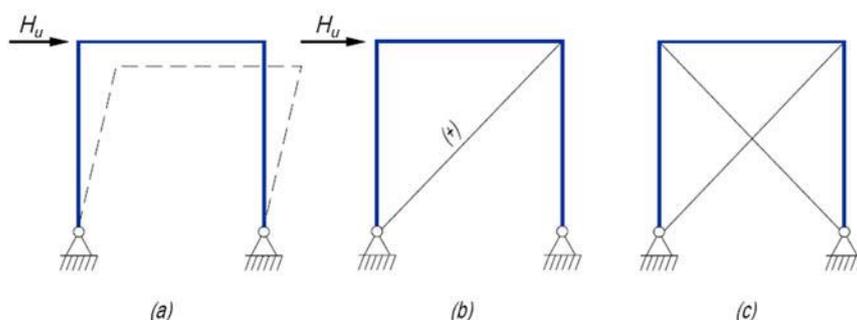


Figura 1. 4. Comportamiento de pórticos arriostrados  
Fuente: (Alacero, 2006)

El modelo de árbol a construir es similar al realizado en la Universidad de Mayaguez Puerto Rico como se muestra en la fig 1.5



Figura 1. 5. Árbol de conexiones  
Fuente: (Mayaguez, 2002)

## 1.2. Justificación

El proyecto del árbol de conexiones estructurales es importante para conocer, estudiar y analizar las formas de conexión más utilizadas en el Ecuador y Latinoamérica, teniendo como base las conexiones utilizadas en el edificio de la Unasur ubicado en la mitad del mundo, las conexiones utilizadas en la universidad de Mayaguez como se muestra en la figura 1.5 y conexiones usadas en el árbol estructural en la universidad de Puebla México

En el árbol estructural se muestra 24 tipos de conexiones que se pueden realizar entre una viga y una columna o una viga y otra viga.

Mediante la simulación de vigas y conexiones se podrá analizar cómo se comportan las mismas al ser aplicadas una carga y poder determinar su resistencia antes de sufrir una deformación plástica.

El impacto de este proyecto es local ya que es netamente académico, a través de este proyecto se podrá analizar a fondo una conexión en particular como proyecto semestral o un tema de tesis.

En las estructuras metálicas se debe entender que los diferentes elementos que la componen deben ensamblarse de tal forma que se pueda garantizar el buen comportamiento y funcionamiento de la estructura según fuera diseñada.

Las tendencias actuales y futuras consisten en diseñar conexiones de corte simple, conexiones rígidas o de momento y arriostramientos en estructuras de acero por su facilidad de unión entre columna-viga y viga-viga

Independientemente del tipo de conexión es fundamental su detallado, no se debe fabricar una estructura si no existe planos de taller bien elaborados

El tipo de conexiones elegidas para la construcción de la estructura puede incidir en forma significativa en el costo final de la misma. La selección del tipo de conexiones debe tomar en consideración el comportamiento de la misma, las limitaciones que se tenga al construir, la facilidad que se tenga para la fabricación y el montaje de la estructura.

Por este motivo el árbol de conexiones tipo está diseñado para el conocimiento e identificación de las conexiones típicas en estructuras metálicas ya sea a cortante simple, rígida de momento (columna-viga, viga-viga) o con arriostramientos.

### 1.3. Alcance del proyecto

Diseñar geométricamente y construir conexiones estructurales tipo que permitan el análisis e identificación de las mismas, así también la determinación del tipo de conexiones más usadas en el Ecuador para realizar el montaje de una estructura metálica.

Verificar el comportamiento de una conexión rígida de momento mediante la simulación de la misma en un software especializado al aplicar una carga de 5000 Kg para analizar propiedades y características de dicha conexión que cumpla los requerimientos del capítulo J de la norma AISC 360-10

Las conexiones a construir son:

#### Conexiones a corte simple

- Doble angular atornillada
- Doble angular atornillada-soldada
- Doble angular soldado
- Placa extrema soldada-atornillada
- Doble angular soldada
- Apoyo flexible atornillado-soldado
- Placa simple extrema
- Placa simple atornillado-soldado
- Angulo simple atornillado-soldado
- Perfil T atornillado-soldado

#### Conexiones de formas triangulares (arriostramientos)

#### Conexiones a momento

- Placas de ala atornilladas
- Placas de ala soldadas
- Alas soldadas directamente
- Placa completa en extremo de viga
- Empalme atornillado a momento

- Conexión sismo resistente

#### Placas base

- Apoyo para transmitir momento
- Apoyo para transmitir normal

#### Clavija, horquilla y barra

- Conexión con placa de ojo

#### Conexión de viga sesgada

- Conexión atornillada- soldada con placa inclinada

Para objeto de estudio se tomara una conexión rígida de momento, ya que estas conexiones son las más utilizadas dentro de nuestro medio.

El análisis se hará a una conexión rígida soldada, la selección de dicha conexión se la realizara acuerdo a los datos obtenidos en la simulación determinando cual conexión es la más crítica y se realizara un análisis de los posibles estados límites a la que esté sometida:

- Fluencia en barra y soporte
- Rotura en la barra y en soporte
- Rotura bloque de corte
- Corte en el tornillo
- Aplastamiento de agujeros
- Fluencia o pandeo de placas de conexión
- Compresión alma-columna
- Pandeo local alma- columna
- Pandeo local del ala
- Soldadura

#### **1.4. Objetivo general**

Diseñar y construir conexiones estructurales según la norma AISC 360-10 y realizar el estudio de una conexión de marco rígido soldada

## 1.5. Objetivos específicos

- Establecer los tipos de conexiones estructurales
  - Simples o de corte
  - Soldadas
  - empernadas
  - Conexiones rígidas o de momento
  - Soldadas
  - empernadas
  - Conexiones con arriostramiento
  
- Diseñar geoméricamente, construir y montar las conexiones estructurales analizadas
  
- Comparar la deflexión obtenida en el conjunto viga columna al aplicar una fuerza real de 5000 Kg sobre la conexión de marco rígido soldada con los resultados que entregue el software de simulación.
  
- Diseñar la conexión rígida de momento soldada más crítica que presente la simulación.
  
- Determinar costos y tiempos de construcción de la conexión de marco rígida soldada analizada en el proyecto y del árbol de conexiones estructurales.

## CAPITULO 2

### MARCO TEORICO

#### 2.1. Tipos de conexiones según la AISC 360-10

Las conexiones estructurales según la norma AISC 360-10 se clasifican según la rigidez rotacional de los miembros que se vayan a unir, estas son:

**Conexiones simples (Figura 2.1):** también llamadas de cortante tienen una restricción rotacional menor al 20%, no transfieren momentos flectores lo que permite que el extremo del miembro a conectar pueda rotar. Las conexiones simples se las puede realizar conectando el alma de la viga, mientras que los patines de dicha viga quedan libres.

Estas conexiones deben ser flexibles y su dimensionamiento debe ser solamente para reacciones de corte, dichas conexiones se pueden fijar mediante soldadura o también a través de pernos



Figura 2. 1 Conexiones simples

Fuente: (Alacero, 2006)

**Conexiones rígidas (Figura 2.2):** Este tipo de conexiones debe dar continuidad entre elementos tanto el soportado como el soportante. En este

tipo de conexiones el ángulo entre los miembros a conectar es aproximadamente constante con más del 90% de restricción rotacional.



Figura 2. 2. Conexiones rígidas

Fuente: (Alacero, 2006)

En una conexión rígida que se dé una transferencia completa de los momentos y que no exista rotación de los miembros o que esta sea mínima. Para que se dé la continuidad se deben tomar providencias para transferir las cargas axiales de los patines de la viga que se originan debido a los momentos como se muestra en la figura 2.3, ya que en ocasiones, el alma de la columna podría no ser capaz de resistir la fuerza de compresión proveniente del patín inferior de la viga sin refuerzo adicional, así como el patín de la columna podría presentar deformación excesiva por concepto de la fuerza de tensión que se aplica por el patín superior de la viga. El cortante es cargado esencialmente por el alma, por lo que debe ser transmitido por ella.

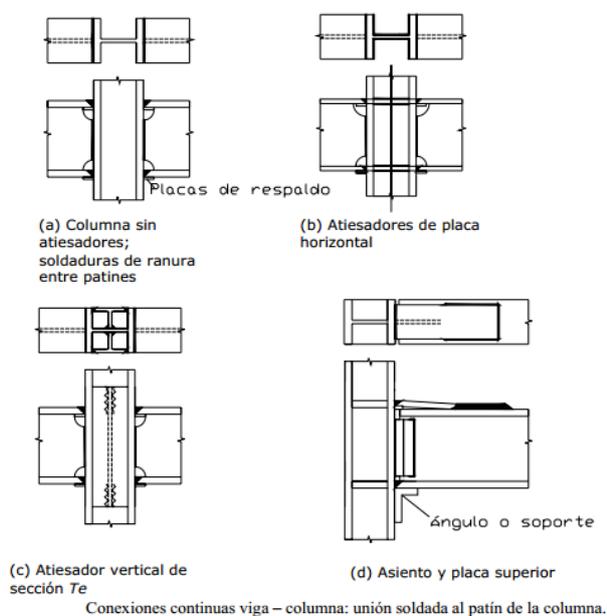


Figura 2. 3. Conexiones rígidas

Fuente: (americas)

**Conexiones semi –rígidas (figura 2.4):** Este tipo de conexión tiene una restricción rotación rotacional que está entre el 20%-90%, este tipo de conexiones no son analizadas en este proyecto porque son poco utilizadas en el Ecuador.

Fuente: (AISC, 2010)

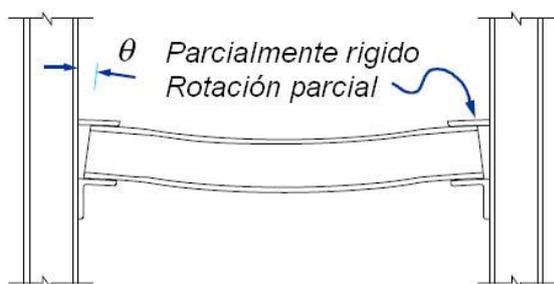


Figura 2. 4. Conexiones semirrígidas

Fuente: (ALACERO)

**Conexiones con diagonales (Figura 2.5):** Los esfuerzos causados por cargas vivas como sismos, vientos pueden causar deformación en la estructura, este tipo de cargas se disminuyen con conexiones rígidas o de

momento, pero estas exigen gran rigidez y resistencia en la conexión por lo que el uso de material es alto. Para disminuir dicho costo y los efectos de deformación se realizan conexiones con diagonales.

Los arriostramientos, se debe tomar en cuenta que según la dirección de la fuerza los esfuerzos en las diagonales serán tanto de tracción o de compresión, las diagonales se pueden conectar en un solo sentido pero deberá soportar tanto los esfuerzos de tracción como de compresión.

**Fuente: (ALACERO)**

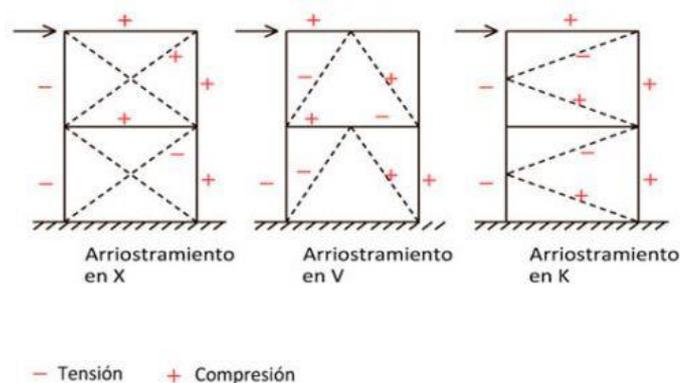


Figura 2. 5. Modelos de arriostramientos

**Fuente: (ALACERO)**

Para la realización del diseño de las conexiones se debe determinar a qué tipo corresponden, para así elegir qué tipo de elementos serán seleccionados según la carga a aplicar, sus propiedades y su geometría, como siguiente paso se deben verificar los componentes de las conexiones siguiendo el camino en el que se transmite la fuerza.

## 2.2. Viga de Timoshenko

La viga de Timoshenko tiene en cuenta la deformación por cortante y los efectos de inercia rotacional, haciéndola adecuada para describir el comportamiento de vigas altas, las vigas compuestas tipo sándwich y las vigas

sujetas a excitaciones con contenido frecuencial alto, cuando la longitud de onda se aproxima al espesor de la viga (cabe recordar que la longitud de onda  $\lambda$  es igual a la velocidad de la onda la frecuencia de la onda cuyo valor nos proporcionara la información para verificar si existe falla en la conexión ya que las pruebas a realizar se las ejecutara en la viga de Timoshenko del árbol estructural.

La viga de Timoshenko aproxima mejor la deformación real de la sección transversal de vigas. A medida que la relación longitud-altura disminuye, las secciones transversales dejan de conservarse planas después de la deformación.

- Los desplazamientos verticales de todos los puntos de una sección transversal son pequeños e iguales a los del eje de la viga.
- Las secciones transversales normales al eje de la viga antes de la deformación, permanecen planas pero no necesariamente ortogonales a dicho eje después de la deformación.

La matriz elemental de Timoshenko  $K_e$  para este elemento está dada por

$$K_e = \begin{bmatrix} \frac{GA}{L} & \frac{1}{2}GA & -\frac{GA}{L} & \frac{1}{2}GA \\ \frac{1}{2}GA & \frac{EI}{L} + \frac{LGA}{3} & -\frac{1}{2}GA & -\frac{EI}{L} + \frac{LGA}{6} \\ -\frac{GA}{L} & -\frac{1}{2}GA & \frac{GA}{L} & -\frac{1}{2}GA \\ \frac{1}{2}GA & -\frac{EI}{L} + \frac{LGA}{6} & -\frac{1}{2}GA & \frac{EI}{L} + \frac{LGA}{3} \end{bmatrix}$$

Dónde:

A = Área de la sección, I = Momento de inercia, E = Módulo elástico del material, G = módulo cortante, L = longitud del elemento

**Fuente:** (Calculo de estructuras por el metodo de elementos finitos, 2012)

### 2.3. Criterio de máxima tensión de von mises

“La teoría expone que un material dúctil comienza a ceder en una ubicación cuando la tensión de von Mises es igual al límite de tensión. El límite elástico se utiliza como el límite de tensión”

$$s_{vonMises} \geq s_{limit}$$

**Fuente:** (Solidworks)

### 2.4. Análisis de juntas empernadas

La norma AISC 360-10 permite la utilización de pernos, tuercas, golillas y golillas sujeto a las especificaciones ASTM son aceptables de ser usados según la lista publicada en el capítulo A inciso A3 donde especifica los materiales a ser utilizados, en este proyecto se usaran pernos ASTM A325 por la razón que son los más utilizados en nuestro país y la norma aprueba esa especificación de pernos.

En el sistema internacional denominan a los pernos, tuercas y golillas con el sistema métrico denominado por la letra M más el diámetro en milímetros del tornillo, en cambio en el sistema ingles se denominan por su diámetro en octavos de pulgada, los más comúnmente utilizados en la construcción son los A325M.

### 2.5. Tipos de Juntas (Conexiones)

En las normas AISC 360-10, AISC 358-10 aparecen la clasificación tradicional de tipos de conexiones:

### Conexiones tipo aplastamiento.

Son conexiones en las cuales la deformación de los miembros conectantes no afecta las condiciones de servicio de la estructura. Se usan normalmente en conexiones de cortante y tracción en edificios; la resistencia de la conexión solo depende de la tensión máxima que soportan los tornillos a cortante y tracción.

Perforación estándar: De forma circular y tamaño igual al diámetro del tornillo más 1.5 mm.

Perforación agrandada: De forma circular y tamaño igual al 1.25 veces el diámetro del tornillo.

Perforación de ranura corta y ranura larga: El tamaño de la ranura es de forma alargada, la dimensión corta es igual a la de una perforación estándar y la dimensión larga se determina de acuerdo con la tabla 2.1

Tabla 2. 1.:

#### *Dimensiones de perforaciones para pernos*

Diámetro perno (mm)	Dimensiones de perforaciones				
	Estándar (Diámetro)	Perforación (Diámetro)	Ranuras cortas (ancho x largo)	Ranuras largas (ancho x largo)	
12.7	14	16	14 x 18	14 x 35	
15.9	18	20	18 x 22	18 x 40	
19.1	21	24	21 x 26	21 x 45	
22.3	24	28	44 x 30	24 x 55	
25.4	27	32	27 x 34	27 x 60	
≥ 28.6	d + 3	d + 8	(d + 3) (d+10)	(d + 3) (2.5 d)	

**Fuente:** (AISC, 2010)

**Separación mínima:** La mínima separación entre centros de perforaciones no podrá ser menor de  $2\frac{2}{3}$  veces el diámetro del tornillo; se prefiere una distancia de 3 diámetros. Esta distancia es la mínima para garantizar una perfecta instalación y prevenir fallas por tracción de los miembros conectados por los tornillos.

**Separación máxima:** La máxima separación longitudinal permitida por la AISI 360-10 para miembros en contacto continuo, es:

Para miembros pintados o sin pintar que no estén sujetos a la corrosión,  
 $s \leq 24t$  y  $s \leq 300$  mm.

Para miembros sin pintar sujetos a la corrosión atmosférica,  $s \leq 24t$  y  $s \leq 175$  mm. Donde  $t$  es el espesor del elemento conectado más delgado. Se recomienda además que  $s \leq 5d_b$  ( $d_b$  = diámetro del tornillo) para evitar que ocurran distribuciones no uniformes de esfuerzos.

## 2.6. Pernos de anclaje:

Las propiedades y requerimientos de los pernos que se utiliza como anclaje se resumen en la siguiente tabla:

## Propiedades de pernos de anclaje

Tabla 2. 2  
Propiedades de pernos de anclaje

Norma			Tipo	F <sub>y</sub>	F <sub>u</sub>	Prof. Mínima
ASTM	AISI	SAE				
INCONT	-----	-----	Al carbón	240	400	12d <sub>b</sub>
EC 161						
A 307	1016- 1020	Gr2	Al carbón	248	420	12d <sub>b</sub>
A 449	1030- 1045	Gr 5	Al carbón	644	840	17d <sub>b</sub>
A 354	4140	Gr 8	Aleado	896	1034	19d <sub>b</sub>

**Fuente:** (AISC, 2010)

Notas:

- (a) No se debe permitir varilla corrugada
- (b) Se debe doblar antes de templar y revenir
- (c) Los pernos ASTM A354 no se los debe galvanizar

Cuando se utilicen pernos de anclaje se debe especificar el sistema de nivelación empleado, el más usual en nuestro medio es el de tuerca y contratuerca; el uso de plantillas para el vaciado del hormigón es necesaria debido a la precisión que se requiere emplear en este tipo de estructuras.

### 2.7. Análisis del tipo y proceso a realizar en las juntas soldadas

Se debe considerar para diseñar conexiones soldadas la compatibilidad del acero a trabajar con los diferentes electrodos a usar. La compatibilidad de la soldadura en acero y electrodo según la AWS se muestra en la figura 2.6

Metal base (a)	Proceso de soldeo			
	Arco metálico protegido	Arco sumergido	Arco metálico de gas	Arco fundente coloreado
A36(b), A53 grado B A500 grados A y B A501, A529 y A570 grados 30 a 50	AWS A5.1 o A5.5 (c) E7018 E7018 E70XX-X	AWS A5.17,A5.23(c) F6XX-EXXX F7XX-EXXX o F7XX-EXX-XX	AWS A5.18 ER70S-6	AWS A5.20 E6XT-X E7XT-X (Excepto -2, -3, -10, -GS)
A242(c), A441, A572 grado 42 y 50 y A588(c) (4 pulg y menos) A500 grado c	AWS A5.1 o A5.5(c) E7015, E7016, E7018, E7028 E7015-X,E7016-X, E7018-X	AWS A5.17,A5.23(c) F7XX-EXXX F7XX-EXX-XX	AWS A5.18 ER70S-6	AWS A5.20 E6XT-X E7XT-X (Excepto -2, -3, -10, -GS)
A572 grados 60 y 65	AWS A5.5(c) E8015-X, E8016-X E8018-X	AWS A5.23(c) F8XX-EXX-XX	AWSA5.28(c) ER80S-X	AWS A5.29(c) E8XTX-X
A514 sobre 2 ½ pulg de espesor	AWS A5.5 (c) E10015-X E10016-X E10018-X	AWS A5.23(c) F10XX-EXX-XX	AWSA5.28(c) ER100S-X	AWS A5.29(c) E10XTX-X
A514 2 ½ pulg de espesor o menos	AWS A5.5 (c) E10015-X E10016-X E10018-X	AWS A5.23(c) F11XX-EXX-XX	AWSA5.28(c) ER110S-X	AWS A5.29(c) E11XTX-X

Figura 2. 6. Compatibilidad de la soldadura en aceros y electrodos

Fuente: (AWS, 2010)

#### Notas:

Solamente pueden utilizarse electrodos de bajo contenido de hidrogeno para soldar acero A36 de 1 plg de espesor para estructuras con cargas dinámicas

#### Tipos de soldadura

**Soldadura de filete** (figura 2.7): Son las más utilizadas en las conexiones estructurales por su adaptación y su facilidad de fabricación, este tipo de soldadura es más económica ya que no requiere demasiado material para su preparación, pero comparándola con la soldadura a tope es más débil. La forma de este tipo de soldadura es la de un triángulo rectángulo siendo la longitud de sus lados la que determina el tamaño de la misma

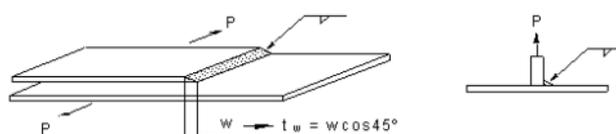


Figura 2. 7. Soldadura de filete

Fuente: (Gomez, 2005)

## 2.8. Procesos de soldadura a utilizar en las conexiones

El proceso a utilizar será de Arco metálico protegido SMAW: Este proceso consiste en unir piezas metálicas a través de una chispa continua que se genera entre electrodo y material logrando así una fusión.

El recubrimiento que presenta el electrodo para este proceso es de algunos compuestos minerales, por lo tanto al producirse el arco eléctrico este recubrimiento se funde, este metal fundido es protegido por un gas inerte que se genera mientras se realiza el proceso de fusión, este gas protege el área fundida del aire exterior como se muestra en la figura 2.8

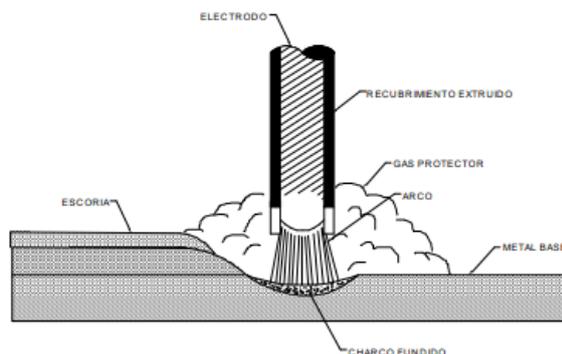


Figura 2. 8. Proceso de soldadura SMAW

Fuente: (Gomez, 2005)

**Limitaciones:** El dimensionamiento para el proceso de soldadura es un factor muy importante ya que la soldadura al enfriarse de una manera brusca hará que la unión falle. Por este motivo se deben limitar dimensiones de los elementos a unir

**Soldadura de filete:** El tamaño requerido para esta soldadura no debe ser mayor que el tamaño mínimo para la transmisión de las fuerzas. Para aplicar soldadura en el borde de elementos a soldar se debe considerar:

- Material con un espesor menor a 6 mm, la soldadura en los bordes no debe exceder el espesor del material
- Materiales con un espesor de 6 mm o mayor, la soldadura a lo largo de los bordes no debe superar el espesor del material menos 2 mm, si en los planos se indica lo contrario la soldadura se debe ensanchar hasta lograr obtener el espesor requerido de la garganta

El tamaño mínimo de soldadura no debe ser inferior que los dados en la tabla 2.9:

<b>TABLA J2.4</b>	
<b>Tamaño Mínimo de Soldadura de Filete</b>	
<b>Espesor de parte unida más delgada, mm</b>	<b>Tamaño mínimo de soldadura de filete<sup>(a)</sup>, mm</b>
Hasta 6 inclusive	3
Entre 6 y 13	5
Entre 13 y 19	6
Mayor que 19	8
<sup>(a)</sup> Dimensión del pie de la soldadura de filete. Se deben utilizar soldaduras de paso simple. Nota: Ver la Sección J2.2b para el tamaño máximo de soldaduras de filete.	

Figura 2. 9. Tamaño mínimo para soldadura de filete

Fuente: (AISC, 2010)

## 2.9. Resistencia de diseño

Según la norma AISC 360-10 la resistencia de diseño es el menor valor entre la resistencia del metal base  $R_n = F_b M A_B M$  y la resistencia a la soldadura  $R_n = F_w A_w$

$F_{BM}$  = Resistencia nominal del material base MPA

$F_w$  = Resistencia nominal del electrodo de soldadura MPA

$A_{BM}$  = Área de la sección transversal del material base, mm<sup>2</sup>

$A_w$  = Área efectiva de la sección transversal de la soldadura mm<sup>2</sup>

### **Secciones críticas sobre material base**

**El máximo tamaño efectivo es:**

$$2 * 0,75 (0,707(2w)) * 0.60 F_{EXX} = 0,90 (0.6 S) * t$$

## **2.10. Análisis de los esfuerzos a compresión, tracción y flexión en conexiones y vigas**

### **Análisis de esfuerzos en vigas**

LRFD tracción

$$P_u = P_a * \text{factor de combinacion de cargas}$$

Donde  $P_a$ : Carga aplicada

Como segundo paso se debe determinar el área estimada para resistir la carga que va a ser aplicada

$$A_{est} = \frac{P_u}{\phi \cdot S_y}$$

$\phi$  = Factor de resistencia en tracción

$S_y$  = Límite de fluencia del acero

Para verificar si la viga o columna resiste la carga a tensión se procede a realizar una comparación entre la carga teórica que podría soportar la viga y la carga real que soporta

$$P_n = F_y \cdot A_{\text{perfil}}$$

$$P_c = \phi_t \cdot P_n$$

$$P_c \geq P_r$$

Si no se cumple esta comparación se debe buscar un perfil de mayores dimensiones que el anterior

LRFD fluencia

$M_r$  = factor de combinacion de cargas x Pa x distancia

Para el análisis de vigas y columnas a fluencia se procede a calcular el momento plástico

$$\phi_b \cdot M_n = F_y \cdot Z_x \cdot \phi_b$$

$Z_x$  = modulo plástico

$M_n$  = momento plástico

Posteriormente para determinar si dicha viga o columna es resistente a la fluencia se compara el momento real con el momento plástico

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_r$$

Si no se cumple esta comparación se debe buscar un perfil de mayores dimensiones que el anterior

Método ASD

El método ASD es un método más conservador que el método LRFD por lo que no se considera el factor de combinación de cargas

### Tracción

En este método  $P_a$  es igual a la carga aplicada sin ningún factor que se multiplique a esta

Carga admisible de la viga o columna:

$$P_n = F_y \cdot A_{\text{perfil}}$$

$$P_c = \frac{P_n}{\Omega_c}$$

Donde:

$\Omega_c$  = factor de seguridad a tracción

$$P_c \geq P_r$$

### Flexión

El momento generado  $M_n$  no se multiplica por ningún factor de combinación de cargas

Momento plástico:

$$\frac{M_n}{\Omega_b} = \frac{S_y \cdot Z_x}{\Omega_b}$$

$\Omega_b$  = factor de seguridad a flexión

$$\frac{M_n}{\Omega_b} \geq M_r$$

En el cálculo ambas comparaciones tanto a tracción como flexión deben cumplir de lo contrario se procede a cambiar el perfil seleccionado

## Análisis en vigas y columnas compactas, no compactas o esbeltas

Se debe analizar tanto en alas como en alma si son elementos compactos, no compactos o esbeltos

Para lo cual se debe determinar si el elemento ya sea alma o alas son atiesados o no

Se procede al cálculo de la relación ancho-espesor de la viga y posteriormente se compara con dicha relación especificada en la tabla B4.1 (Figura 2.10) de la norma AISC 360-10

Tabla B 4.1 Razones Ancho-Espesor Límite para Elementos en Compresión						
	Caso	Descripción del Elemento	Razón Ancho-Espesor	Razones Ancho - Espesor Límites		Ejemplos
				$\lambda_p$ (compacto)	$\lambda_r$ (no compacto)	
Elementos no atiesados	1.	Flexión en alas de perfiles laminados I y canales	$b/t$	$0.38\sqrt{E/F_y}$	$1.0\sqrt{E/F_y}$	
	2.	Flexión en alas de perfiles soldados I de simetría doble y simple	$b/t$	$0.38\sqrt{E/F_y}$	$0.95\sqrt{k_c E/F_y}$ (a), (b)	
	3.	Compresión uniforme en alas de perfiles laminados I, placas en proyección de perfiles laminados I; patas sobresalientes de pares de ángulos en contacto continuo y alas de canales	$b/t$	NA	$0.56\sqrt{E/F_y}$	
	4.	Compresión uniforme en alas de perfiles soldados I y placas o patas de ángulos en proyección de perfiles soldados	$b/t$	NA	$0.64\sqrt{k_c E/F_y}$ (a)	

Figura 2. 10. Razones ancho-espesor

Fuente: (AISC, 2010)

$$\lambda_p > \frac{b_t}{t}$$

- Si la relación resulta verdadera se concluye entonces que el elemento analizado es compacto

- Si la relación ancho-espesor es mayor que  $\lambda_p$  pero menor que  $\lambda_r$  es un elemento no compacto
- Si la relación ancho-espesor es mayor que  $\lambda_r$  es un elemento esbelto

Al determinar si el elemento es compacto, no compacto o esbelto se debe regir a la sección F2 de la norma AISC 360-10 (Figura 2.11)

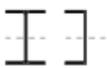
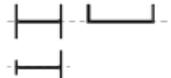
Tabla Nota F 1.1 Tabla de Selección para la Aplicación de las Secciones del Capítulo F				
Sección en Capítulo F	Sección	Esbeltez Ala	Esbeltez Alma	Estados Limite
F2		C	C	Y, LTB
F3		NC, S	C	LTB, FLB
F4		C, NC, S	C, NC	Y, LTB, FLB, TFY
F5		C, NC, S	S	Y, LTB, FLB, TFY
F6		C, NC, S	N/A	Y, FLB
F7		C, NC, S	C, NC	Y, FLB, WLB
F8		N/A	N/A	Y, LB

Figura 2. 11. Selección para la aplicación de secciones

Fuente: (AISC, 2010)

$$L_p = 1,76 \times r_y \sqrt{\frac{E}{S_y}}$$

$$L_b \leq L_p$$

Donde:

- $L_p$ : Longitud no arriostrada límite de volcamiento
- $L_b$  longitud de riostras

- Ry: radio de giro
- E: modulo elástico del acero

Si la relación se cumple el estado límite de pandeo lateral-torsional no aplica.

### **Cubre placas soldadas**

Para el diseño de las cubre placas soldadas en una conexión a momento se debe realizar:

Calculo del momento plástico esperado

$$M_{pr} = C_{pr} * R_y * Z_b * S_y$$

Formula F2-1 Norma AISC 360-10

Donde:

Ry: coeficiente, aplicado a la viga o al material de la viga, obtenido de la previsiones sísmicas de la AISC 360-10

Cpr = un factor de para maximizar le resistencia que incluye rigidez, restricción local, refuerzo adicional y otras condiciones de la conexión. Para mayoría de los tipos de conexiones, Cpr es dado por la formula

Ze = El modulo plástico efectivo de la sección

Posteriormente se determina la sección crítica en el centro de la columna para poder calcular el momento cedente a través del cual se verifica el espesor real que deben tener las placas

Espesor recomendado de las placas

$$t_p = \frac{M_{yf}}{S_y * \frac{a}{10} * \left(\frac{H_v}{10} + t_e\right)}$$

Donde:

$M_{yf}$ : momento cedente

a: ancho de la placa

$H_v$ : altura de la viga

$t_e$ : espesor estimado de las placas

### **Placa para la transferencia de la fuerza de cortante**

Al ser una conexión apernada se procede a asumir un diámetro de perno, posteriormente se calcula la distancia del agujero más cercano al borde, con lo cual se realiza la comparación

$$L_c < 2d$$

Donde

d: diámetro del perno

$L_c$ : distancia del agujero más cercano al borde

Si la relación se cumple se utiliza la fórmula:

$$R_1 = \phi * (1,2 * L_c * 2,54 * S_u) * t \quad \text{Ecuación 6.10-12 "AISC 358-10"}$$

$\phi$  Factor de resistencia = 0,75

$F_u$ =esfuerzo ultimo del acero

Si la relación no se cumple entonces se usa la fórmula:

$$R_2 = \phi * (2,4 * d_p * 2,54 * S_u) * t \quad \text{Ecuación 6.10-12 "AISC 358-10"}$$

Para determinar el espesor que debe tener la placa

Carga total=Resistencia total de aplastamiento

La norma AISC 360-10 también recomienda realizar el cálculo del espesor de la placa mediante

$$R3 = \phi * (0,6 * a_g * S_y) * t \text{ Ecuación 2.10 Norma AISC 360-10}$$

Donde:

$a_g$ : área transversal de la placa

## 2.11. Acero utilizado en la construcción de las conexiones estructurales

El acero estructural conformado en frío. Pueden ser perfiles huecos cerrados entre ellos; redondos cuadrados y rectangulares. También pueden ser abiertos, perfiles conformados en forma de L, U, C, y Z.

### Propiedades del acero estructural ASTM A36

Tabla 2. 3.

*Propiedades del acero A36*

<b>Módulo de elasticidad</b>	$E = 2040000 \text{ kg/cm}^2$
<b>Coefficiente de Poisson</b>	$\nu = 0,30$
<b>Módulo elasticidad transversal</b>	$G = E/2 \cdot (1 + \nu)$
<b>Coefficiente de dilatación térmica lineal</b>	$\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
<b>Densidad</b>	$\rho = 7.850 \text{ kg/m}^3$
<b>Límite de fluencia mínimo</b>	$S_y = 2540 \text{ kg/cm}^2$
<b>Límite de tracción mínimo</b>	$S_u = 4080 \text{ kg/cm}^2$

## Ventajas del acero estructural

- Alta resistencia: la alta resistencia del acero por unidad de peso, permite estructuras relativamente livianas, lo cual es de gran importancia en cualquier tipo de construcción.
- Homogeneidad: las propiedades del acero no se alteran con el tiempo, ni varían con la localización en los elementos estructurales.
- Elasticidad: el acero es el material que más se acerca a un comportamiento linealmente elástico (Ley de Hooke) hasta alcanzar esfuerzos considerables.
- Ductilidad: el acero permite soportar grandes deformaciones sin falla, alcanzando altos esfuerzos en tensión, ayudando a que las fallas sean evidentes.
- Tenacidad: el acero tiene la capacidad de absorber grandes cantidades de energía en deformación (elástica e inelástica).
- Facilidad de unión con otros miembros: el acero en perfiles se puede conectar FÁCILMENTE a través de remaches, tornillos o soldadura con otros perfiles.
- Rapidez de montaje: la velocidad de construcción en acero es muy superior al resto de los materiales.
- Disponibilidad de secciones y tamaños: el acero se encuentra disponible en perfiles para optimizar su uso en gran cantidad de tamaños y formas. Se pueden prefabricar estructuras: el acero permite

realizar la mayor parte posible de una estructura en taller y la mínima en obra consiguiendo mayor exactitud.

- Se pueden prefabricar estructuras: el acero permite realizar la mayor parte posible de una estructura en taller y la mínima en obra consiguiendo mayor exactitud.

### **Desventajas del acero estructural**

- Corrosión: el acero expuesto a intemperie sufre corrosión por lo que deben recubrirse siempre con esmaltes alquidáticos (primarios anticorrosivos) exceptuando a los aceros especiales como el inoxidable.

- Pandeo elástico: debido a su alta resistencia vs peso el empleo de perfiles lisos sujetos a compresión, los hace susceptibles al pandeo elástico.

- Fatiga: la resistencia del acero (así como del resto de los materiales), puede disminuir cuando se somete a un gran número de inversiones de carga o a cambios frecuentes de magnitud de esfuerzos a tensión (cargas pulsantes y alternativas).

## CAPITULO 3

### CÁLCULO Y DISEÑO DE LA CONEXIÓN DE MARCO RIGIDO SOLDADA

Los perfiles más comunes en el mercado de Ecuador son los IPE 100, 200, 300, HEB 100, HEB 200, por esta razón y por motivo de costos las vigas que se conectan a la columna son de perfil IPE 300, las vigas secundarias que se conectan a las vigas principales son de perfil IPE 200 y las columnas tienen un perfil HEB 200

Una vez seleccionados los perfiles se procederá a aplicar carga de 5000 Kg sobre una conexión rígida de momento soldada para lo cual se debe determinar si la viga, columna y conexión soportan dicha carga

#### **3.1. Diseño de la columna c1**

Para el diseño se procede a escoger un perfil HEB200, este perfil genera mayor comodidad y facilidad de construcción además de ser el más común en el mercado ecuatoriano

##### **3.1.1. Diseño de la columna C1 a flexión y carga axial según sección H1 de norma AISC 360-10**

Dadas las condiciones de mercado se facilitó para este proyecto perfiles IPE300 (viga) y HEB200 (columna), bajo análisis previo de cálculos y simulaciones se logró demostrar que la carga óptima para aplicar sobre la viga (b4) que posee una conexión a momento con la columna es de 5000 Kg.

En la figura 3.1 se muestra la vista frontal de la columna (C1), la cual debe resistir la fuerza aplicada de 5000 kg.

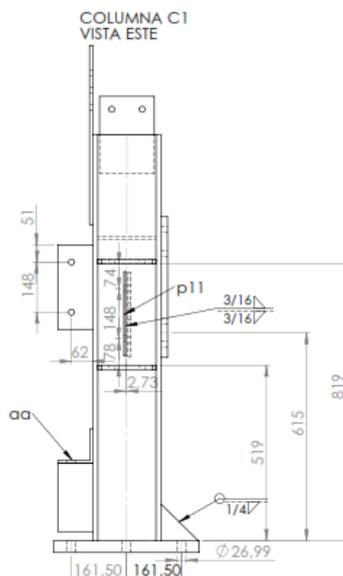


Figura 3. 1. COLUMNA C1

Propiedades geométricas de la columna HEB200

En la figura 3.2 y 3.3 se muestran las propiedades del perfil HEB 200

DENOMINACION	DIMENSIONES					SECCION PESOS		TIPOS			
	h mm	b mm	s mm	t mm	r mm	cm <sup>2</sup>	Kg/mt	I <sub>x</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>x</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>y</sub> cm <sup>3</sup>
HEB 100	100	100	6.00	10.00	12	26.00	20.40	450	167	89	33.50
HEB 120	120	120	6.50	11.00	12	34.00	26.70	864	318	144	52.90
HEB 140	140	140	7.00	12.00	12	43.00	33.70	1510	550	216	78.50
HEB 160	160	160	8.00	13.00	15	54.30	42.80	2490	889	311	111.00
HEB 180	180	180	8.50	14.00	15	65.30	51.20	3830	1360	426	151.00
<b>HEB 200</b>	<b>200</b>	<b>200</b>	<b>9.00</b>	<b>15.00</b>	<b>18</b>	<b>78.10</b>	<b>61.30</b>	<b>5700</b>	<b>2000</b>	<b>570</b>	<b>200.00</b>
HEB 220	220	220	9.50	16.00	18	91.00	71.50	8090	2840	738	258.00
HEB 240	240	240	10.00	17.00	21	106.00	83.20	11260	3920	938	327.00
HEB 260	260	260	10.00	17.50	24	118.00	93.00	14920	5130	1150	395.00
HEB 280	280	280	10.50	18.00	24	131.00	103.00	19270	6590	1380	471.00
HEB 300	300	300	11.00	19.00	27	149.00	117.00	25170	8560	1680	571.00
HEB 320	320	300	11.50	20.50	27	161.00	127.00	30820	9240	1930	616.00

Figura 3. 2. Propiedades del perfil HEB200  
FUENTE: Catalogo Dipac Manta

Se calcula la resistencia a compresión aplicada a la columna:

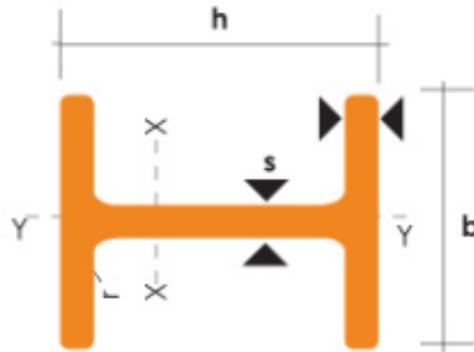


Figura 3. 3. Detalle geométrico de la columna HEB

### 3.1.2. Análisis a compresión

#### LRFD

$$P_u = 1,2 \times 5000 \text{ kg}$$

$$P_u = 6000 \text{ kg}$$

$$P_n = S_y \cdot A_{\text{perfil}}$$

$$P_n = 2540 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 78,10 \text{ cm}^2$$

$$P_n = 198374 \text{ kg}$$

$$P_r = P_u = 6000 \text{ kg}$$

$$P_c = \phi_t \cdot P_n$$

$$P_c = 0,75 \times 198374 \text{ kg}$$

$$P_c = 148780,5 \text{ kg}$$

$$P_c \geq P_r$$

$$148780,5 \text{ kg} \geq 6000 \text{ kg} \quad \therefore \text{El perfil HEB 200 soporta la carga a compresión}$$

### 3.1.3. Análisis de flexión método LRFD

Distancia medida desde la columna hasta el punto donde se aplica la carga = 75 cm (Figura 3.4)



Figura 3. 4. Distancia de la carga aplicada

$$M_r = 1,2 \times 5000 \text{ kg} \times 75 \text{ cm}$$

$$M_r = 450000 \text{ kg. cm}$$

$$\phi_b \cdot M_n = S_y \cdot Z_y \cdot \phi_b$$

$$\phi_b \cdot M_n = 2540 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 200 \text{ cm}^3 \times 0,9$$

$$\phi_b \cdot M_n = 457200 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_r$$

$$457200 \text{ kg} \cdot \text{cm} \geq 450000 \text{ kg} \cdot \text{cm} \quad \therefore \text{El perfil HEB 200 soporta la flexión}$$

### 3.1.4. Análisis a tracción método ASD

#### ASD

$$P_a = 5000 \text{ kg}$$

$$P_n = F_y \cdot A_{\text{perfil}}$$

$$P_n = 2540 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 78,10 \text{ cm}^2$$

$$P_n = 198374 \text{ kg}$$

$$P_r = P_a = 5000 \text{ kg}$$

$$P_c = \frac{P_n}{\Omega_c}$$

$$P_c = \frac{198374 \text{ kg}}{2,00}$$

$$P_c = 99187 \text{ kg}$$

$$P_c \geq P_r$$

$$99187 \text{ kg} \geq 5000 \text{ kg} \quad \therefore \text{El perfil HEB 200 soporta la carga a tensión}$$

### 3.1.5. Análisis a flexión por el método ASD

$$M_r = 5000 \text{ kg} \times 75 \text{ cm}$$

$$M_r = 375000 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$\frac{M_n}{\Omega_b} = \frac{S_y \cdot Z_x}{\Omega_b}$$

$$\frac{M_n}{\Omega_b} = \frac{2540 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 200 \text{ cm}^3}{1,67}$$

$$\frac{M_n}{\Omega_b} = 384192 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$\frac{M_n}{\Omega_b} \geq M_r$$

384192 kg.cm  $\geq$  375000 kg.cm  $\therefore$  El perfil HEB 200 soporta la flexión

Donde:

$P_n$ : Resistencia nominal axial

$A_{est}$ : Área estimada del perfil

$P_r$ : Resistencia requerida axial para combinaciones de carga LRFD o ASD

$P_c$ : Resistencia a la tensión disponible

$M_r$ : Resistencia a la flexión requerida

$M_n$ : Resistencia nominal a la flexión

Al tener los resultados tanto por el método ASD como LRFD para el diseño de la columna, se concluye que el método LRFD entrega mejores resultados al momento del diseño por el uso de factores de seguridad, dichos factores

demuestran que existen incertidumbres al momento de diseñar las estructuras, por ese motivo se los usa dando mayor seguridad al cálculo de vigas y columnas

### 3.1.6. Análisis de esbeltez

Ahora se procede a determinar si el perfil HEB 200 es compacto, no compacto o esbelto según la norma AISC 360 capítulo B:

Ala de la viga es un elemento no atezado:

$$\frac{b_t}{t} = \frac{100 \text{ mm}}{15 \text{ mm}}$$

$$\frac{b_t}{t} = 6,67$$

Las siguientes ecuaciones son obtenidas de la norma AISC 360 tabla B4.1 (Figura 3.4)

Tabla B 4.1 Razones Ancho-Espesor Límite para Elementos en Compresión					
Caso	Descripción del Elemento	Razón Ancho-Espesor	Razones Ancho - Espesor Límites		Ejemplos
			$\lambda_p$ (compacto)	$\lambda_r$ (no compacto)	
Elementos no atezados	1. Flexión en alas de perfiles laminados I y canales	$b/t$	$0.38\sqrt{E/F_y}$	$1.0\sqrt{E/F_y}$	
	2. Flexión en alas de perfiles soldados I de simetría doble y simple	$b/t$	$0.38\sqrt{E/F_y}$	$0.95\sqrt{k_c E/F_y}$ (a),(b)	
	3. Compresión uniforme en alas de perfiles laminados I, placas en proyección de perfiles laminados I; patas sobresalientes de pares de ángulos en contacto continuo y alas de canales	$b/t$	NA	$0.56\sqrt{E/F_y}$	
	4. Compresión uniforme en alas de perfiles soldados I y placas o patas de ángulos en proyección de perfiles soldados	$b/t$	NA	$0.64\sqrt{k_c E/F_y}$ (a)	

Figura 3. 5. Tabla B4.1 de la norma AISC 360

Fuente: (AISC, 2010)

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{S_y}} \quad (\text{Ecuación: caso 2 de la tabla B4.1})$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{2040000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2540 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$\lambda_p = 10,77$$

$$\lambda_p > \frac{b_t}{t}$$

$$10,77 > 6,67$$

**Como  $\lambda_p$  es mayor que la relación ancho-espesor  $\frac{b_t}{t}$  se concluye que el ala del perfil HEB 200 es compacta.**

Alma de la columna es un elemento atezado:

$$\frac{h}{s} = \frac{170 \text{ mm}}{9 \text{ mm}}$$

$$\frac{h}{s} = 18,89$$

Tabla B 4.1 (cont.) Razones Ancho-Espesor Límite para Elementos en Compresión					
Caso	Descripción del Elemento	Razón Ancho-Espesor	Razones Ancho - Espesor Límites		Ejemplos
			$\lambda_p$ (compacto)	$\lambda_r$ (no compacto)	
7.	Flexión en alas de tés	$b/t$	$0.38\sqrt{E/F_y}$	$1.0\sqrt{E/F_y}$	
8.	Compresión uniforme en pies de tés	$b/t$	NA	$0.75\sqrt{E/F_y}$	
9.	Flexión en almas de perfiles I de simetría doble y canales	$h/t_w$	$3.76\sqrt{E/F_y}$	$5.70\sqrt{E/F_y}$	
10.	Compresión uniforme en almas de perfiles I de simetría doble	$h/t_w$	NA	$1.49\sqrt{E/F_y}$	
11.	Flexión en almas de perfiles I de simetría simple	$h_c/t_w$	$\frac{h_c}{h_e} \sqrt{\frac{E}{F_y}} \leq \lambda_r$ $\left( \frac{0.54 M_p}{M_y} - 0.9 \right)$	$5.70\sqrt{E/F_y}$	

Figura 3. 6. Tabla B4.1 de la norma AISC 360

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{S_y}} \quad (\text{Ecuación: caso 9 de la tabla B4.1})$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{2040000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2540 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$\lambda_p = 106,56$$

$$\lambda_p > \frac{h}{s}$$

$$106,56 > 18,89$$

Como  $\lambda_p$  es mayor que la relación ancho-espesor  $\frac{b_t}{t}$  se concluye que el alma del perfil HEB 200 es compacta

El perfil HEB 200 soporta las cargas combinadas de flexión y tracción es por eso que este perfil es el indicado para trabajar bajo la carga de 5000 kg.

### 3.2. Diseño de la viga b4

Se procede a calcular el momento tanto para LRFD y para ASD:

En la figura 3.6 se muestra la vista lateral derecha de la viga B4

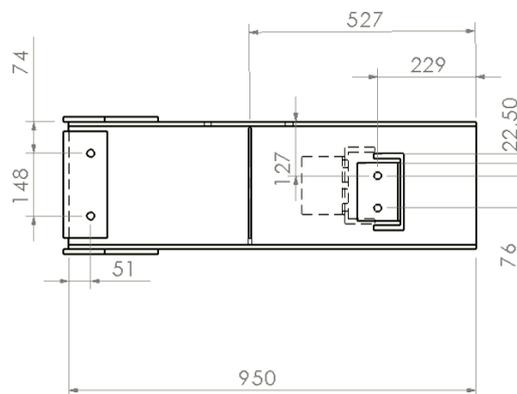


Figura 3. 7. : Viga B4

#### 3.2.1. Análisis A flexión LRFD

##### LRFD

$$M_u = 1.2 \times 5000 \text{ kg} \times 75 \text{ cm}$$

$$M_u = 450000 \text{ kg. cm}$$

Se calcula el modulo plástico para flexión:

$$Z_x = \frac{M_u}{S_y} \quad (\text{Ecuación F2-1 de la norma AISC})$$

$$Z_x = \frac{450000 \text{ kg.cm}}{2540 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$Z_x = 177,16 \text{ cm}^3$$

Se escoge una viga IPE300 con módulo plástico  $Z_x = 557 \text{ cm}^3$  según catalogo Dipac de perfiles.

En la figura 3.8 se muestran las propiedades del perfil IPE 300

DENOMINACION	DIMENSIONES					SECCION cm <sup>2</sup>	PESOS kg/mt	TIPOS			
	h mm	s mm	g mm	t mm	R mm			I <sub>x</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>x</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>y</sub> cm <sup>3</sup>
IPE 80	80	46	3.80	5.20	5	7.64	6.00	80	8.49	20.00	3.69
IPE 100	100	55	4.10	5.70	5	10.30	8.10	171	15.90	34.20	5.79
IPE 120	120	64	4.40	6.30	5	13.20	10.40	318	27.70	53.00	8.65
IPE 140	140	73	4.70	6.90	7	16.40	12.90	541	44.90	77.30	12.30
IPE 160	160	82	5.00	7.40	7	20.10	15.80	869	68.30	109.00	16.70
IPE 180	180	91	5.30	8.00	7	23.90	18.80	1320	101.00	140.00	22.20
IPE 200	200	100	5.60	8.50	9	28.50	22.40	1940	142.00	194.00	28.50
IPE 220	220	110	5.90	9.20	9	33.40	26.20	2770	205.00	252.00	37.30
IPE 240	240	120	6.20	9.80	12	39.10	30.70	3890	284.00	324.00	47.30
IPE 270	270	135	6.60	10.50	12	45.90	36.10	5700	420.00	470.00	62.30
IPE 300	300	150	7.10	10.70	15	53.80	42.20	8360	604.00	557.00	80.50
IPE 360	360	170	8.00	12.70	15	62.90	49.10	11770	760.00	710.00	98.50
IPE 400	400	180	8.60	13.50	118	72.70	57.10	16270	1040.00	904.00	123.00
IPE 450	450	190	9.40	14.60	21	84.50	63.30	23130	1320.00	1160.00	146.00
IPE 500	500	200	10.20	16.00	21	116.00	77.70	33740	1680.00	1500.00	176.00
IPE 550	550	210	11.10	17.20	24	134.00	90.70	48200	2140.00	1930.00	214.00

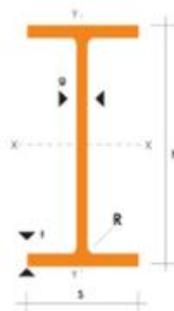


Figura 3. 8. Propiedades del perfil IPE 300  
FUENTE: Catalogo Dipac Manta

### 3.2.2. Análisis a Flexión método ASD

#### ASD

$$M_a = 5000 \text{ kg} \times 75 \text{ cm}$$

$$M_a = 375000 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Se calcula el modulo plástico para flexión:

$$Z_x = \frac{M_a}{S_y} \quad (\text{Ecuación F2-1 de la norma AISC})$$

$$Z_x = \frac{375000 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{2540 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$Z_x = 147,64 \text{ cm}^3$$

Donde:

$M_u$ : Resistencia a la flexión requerida en el cordón

$Z_x$ : Módulo de sección plástico en torno al eje de flexión x

Se escoge una viga IPE300 con módulo plástico  $Z_x = 200 \text{ cm}^3$  según catalogo Dipac de perfiles.

La longitud de carga aplicada medida desde la columna es de 750 mm, la viga analizada no tiene longitud entre el punto fijo hasta el arriostramiento es por tal motivo que se descarta el pandeo Lateral-Torsional.

Ahora se procede a determinar si el perfil IPE300 es compacto, no compacto o esbelto.

### 3.2.3. Análisis de esbeltez

Ala de la viga es un elemento no atiesado:

$$\frac{s}{t} = \frac{75 \text{ mm}}{10,70 \text{ mm}}$$

$$\frac{S}{t} = 7,01$$

Las siguientes ecuaciones son obtenidas de la norma AISC 360 tabla B4.1 (Figura 3.8)

Tabla B 4.1 Razones Ancho-Espesor Límite para Elementos en Compresión					
Caso	Descripción del Elemento	Razón Ancho-Espesor	Razones Ancho - Espesor Límites		Ejemplos
			$\lambda_p$ (compacto)	$\lambda_r$ (no compacto)	
1.	Flexión en alas de perfiles laminados I y canales	$b/t$	$0.38\sqrt{E/F_y}$	$1.0\sqrt{E/F_y}$	
2.	Flexión en alas de perfiles soldados I de simetría doble y simple	$b/t$	$0.38\sqrt{E/F_y}$	$0.95\sqrt{k_c E/F_y}$ (a),(b)	
Elementos no atiesados	3. Compresión uniforme en alas de perfiles laminados I, placas en proyección de perfiles laminados I, patas sobresalientes de pares de ángulos en contacto continuo y alas de canales	$b/t$	NA	$0.56\sqrt{E/F_y}$	
	4. Compresión uniforme en alas de perfiles soldados I y placas o patas de ángulos en proyección de perfiles soldados	$b/t$	NA	$0.64\sqrt{k_c E/F_y}$ (a)	

Figura 3. 9. Tabla B4.1 de la norma AISC 360

Fuente: (AISC, 2010)

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{S_y}} \quad (\text{Ecuación: caso 2 de la tabla B4.1})$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{2040000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2540 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$\lambda_p = 10,77$$

$$\lambda_p > \frac{s}{t}$$

$$10,8 > 7,01$$

**Como  $\lambda_p$  es mayor que la relación ancho-espesor  $\frac{b_t}{t}$  se concluye que el ala del perfil IPE300 es compacta.**

Alma de la viga es un elemento atiesado:

$$\frac{h}{g} = \frac{278,6 \text{ mm}}{7,10 \text{ mm}}$$

$$\frac{h}{g} = 39,24$$

Tabla B 4.1 (cont.) Razones Ancho-Espesor Límite para Elementos en Compresión					
Caso	Descripción del Elemento	Razón Ancho-Espesor	Razones Ancho - Espesor Límites		Ejemplos
			$\lambda_p$ (compacto)	$\lambda_r$ (no compacto)	
7.	Flexión en alas de tés	$b/t$	$0.38\sqrt{E/F_y}$	$1.0\sqrt{E/F_y}$	
8.	Compresión uniforme en pies de tés	$b/t$	NA	$0.75\sqrt{E/F_y}$	
9.	Flexión en almas de perfiles I de simetría doble y canales	$h/t_w$	$3.76\sqrt{E/F_y}$	$5.70\sqrt{E/F_y}$	
10.	Compresión uniforme en almas de perfiles I de simetría doble	$h/t_w$	NA	$1.49\sqrt{E/F_y}$	
11.	Flexión en almas de perfiles I de simetría simple	$h_c/t_w$	$\frac{h_c}{h_e}\sqrt{\frac{E}{F_y}} \leq \lambda_r$ $\left(0.54 \frac{M_p}{M_y} - 0.9\right)$	$5.70\sqrt{E/F_y}$	

Figura 3. 10.Tabla B4.1 de la norma AISC 360

Fuente: (AISC, 2010)

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{S_y}} \quad (\text{Ecuación: caso 9 de la tabla B4.1})$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{2040000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2540 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$\lambda_p = 106,56$$

$$\lambda_p > \frac{h}{g}$$

$$106,56 > 39,24$$

Como  $\lambda_p$  es mayor que la relación ancho-espesor  $\frac{b_t}{t}$  se concluye que el alma del perfil IPE300 es compacta.

Según tabla F1.1 de la norma AISC360 (tabla de selección para la aplicación de las secciones del capítulo F), como el ala y el alma del perfil son compactos se rige a la sección F2 de la norma AISC 360-10, esto se muestra en la figura 3.10

Tabla Nota F 1.1 Tabla de Selección para la Aplicación de las Secciones del Capítulo F				
Sección en Capítulo F	Sección	Esbeltez Ala	Esbeltez Alma	Estados Límite
F2		C	C	Y, LTB
F3		NC, S	C	LTB, FLB
F4		C, NC, S	C, NC	Y, LTB, FLB, TFY
F5		C, NC, S	S	Y, LTB, FLB, TFY
F6		C, NC, S	N/A	Y, FLB
F7		C, NC, S	C, NC	Y, FLB, WLB
F8		N/A	N/A	Y, LB

Figura 3. 11. Tabla F1.1 de la norma AISC 360

Fuente: (AISC, 2010)

$$L_p = 1,76 \times r_y \sqrt{\frac{E}{S_y}}$$

$$L_p = 1,76 \times 3,35\text{cm} \sqrt{\frac{2040000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2540 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$L_p = 167,09 \text{ cm}$$

Como la viga no tiene riostras la longitud  $L_b$  es la longitud de la viga es de decir su dimensión es de  $L_b = 95 \text{ cm}$

$$L_b \leq L_p$$

$$95 \leq 167,09 \quad \therefore \text{Verdadero}$$

Por ende el estado límite de pandeo lateral-torsional no aplica según sección F2 de la AISC 360

$$M_n = M_p = S_y \times Z_x$$

$$M_n = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 557 \text{ cm}^2$$

$$M_n = 1414780 \text{ kg. cm}$$

### **LRFD**

$$M_n \cdot \phi_b = 1414780 \text{ kg. cm} \times 0,9$$

$$M_n \cdot \phi_b = 1273302 \text{ kg. cm}$$

$$M_n \cdot \phi_b \geq M_u$$

$$1273302 \text{ kg. cm} \geq 760000 \text{ kg. cm}$$

El perfil IPE300 si cumple por el método LRFD

### **ASD**

$$\frac{M_p}{\Omega} = \frac{1414780 \text{ kg. cm}}{1,67}$$

$$\frac{M_p}{\Omega} = 847174 \text{ kg. cm}$$

$$\frac{M_p}{\Omega} \geq M_a$$

$$847174 \text{ kg. cm} \geq 475000 \text{ kg. cm}$$

El perfil IPE300 si cumple por el método ASD

Donde:

$L_p$ : Longitud no arriostrada límite de volcamiento

$L_b$ : Distancia entre arriostramientos

$M_p$ : Momento de flexión plástico

Como se pudo explicar el perfil IPE 300 soporta la carga a flexión es por eso que este perfil es el indicado para que soporte la carga aplicada de 5000 kg.

### 3.3. Diseño de la placa base

Diseño de la placa base considerando carga a tensión y momento flector. Este procedimiento se basa en la guía de diseño "Base plate and anchor rod design 1, second edition" perteneciente a la norma AISC 360-10, página 22

Proponer las dimensiones N y B de la placa base como se muestra en la figura 3.12, para realizar la primera iteración:

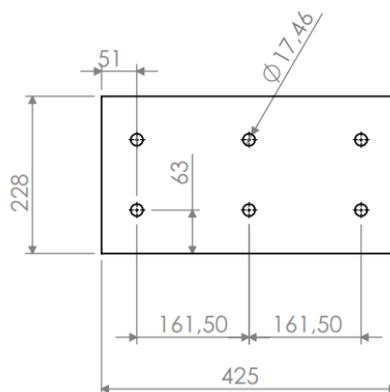


Figura 3. 12. Dimensiones placa base

N= Longitud de la placa base

B= Ancho de la placa base

### 3.3.1. DIMENSIONES

$$N= d + (2 \times 3 \text{ plg})$$

$$N= d + (2 \times 7,62 \text{ mm})$$

$$N= 200 \text{ mm} + (2 \times 7,62 \text{ mm})$$

$$N= 215,24 \text{ mm}$$

$$B= d + (2 \times 3 \text{ plg})$$

$$B= d + (2 \times 7,62 \text{ mm})$$

$$B= 200 \text{ mm} + (2 \times 7,62 \text{ mm})$$

$$B= 215, 24 \text{ mm}$$

### 3.3.2. Determinar la excentricidad equivalente:

Se utilizara  $e > e_{\text{crit}}$ , ya que la magnitud del momento flector es mayor en relación a la carga a compresión de la columna.

#### LRFD

$$e = \frac{M_u}{P_u}$$

$$e = \frac{760000 \text{ kg.cm}}{8000 \text{ kg}}$$

$$e = 95 \text{ cm}$$

#### ASD

$$e = \frac{M_u}{P_u}$$

$$e = \frac{475000 \text{ kg.cm}}{5000 \text{ kg}}$$

$$e = 95 \text{ cm}$$

$$f_{p_{\max}} = \phi_t \times 0,85 \times f'_c$$

$$f_{p_{\max}} = 0,65 \times 0,85 \times 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{p_{\max}} = 116,025 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$q_{\max} = f_{p_{\max}} \times B$$

$$q_{\max} = 116,025 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 21,524 \text{ cm}$$

$$q_{\max} = 2497,32 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

$$f_{p_{\max}} = \frac{0,85 \times f'_c}{\lambda_t}$$

$$f_{p_{\max}} = \frac{0,85 \times 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2,50}$$

$$f_{p_{\max}} = 71,4 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$q_{\max} = f_{p_{\max}} \times B$$

$$q_{\max} = 71,4 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 21,524 \text{ cm}$$

$$q_{\max} = 1536,81 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

$$f = \frac{N}{2} - 3,81$$

$$f = \frac{21,524 \text{ cm}}{2} - 3,81$$

$$f = 6,952 \text{ cm}$$

Donde:

$f_{p_{\max}}$ : Presión máxima entre la placa base y el hormigón

$q_{\max}$ : Presión máxima entre la placa base y el hormigón por longitud

f: Distancia desde el centro de gravedad del perno o varilla de anclaje hasta el centro de gravedad de la placa base

**Verificar si cumple la siguiente inecuación:**

**LRFD**

$$\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 \geq \frac{2 \times P_u (e + f)}{q_{\max}}$$

$$\left(6,952 + \frac{21,524}{2}\right)^2 \geq \frac{2 \times 8000 (95 + 6,952)}{2497,32}$$

$$312,786 \geq 653,193 \quad \text{Falso}$$

**ASD**

$$\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 \geq \frac{2 \times P_a (e + f)}{q_{\max}}$$

$$\left(6,952 + \frac{21,524}{2}\right)^2 \geq \frac{2 \times 5000 (95 + 6,952)}{1536,81}$$

$$312,786 \geq 660,589 \quad \text{Falso}$$

Como las condiciones no cumplieron se debe aumentar las dimensiones de la placa base. Se procede a poner otras dimensiones a la placa base hasta que se cumplan las condiciones.

$$N = 425 \text{ mm}$$

$$B = 228 \text{ mm}$$

$$N = 42,5 \text{ cm}$$

$$B = 22,8 \text{ cm}$$

**LRFD**

$$q_{\max} = f p_{\max} \times B$$

$$q_{\max} = 116,025 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 22,8 \text{ cm}$$

$$q_{\max} = 2645,37 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

**ASD**

$$q_{\max} = f p_{\max} \times B$$

$$q_{\max} = 71,4 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 22,8 \text{ cm}$$

$$q_{\max} = 1627,92 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

$$f = \frac{N}{2} - 3,81$$

$$f = \frac{42,5 \text{ cm}}{2} - 3,81$$

$$f = 17,44 \text{ cm}$$

**Verificamos si cumple la inecuación siguiente:**

**LRFD**

$$\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 \geq \frac{2 \times P_u (e + f)}{q_{\max}}$$

$$\left(17,44 + \frac{42,5}{2}\right)^2 \geq \frac{2 \times 8000 (95 + 17,44)}{2645,37}$$

$$1496,92 \geq 680,07 \quad \text{Si cumple}$$

**ASD**

$$\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 \geq \frac{2 \times P_a (e + f)}{q_{\max}}$$

$$\left(17,44 + \frac{42,5}{2}\right)^2 \geq \frac{2 \times 5000 (95 + 17,44)}{1627,92}$$

$$1496,92 \geq 690,7 \quad \text{Si cumple}$$

Como la inecuación si cumple se concluye que los valores escogidos de ancho y longitud de la placa base son los correctos:

$$N = 42,5 \text{ cm} \quad ; \quad B = 22,8 \text{ cm}$$

Ahora procedemos a calcular el espesor de la placa base:

### 3.3.3. Espesor placa base

#### LRFD

$$T_u = (q_{\max} \times Y) - P_u$$

$$T_u = \left( 2645,37 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} \times 42,5 \text{ cm} \right) - 8000 \text{ kg}$$

$$T_u = 104428,23 \text{ kg}$$

#### ASD

$$T_a = (q_{\max} \times Y) - P_a$$

$$T_a = \left( 1627,92 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} \times 42,5 \text{ kg} \right) - 5000 \text{ kg}$$

$$T_a = 64186,6 \text{ kg}$$

$$X = \frac{N}{2} - \frac{d}{2} + \frac{t_f}{2} - 3,81$$

$$X = \frac{42,5 \text{ cm}}{2} - \frac{20 \text{ cm}}{2} + \frac{1,5 \text{ cm}}{2} - 3,81$$

$$X = 8,19 \text{ cm}$$

Donde:

Y: Longitud del soporte

$T_u$ : Fuerza de tensión del perno, método LRFD

$T_a$ : Fuerza de tensión del perno, método ASD

X: Distancia del centro del perno al centro de la columna

**LRFD**

$$Y = \left( f + \frac{N}{2} \right) - \sqrt{\left( f + \frac{N}{2} \right)^2 - \frac{2 \cdot P_u \cdot (e + f)}{q_{\max}}}$$

$$Y = \left( 17,44 + \frac{42,5}{2} \right) - \sqrt{\left( 17,44 + \frac{42,5}{2} \right)^2 - \frac{2 \times 8000 \cdot (95 + 17,44)}{2497,32}}$$

$$Y = 10,82$$

$$T_u = (q_{\max} \cdot Y) - P_u$$

$$T_u = (2497,32 \times 10,82) - 8000$$

$$T_u = 19021$$

$$t_{\text{preq}} = 2,11 \cdot \sqrt{\frac{T_u \cdot X}{B \cdot F_y}}$$

$$t_{\text{preq}} = 2,11 \times \sqrt{\frac{19021 \times 8,19}{22,8 \times 2540}}$$

$$t_{\text{preq}} = 3,5 \text{ cm}$$

**ASD**

$$Y = \left( f + \frac{N}{2} \right) - \sqrt{\left( f + \frac{N}{2} \right)^2 - \frac{2 \cdot P_a \cdot (e + f)}{q_{\max}}}$$

$$Y = \left( 17,44 + \frac{42,5}{2} \right) - \sqrt{\left( 17,44 + \frac{42,5}{2} \right)^2 - \frac{2 \times 5000 \cdot (95 + 17,44)}{1536,81}}$$

$$Y = 11,03$$

$$T_a = (q_{\max} \cdot Y) - P_a$$

$$T_a = (1536,81 \times 11,03) - 5000$$

$$T_a = 11951,01$$

$$t_{\text{preq}} = 2,58 \times \sqrt{\frac{T_a \cdot X}{B \cdot F_y}}$$

$$t_{\text{preq}} = 2,58 \times \sqrt{\frac{11951,01 \times 8,19}{22,8 \times 2540}}$$

$$t_{\text{preq}} = 3,4 \text{ cm}$$

∴ Se concluye que las medias de la placa base son:

$$N = 42,5 \text{ cm}$$

$$B = 22,8 \text{ cm}$$

$$t = 3,5 \text{ cm}$$

Donde:

N: Longitud de la placa base

B: Ancho de la placa base

t: Espesor de la placa base

### 3.4. Diseño de los pernos de anclaje

Diseño de los pernos de anclaje considerando carga a tensión y momento flector. Este procedimiento se basa en la guía de diseño "Base plate and

anchor rod design 1, second edition” perteneciente a la norma AISC 360-10 especificaciones para acero conformado en frio, página 22:

Determinar las características del perno de anclaje:

- El grado del material del perno de anclaje es grado A36
- El tipo de perno de anclaje es A325
- La forma del perno de anclaje es con gancho de 90°

### 3.4.1. Resistencia requerida a tensión:

#### LRFD

$$f_{p_{\max}} = \phi_t \times 0,85 \times f'_c$$

$$f_{p_{\max}} = 0,65 \times 0,85 \times 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{p_{\max}} = 116,025 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$q_{\max} = f_{p_{\max}} \times B$$

$$q_{\max} = 116,025 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 22,8 \text{ cm}$$

$$q_{\max} = 2645,37 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

#### ASD

$$f_{p_{\max}} = \frac{0,85 \times f'_c}{\lambda_t}$$

$$f_{p_{\max}} = \frac{0,85 \times 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2,50}$$

$$f_{p_{\max}} = 71,4 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$q_{\max} = f_{p_{\max}} \times B$$

$$q_{\max} = 71,4 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 22,8 \text{ cm}$$

$$q_{\max} = 1627,92 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

#### LRFD

$$Y = \left( f + \frac{N}{2} \right) - \sqrt{\left( f + \frac{N}{2} \right)^2 - \frac{2 \cdot P_u \cdot (e + f)}{q_{\max}}}$$

$$Y = \left( 17,44 + \frac{42,5}{2} \right) - \sqrt{\left( 17,44 + \frac{42,5}{2} \right)^2 - \frac{2 \times 8000 \cdot (95 + 17,44)}{2645,37}}$$

$$Y = 10,11 \text{ cm}$$

$$T_u = (q_{\max} \cdot Y) - P_u$$

$$T_u = (2645,37 \times 10,11) - 8000$$

$$T_u = 18744,7 \text{ Kg}$$

### ASD

$$Y = \left( f + \frac{N}{2} \right) - \sqrt{\left( f + \frac{N}{2} \right)^2 - \frac{2 \cdot P_a \cdot (e + f)}{q_{\max}}}$$

$$Y = \left( 17,44 + \frac{42,5}{2} \right) - \sqrt{\left( 17,44 + \frac{42,5}{2} \right)^2 - \frac{2 \times 5000 \cdot (95 + 17,44)}{1627,92}}$$

$$Y = 10,29 \text{ cm}$$

$$T_u = (q_{\max} \cdot Y) - P_u$$

$$T_u = (1627,92 \times 10,29) - 5000$$

$$T_u = 11751,3 \text{ Kg}$$

### 3.4.2. Selección de perno de anclaje

Se escoge los pernos de anclaje con un diámetro  $\emptyset \frac{5}{8}$  de la tabla J3.1 (Figura 3.13) de la norma AISC 360-10:

<b>Tabla J3.1 Pretensión Mínima de Pernos, kips*</b>		
<b>Tamaño Perno, in</b>	<b>Pernos A325</b>	<b>Pernos A490</b>
1/2	12	15
5/8	19	24
3/4	26	33
7/8	39	49
1	51	64
1 1/8	56	80
1 1/4	71	102
1 3/8	85	121
1 1/2	103	148

\* Igual a 0.70 veces la resistencia última de los pernos, redondeada al valor entero más cercano, tal como lo especifican las Especificaciones ASTM para pernos A325 y A490 con hilo UNC.

Figura 3. 13. Tabla J3.1 de la norma AISC

Fuente: (AISC, 2010)

A continuación se precede a verificar si los pernos de anclaje con diámetro  $\phi 5/8$  cumplen con la carga aplicada:

Se determina la distancia mínima al borde, desde el centro del agujero estándar hasta el borde de la parte conectada, esta distancia se obtiene de la tabla J3.4 (Figura 3.14) de la norma AISC:

<b>Tabla J 3.4 M Distancia Mínima al Borde<sup>[a]</sup>, mm, desde el Centro del Agujero Estándar<sup>[b]</sup> hasta el Borde de la Parte Conectada</b>		
<b>Diámetro Perno (in)</b>	<b>En bordes aserrados</b>	<b>En bordes laminados de Planchas, Perfiles o Barras, o en bordes por corte térmico<sup>[c]</sup></b>
16	28	22
20	34	26
22	38 <sup>[d]</sup>	28
24	42 <sup>[d]</sup>	30
27	48	34
30	52	38
36	64	46
Sobre 36	1.75 <i>d</i>	1.25 <i>d</i>

<sup>[a]</sup> Se permite utilizar distancias de borde menor provisto que se satisfacen las disposiciones de la Sección J3.10, de forma apropiada.  
<sup>[b]</sup> Para agujeros sobretamaño y ranurados, ver la Tabla J3.5M.  
<sup>[c]</sup> Se permite que todas las distancias de borde en esta columna sean reducidas 3 mm cuando el agujero está en un punto donde la resistencia requerida no exceda de 25% de la resistencia máxima en el elemento.  
<sup>[d]</sup> Se permite que estas sean 3 mm en ambos extremos de los ángulos de conexión de vigas y en placas de cabeza de corte.

Figura 3. 14. Distancia mínima al borde del agujero

Fuente: (AISC, 2010)

Se determina la separación mínima que existe entre cada perno:

$$S = 3 \times D_r$$

$$S = 3 \times 15,88 \text{ mm}$$

$$S = 47,64 \text{ mm} \approx 48 \text{ mm}$$

### 3.4.3. Resistencia disponible de aplastamiento

Resistencia disponible de aplastamiento de perforaciones de pernos de anclaje:

$$L_c = \text{Distancia mínima al borde} + \frac{D_r}{2}$$

$$L_c = 0,28 \text{ cm} + \frac{1,58 \text{ cm}}{2}$$

$$L_c = 1,07 \text{ cm}$$

### LRFD

$$R_u = \phi \times 1,2 \times L_c \times t \times F_u \leq \phi \times 2,4 \times D_r \times t \times S_u$$

$$R_u = 0,75 \times 1,2 \text{ cm} \times 1,07 \text{ cm} \times 3,5 \times 4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\leq 0,75 \times 2,4 \times 1,588 \text{ cm} \times 3,5 \text{ cm} \times 4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$R_u = 13751,64 \text{ kg} \leq 40817,952 \text{ kg} \quad \therefore \text{VERDADERO}$$

**ASD**

$$R_u = \frac{1,5 \times L_c \times t \times S_u}{\Omega} \leq \frac{3,0 \times D_r \times t \times S_u}{\Omega}$$

$$R_u = \frac{1,5 \text{ cm} \times 1,074 \text{ cm} \times 3,5 \times 4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2,5} \leq \frac{3,0 \times 1,588 \text{ cm} \times 3,5 \text{ cm} \times 4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2,5}$$

$$R_u = 9202,03 \text{ kg} \leq 27211,97 \text{ kg} \quad \therefore \text{VERDADERO}$$

Donde:

$D_r$ : Diámetro escogido para el perno de anclaje

$L_c$ : Distancia libre en la dirección de la carga entre el borde de la perforación y el borde de la placa base.

$t$ : Espesor de la placa base

$F_u$ : Resistencia ultima mínima a la tracción del acero

Las condiciones calculadas cumplen las inecuaciones por ende los pernos elegidos de  $\emptyset \frac{5}{8}$  son los correctos a utilizar.

**3.5. Diseño de la placa de cortante**

En la figura 3.15 y 3.16 se muestra el esquema de la placa de cortante que se ubica en el alma de la viga B4

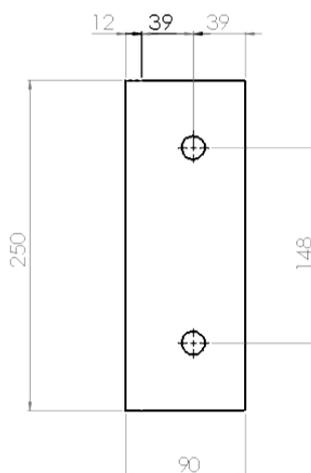


Figura 3. 15. Medidas de las placa de transmisión de cortante

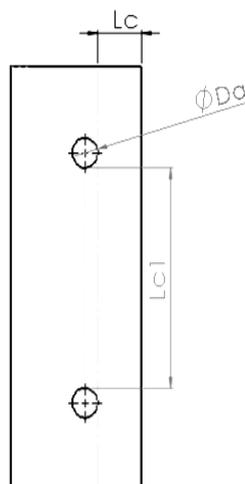


Figura 3. 16. Notación de dimensiones para la placa de cortante

Se asume el diámetro del perno de anclaje:

Perno seleccionado: DIA 5/8 grado 2

**Distancia más cercana al borde (ver figura 3.1)**

$D_b = 39 \text{ mm}$

**Distancia más cercana al borde /arriba hacia abajo)**

$D_v = 51 \text{ mm}$

**Separación entre pernos**

$S_p = 148 \text{ mm}$

**Carga aplicada**

$C_a = 5000 \text{ Kg}$

Resistencia al cortante del perno 5/8 plg UNF grado 2 de diámetro.

$R_n = 5037 \text{ Kg/cm}$  Tomado de la figura 3.17

El uso de pernos en pulgadas se debe a que son más fáciles de encontrar en el mercado donde se construyó el árbol, la rosca utilizada fue UNF puesto que esta rosca de hilo fino brinda una mayor sujeción en el montaje de perfiles estructurales.

DIÁMETRO COMERCIAL (plg)	d (mm)	ÁREA (cm <sup>2</sup> )	RESISTENCIA			
			A325-X (kg)	A325-N (kg)	A490-X (kg)	A490-N (kg)
3/8	9.50	0.71	-----	-----	-----	-----
1/2	12.70	1.27	4020	3215	5024	4020
5/8	15.90	1.99	6298	5037	7873	6298
3/4	19.10	2.87	9084	7265	11354	9084
7/8	22.20	3.87	12249	9796	15311	12249
1	25.40	5.07	16047	12833	20058	16047
1 1/8	28.60	6.42	20319	16251	25399	20319
1 1/4	31.80	7.94	25130	20098	31413	25130
1 3/8	34.90	9.57	30289	24224	37861	30289
1 1/2	38.10	11.40	36081	28856	45101	36081

Figura 3. 17. Tabla 2.4 Resistencia al cortante simple de pernos estándar grado 2  
Fuente: (AISC, 2010)

Diámetro de la abertura

Para calcular el diámetro de la abertura se toma el diámetro del perno más 1/16 plg

$$Da: \frac{5}{8} + \frac{1}{16} = 0.688$$

Distancia del agujero más cercano al borde (Ver figura 3.14)

$$Lc = \frac{Db}{25,4} - \frac{Da}{2} = 1,192$$

$$2d = 2 * dp = 1,25$$

$Lc < 2d$  por lo tanto se aplica la formula

$$Ri = \phi * (1,2 * Lc * 2,54 * Su) * t \text{ Ecuación 6.10-12 "AISC 358-10"}$$

$$\phi \text{ Factor de resistencia} = 0,75$$

$$Su=4080 \text{ Kg /cm}^2$$

$$Ri = 1,11 * 10^4 * t$$

Para el segundo agujero

$$Lc1 = \frac{sp}{25,4} - Da = 5,139$$

Por lo tanto Lc1 es mayor que 2d por lo tanto se aplica la formula

$$R2 = \emptyset * (2,4 * dp * 2,54 * Su) * t \text{ Ecuación 6.10-12 "AISC 358-10"}$$

$$R2 = 1,166 * 10^4 * t$$

Para realizar el cálculo del espesor de la placa se iguala la carga total a la resistencia de aplastamiento

Carga total=Resistencia de aplastamiento

$$5000 \text{ Kg} = 1,11 * 10^4 * t + 1,166 * 10^4 * t$$

$$t=0,22 \text{ cm}$$

**El espesor seleccionado de la placa es de 5 mm**

Para determinar el espesor requerido de la placa por cortante considerar una sección vertical a través de la placa de la sección J5 de la norma AISC

Área transversal de la placa

$$A_g = 24 * t$$

$$S_y = 2540 \text{ Kg/cm}^2$$

$$R3 = \phi * (0,6 * ag * Sy) * t \text{ Ecuación 6.10-7 AISC 358-10}$$

$$R3 = 3,2279 * 10^4 * t$$

Entonces el espesor es igual a:

$$t = \frac{5000}{3,2279 * 10^4} = 0,152$$

El espesor de la placa por este método también es de 5 mm

Por lo tanto el espesor final de la placa es 5 mm

### Capacidad por cm de soldadura de electrodo

$R_s = 1409 \text{ Kg/cm}$  Tabla 3.4 (Figura 3.18) "Diseño de conexiones AISC-LRFD-2010"

TAMAÑO		RESISTENCIA $\phi R_n$ (Kg/cm)		
(plg)	(mm)	E60XX	E70XX	E90XX
1/8	3	403	470	603
3/16	5	672	783	1006
1/4	6	806	940	1207
5/16	8	1075	1253	1609
3/8	9	1209	1409	1810
1/2	13	1746	2036	2615
5/8	16	2149	2506	3218

Figura 3. 18. Tabla 3.4 Resistencia ultima de soldadura de filete  
Fuente: (AISC, 2010)

### Capacidad por cortante de la placa

$$cc = tp * 2,54 * 0,54 * Sy$$

$$cc = 650,653 \text{ Kg*cm gobierna}$$

Longitud mínima requerida de soldadura

$$L_{\min} = \frac{ca}{cc} = 12,685 \text{ cm}$$

### 3.6. Diseño de cubre placas soldadas

En la figura 3.19 se muestra un esquema de las placas soldadas que se colocan tanto en el ala superior como inferior de la viga B4

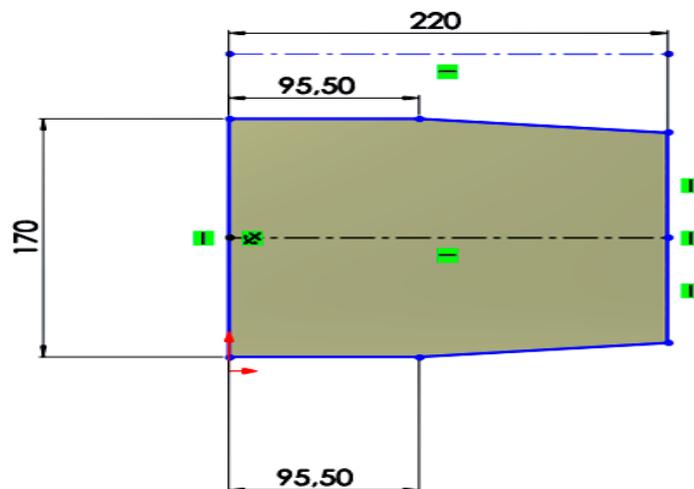


Figura 3. 19. Dimensiones de la cubre placa soldada

Se asume ancho y largo de las placas

Ancho: 170 mm

Longitud: 220 mm

**Características de los perfiles**

**Perfil IPE 300**

Límite de fluencia:  $S_y$ : 2540 Kg/cm<sup>2</sup>

Esfuerzo último:  $S_u$ : 4080 Kg/cm<sup>2</sup>

Altura de la viga: H: 300 mm

Ancho de la viga:  $b_v$ : 150 mm

### **Columna HEB 200**

Altura de la columna:  $H_c$ : 200 mm

Ancho de la columna:  $b_c$ : 200 mm

### **Momento plástico esperado**

$$M_{pr} = C_{pr} * R_y * Z_b * S_y \quad \text{Ecuación 2.4.3-1 AISC 358-10}$$

Donde:

$R_y$ : coeficiente, aplicado a la viga o al material de la viga, obtenido de la previsiones sísmicas de la AISC 358-10

$C_{pr}$  = un factor de para maximizar le resistencia que incluye rigidez, restricción local, refuerzo adicional y otras condiciones de la conexión. Para mayoría de los tipos de conexiones,  $C_{pr}$  es dado por la formula

$Z_e$  = El modulo plástico efectivo de la sección

$$c_{pr} = \frac{S_y + S_u}{2S_y} = 1.403$$

$Z_b = 557 \text{ cm}^3$

$R_y = 1.5$  para acero A 36

$$M_{pr} = 2,966 * 10^6 \text{ Kg} * \text{cm}$$

Fuerza aplicada sobre viga B4= 5000 Kg

**Sección crítica en el centro de la columna**

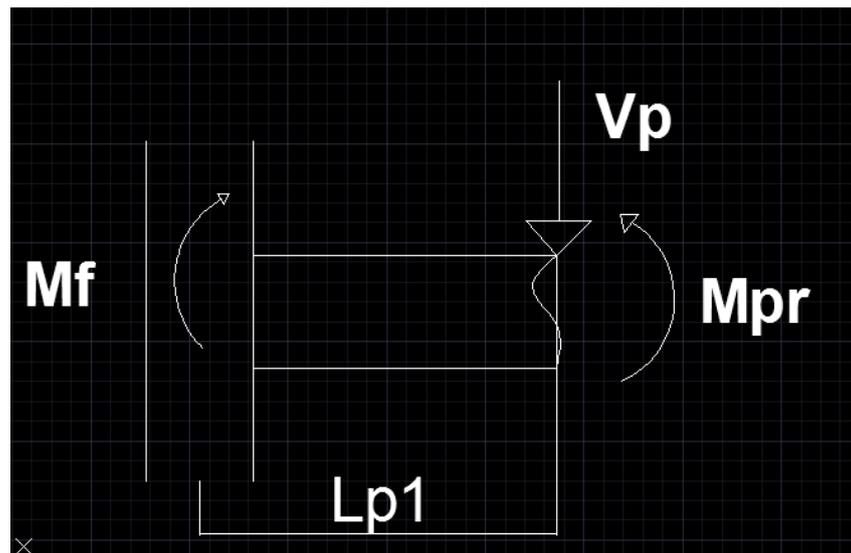


Figura 3. 20. Sección crítica en el centro de la columna

$$L_{p1} = \frac{H_c}{2} + l_p = 320 \text{ mm}$$

$V_p = 5000 \text{ Kg}$

$$M_f = M_{pr} + \left( V_p * \frac{L_{p1}}{10} \right) = 3,126 * 10^6 \text{ Kg} * \text{cm}$$

**Momento cedente**

Sb de la viga IPE 300:  $314 \text{ cm}^3$

$$C_y = \frac{1}{C_{pr} * Z_b / S_b} = 0,402 \text{ Ec 5.8-5 AISC 358-10}$$

$$M_{yf} = C_y * M_f = 1,25 * 10^6 \text{ Kg} * \text{cm}$$

### Espesor estimado

$$t_e = \frac{\frac{H_v}{10} - \left( \left( \frac{H_v}{10} \right)^2 - \frac{4,4 M_{yf}}{S_y * \frac{a}{10}} \right)^{\frac{1}{2}}}{2} = 1,11 \text{ cm}$$

### Espesor real de las placas

$$t_p = \frac{M_{yf}}{S_y * \frac{a}{10} * \left( \frac{H_v}{10} + t_e \right)} = 0,939 \text{ cm}$$

Por lo tanto se elige una placa de espesor 13 mm

### Espesor y longitud de soldadura

#### Resistencia atracción del electrodo

$$F_{exx} = 4929,48 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_w = 0,6 * F_{exx} = 2,953 * 10^3 \text{ Kg/cm}^2$$

#### Espesor de soldadura

$$T_w = 12,7 - 1,6 = 11,1 \text{ mm}$$

#### Longitud de soldadura

$$l_w = \frac{M_f}{\frac{t_w}{10} * 0,707 * F_w * l_p / 10} = 61,317 \text{ cm}$$

**Longitud de soldadura máxima**

$$l_w = 2 * \frac{l_p}{25,4} - 2 + \frac{b_v}{25,4} + \frac{a}{25,4} = 27,921 * 2,54 = 70,92 \text{ cm}$$

**Longitud de soldadura < longitud mínima de soldadura**

Por lo tanto el diseño de las cubre placas soldadas es correcto y las dimensiones de dichas placas serán:

Longitud: 220 mm

Ancho: 170 mm

Espesor: 12,7 mm

## CAPITULO 4

### SIMULACION DE CONEXIONES ESTRUCTURALES TIPO

#### 4.1. Simulación de conexiones sometidas a cortante simple

Para las conexiones a cortante simple se asume que estas no transmiten momentos flectores, esto permite la rotación de los extremos del miembro. Las conexiones a corte simple se las realizan conectando el alma del elemento y dejando sus alas libres o viceversa.

##### 4.1.1. Conexiones viga-viga

**B1B:** Esta viga se conecta a la viga principal B1 a través de una conexión doble angular atornillada como se muestra en la figura 4.1

La viga B1B de perfil IPE 300 se encuentra al mismo nivel de la viga B1 como se muestra en la figura 4.2, por este motivo se debe realizar un corte tanto en el ala superior como inferior de la viga

Al ser una conexión a cortante simple se la utiliza solamente para transferir dicho esfuerzo ya que los ángulos van conectados solamente al alma de la viga secundaria

- Ángulos: L 100\*100\*6
- Numero de pernos en el ángulo conectado a la viga principal: 4

- Numero de pernos para la conexión a la viga secundaria: 4

El número de pernos es seleccionado para realizar una conexión simétrica y obtener una mejor distribución de la fuerza de aplastamiento (Figura 4.1) y así evitar que dicho esfuerzo gobierne en el diseño, para esto se tomó la longitud de los ángulos de 250 mm y una separación de pernos de 51 mm (Pernos 5/8 DIA grado 2)

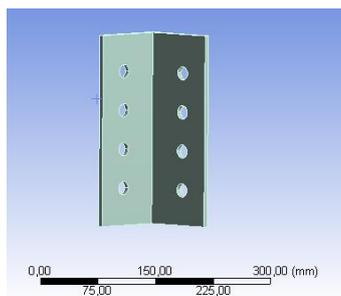


Figura 4. 1 Perfil L conexión de viga B1B  
Fuente: (Propia, 2015)

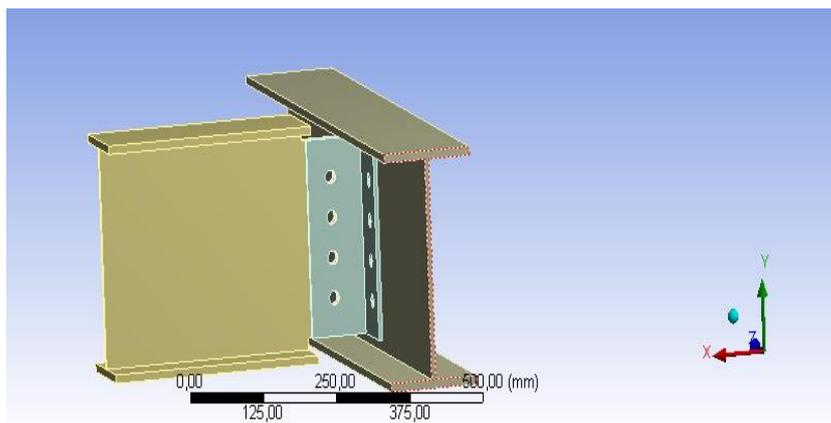


Figura 4. 2. Conexión Viga-Viga (B1 y B1B)  
Fuente: (Propia, 2015)

El mallado a usar en esta simulación es de tipo “HEX DOMINANT” de 12 mm de tamaño tanto para la viga principal como para la secundaria y de 3 mm para ambas conexiones angulares, con este tamaño se aprecia de mejor forma en que lugar de la conexión ocurre la deformación de tipo plástica

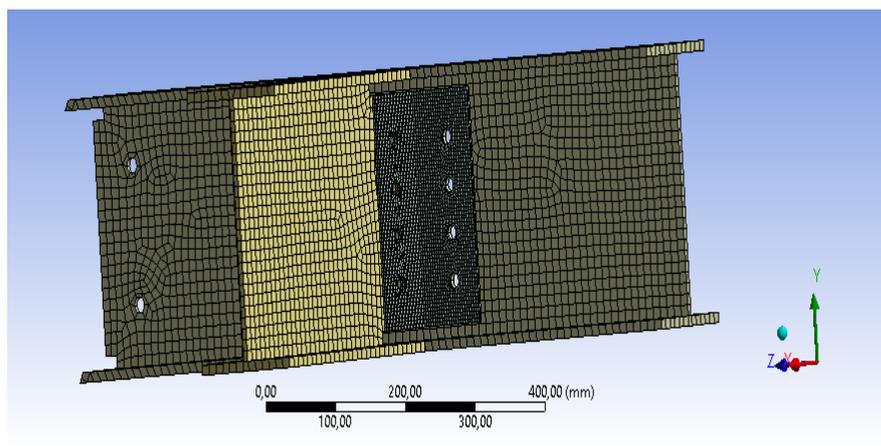


Figura 4. 3. Mallado de viga B1B  
Fuente: (Propia, 2015)

La fuerza aplicada en la viga B1B está centrada y ubicada al extremo. A través de esta fuerza se determina el esfuerzo de Von mises y analiza en qué lugar puede ocurrir la deformación plástica y la fractura

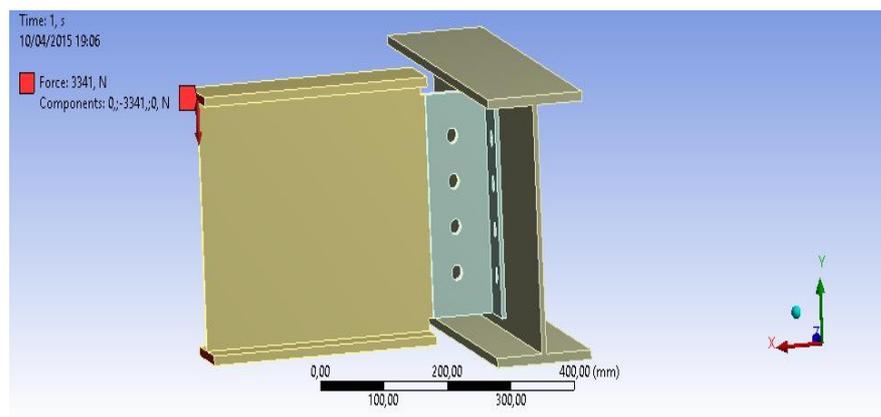


Figura 4. 4. Fuerza aplicada sobre viga B1B  
Fuente: (Propia, 2015)

La fuerza máxima que puede soportar esta conexión son 3343 N, una vez superada esta fuerza la conexión empezara a deformarse plásticamente en el extremo del ángulo como se puede ver en la figura 4.5

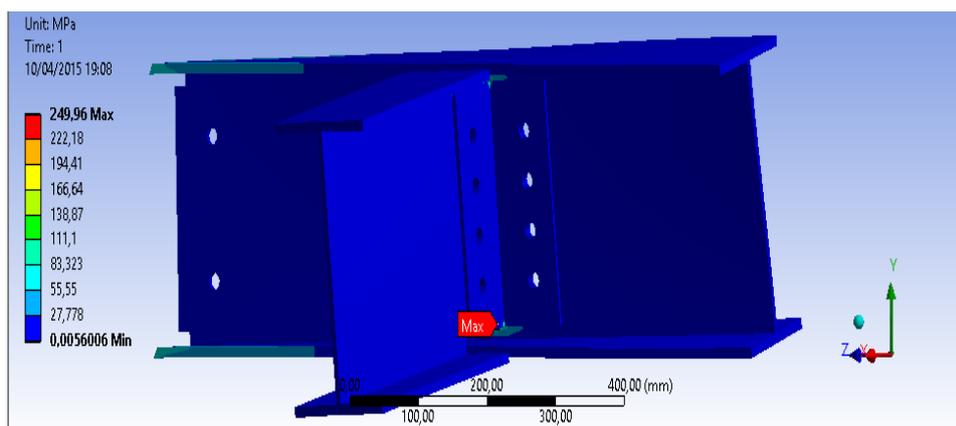


Figura 4. 5. Comportamiento de la viga B1B Ante la carga aplicada  
Fuente: (Propia, 2015)

**B1A:** la viga B1A se conecta a la viga principal B1 a través de una conexión doble angular atornillada al alma de la viga secundaria y soldada al alma de la viga principal como se muestra en la figura 4.6

La viga B1A de perfil IPE 200 es otra variante de conexión viga-viga que se encuentra apoyada sobre el ala inferior de la viga principal como se muestra en la figura 4.6

- Ángulos: L 100\*100\*6
- Numero de pernos en el ángulo conectado a la viga principal: 3
- Conexión al alama de la viga secundaria: soldadura de tamaño 5 mm
- Longitud de los ángulos: 150 mm
- Separación entre pernos: 51 mm

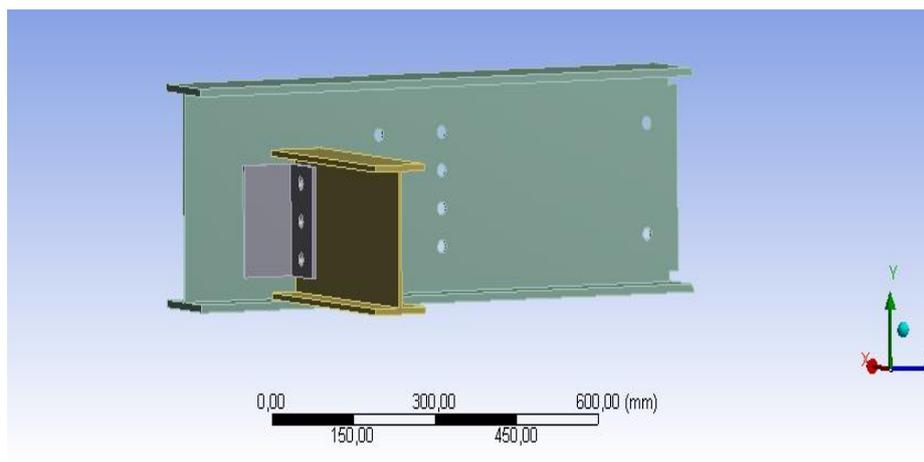


Figura 4. 6. Conexión viga-viga (B1-B1A)  
Fuente: (Propia, 2015)

Mallado:

Método: HEX DOMINANT

Tamaño de mallado para viga principal y viga secundaria: 12 mm

Tamaño de mallado para conexiones angulares: 3 mm

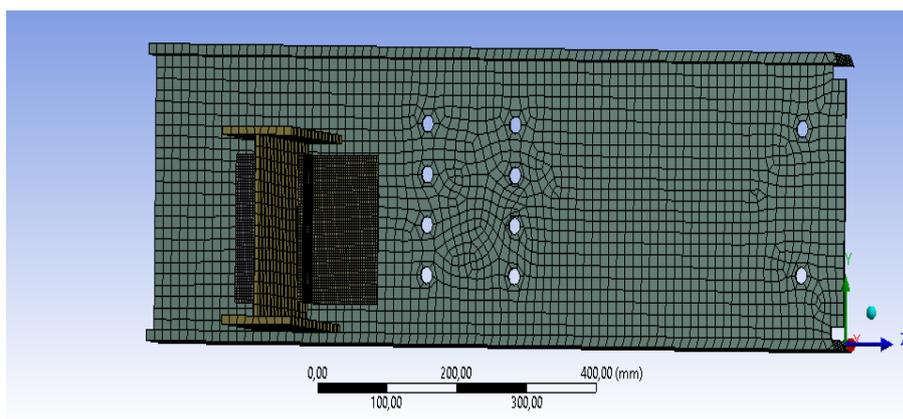


Figura 4. 7. Mallado viga B1A  
Fuente: (Propia, 2015)

Fuerza aplicada: 1319 N, centrada y en el extremo de la viga B1A

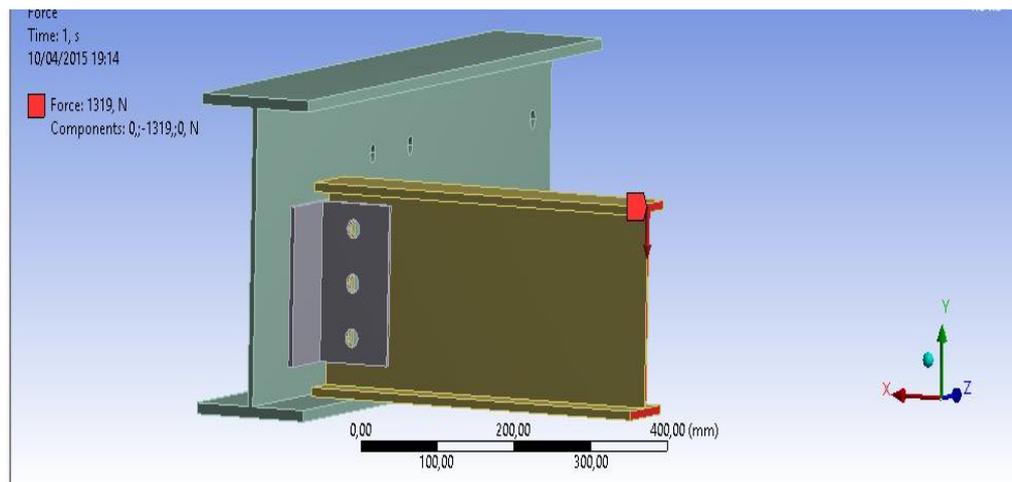


Figura 4. 8. Fuerza aplicada sobre la viga B1A  
Fuente: (Propia, 2015)

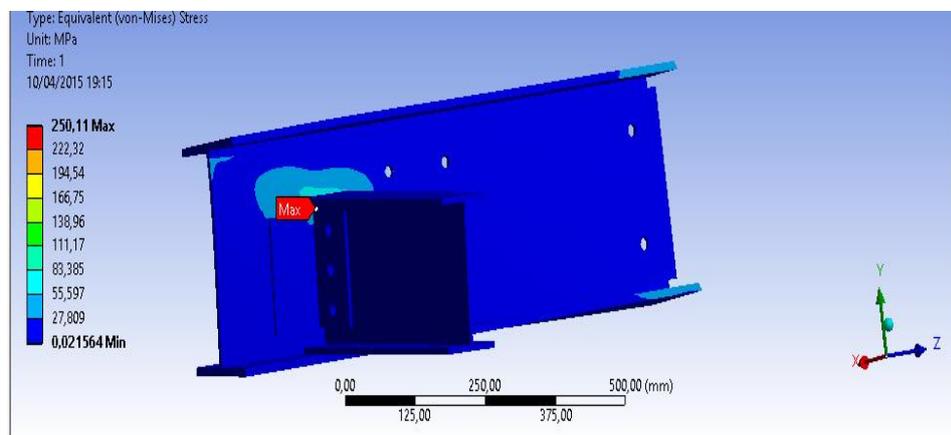


Figura 4. 9. Comportamiento de la viga B1A ante la fuerza aplicada  
Fuente: (Propia, 2015)

Al igual que B1B, al aplicar una carga mayor a 1319 N sus ángulos de unión se deformarán plásticamente en el extremo superior como se muestra en la figura 4.9

**B2A:** La viga secundaria B2A se conecta a la viga principal B2 a través de una placa extrema la cual va empernada al alma de B2 y soldada a B2A

La viga B2A de perfil IPE 200 está ubicada en medio de la viga principal B2 y unida a esta por medio de una placa extrema como se muestra en la figura 4.10

- Placa: 203\*100\*12
- Numero de pernos en el ángulo conectado a la viga principal: 4
- Conexión al alma de la viga secundaria: soldadura de tamaño 6 mm
- Separación entre pernos: 51 mm

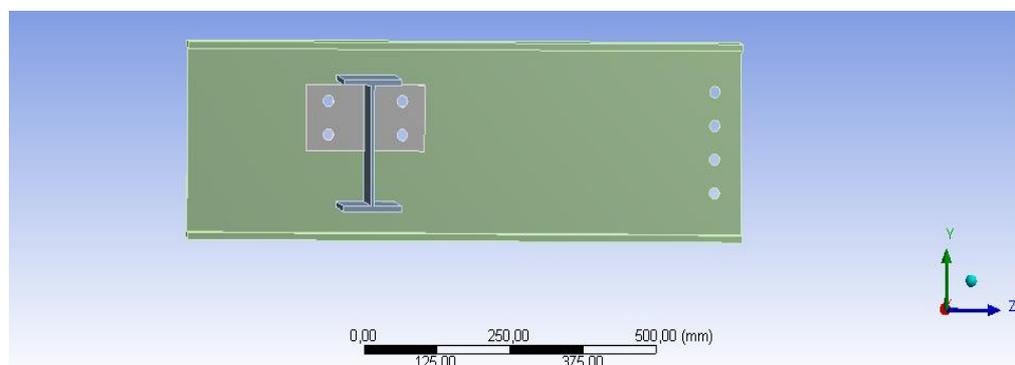


Figura 4. 10. Conexión viga-viga (B2-B2A)  
Fuente: (Propia, 2015)

MALLADO

Método: HEX DOMINANT

Tamaño para viga principal y secundaria: 12 mm

Tamaño para conexión placa extremo: 3 mm

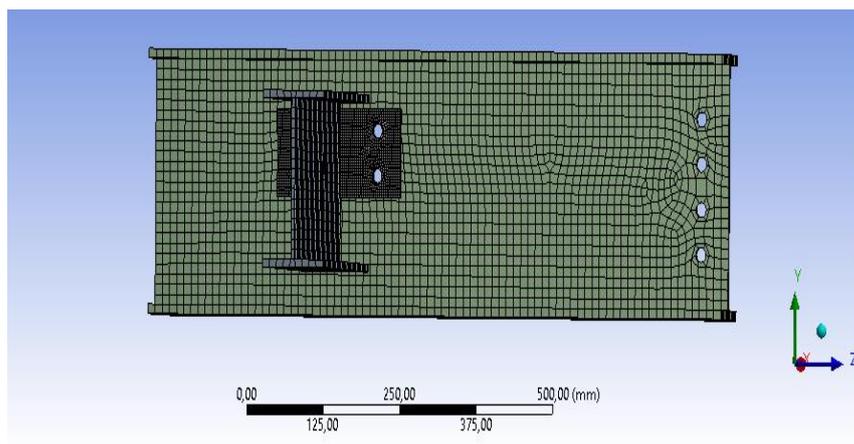


Figura 4. 11. Mallado de la viga B2A  
Fuente: (Propia, 2015)

Fuerza aplicada: 923 N centrada y al extremo de la viga B2A

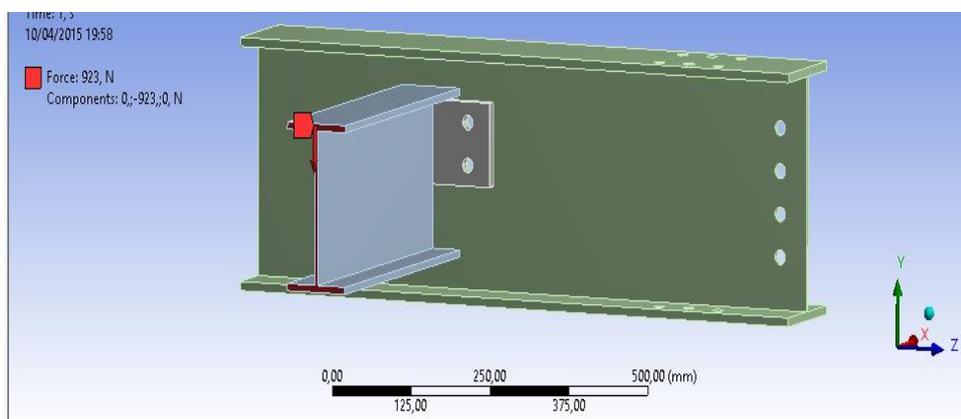


Figura 4. 12. Fuerza aplicada sobre viga B2A  
Fuente: (Propia, 2015)

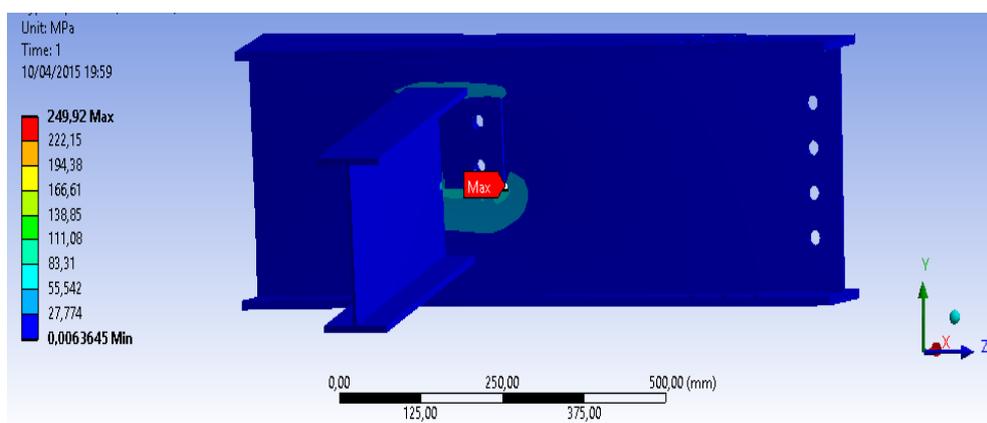


Figura 4. 13. Comportamiento de la viga B2A ante la fuerza aplicada  
Fuente: (Propia, 2015)

Al aplicar una fuerza mayor de 923N la placa extrema se deformara plásticamente en el extremo inferior derecho para posteriormente fallar como se muestra en la figura 4.13

**B2B:** La viga secundaria B2B está unida a la viga B2 a través de una placa simple extrema, la cual esta soldada al alma de la viga principal y empernada al alma de la viga secundaria

La viga B2B de perfil IPE 200 presenta otra forma de conexión viga- viga, el ala superior de la viga secundaria esta al mismo nivel que el ala superior de la viga principal como se ve en la figura 4.14, por este motivo se realiza un corte de profundidad 25 mm en el patín superior de la viga B2B

- Placa: 150\*102\*10
- Numero de pernos en la viga secundaria: 3
- Conexión al alama de la viga principal: soldadura de tamaño 5 mm
- Separación entre pernos: 51 mm

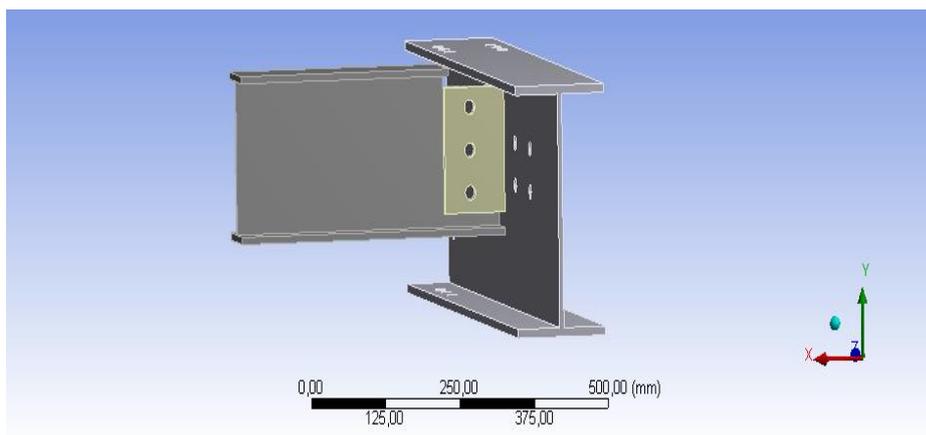


Figura 4. 14. Conexión viga-viga (B2-B2b)  
Fuente: (Propia, 2015)

MLLADO:

Método: HEX DOMINANT

Tamaño en la viga principal y secundaria: 12 mm

Tamaño de malla en la conexión de placa simple: 3 mm

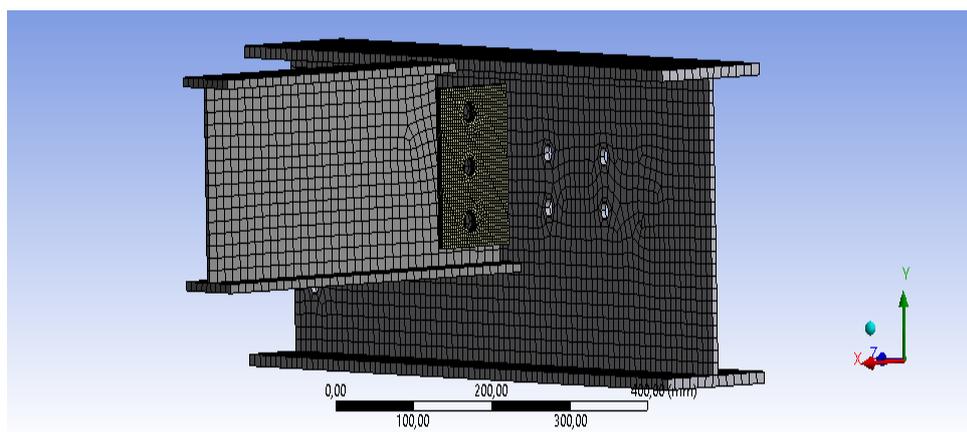


Figura 4. 15. Mallado de viga B2B  
Fuente: (Propia, 2015)

Fuerza aplicada: 950 N en el centro y extremo de la viga B2B

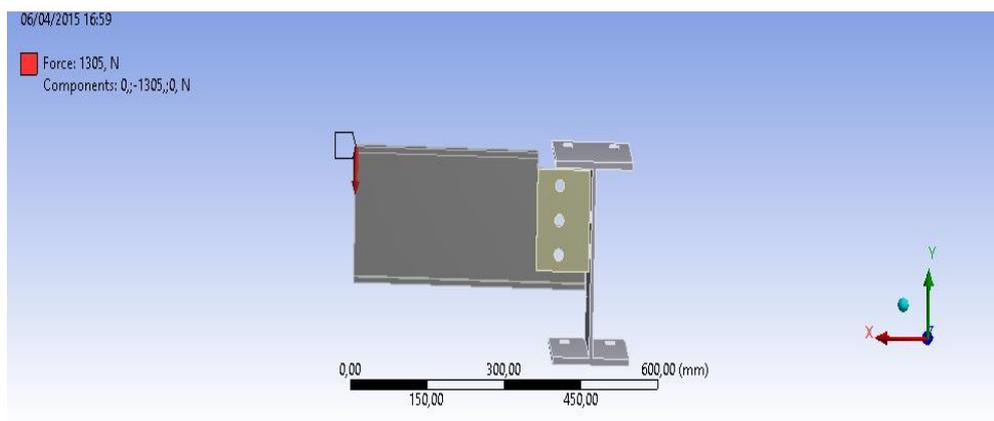


Figura 4. 16. Fuerza aplicada sobre viga B2B  
 Fuente: (Propia, 2015)

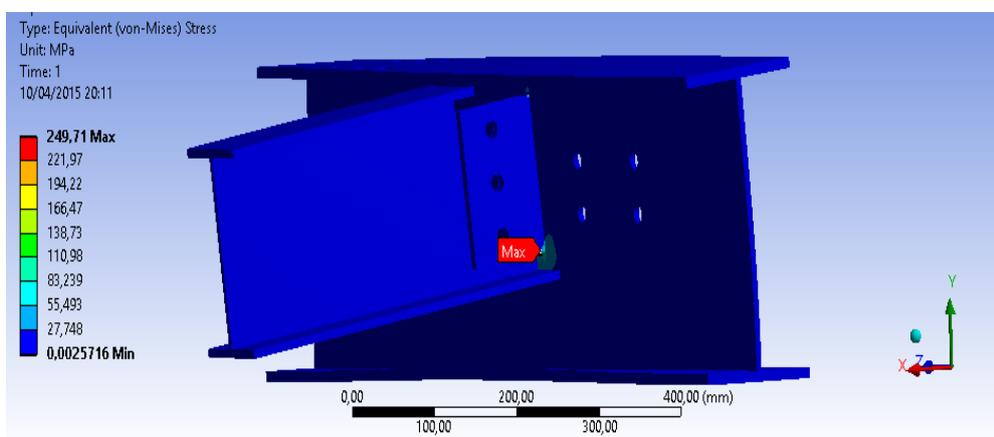


Figura 4. 17. Comportamiento de la viga B2B al aplicar la carga establecida  
 Fuente: (Propia, 2015)

Al superar el valor de 950 N se observara una deformación plástica en el extremo inferior de la conexión (placa simple) como se ve en la figura 4.17

**B3A:** La viga secundaria B3A está unida a la viga B3 mediante una conexión doble angular atornillada al alma de la viga principal y soldada al alma de la viga secundaria

La viga B3A de perfil IPE 200 se encuentra al mismo nivel de la viga principal B3 en sus las superiores, por este motivo como se ha explicado con anterioridad se debe realizar un corte de 25 mm de profundidad en el patín superior de la viga B3A como se ve en la figura 4.18

Las vigas secundarias B3A y B3B se encuentran al mismo nivel por lo que se unen a través de un mismo perno haciendo que trabajen a cortante doble

- Ángulos: L 100\*100\*6
- Numero de pernos en el ángulo conectado a la viga principal: 3
- Conexión al alama de la viga secundaria: soldadura de tamaño 5 mm
- Longitud de los ángulos: 150 mm
- Separación entre pernos: 51 mm

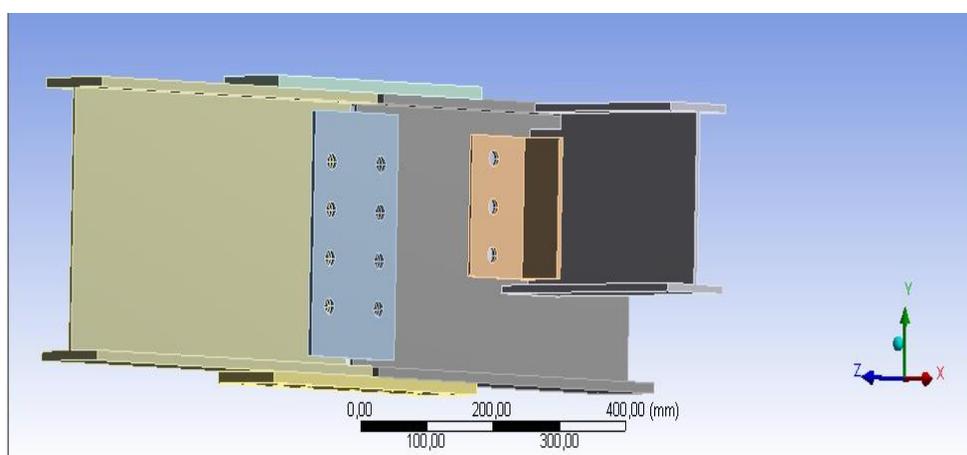


Figura 4. 18. Conexión viga-viga (B3-B3A9)  
Fuente: (Propia, 2015)

MALLADO:

Método: HEX DOMINANT

Tamaño para vigas principales y secundarias: 12 mm

Tamaño para conexiones angulares: 4 mm

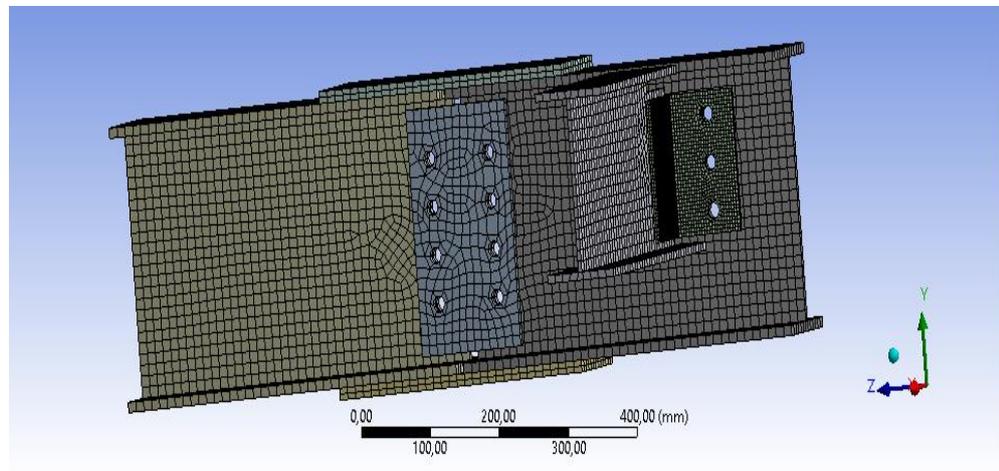


Figura 4. 19. Mallado de la viga B3A  
Fuente: (Propia, 2015)

Fuerza aplicada: 1685 N en el centro y extremo de la viga B3A

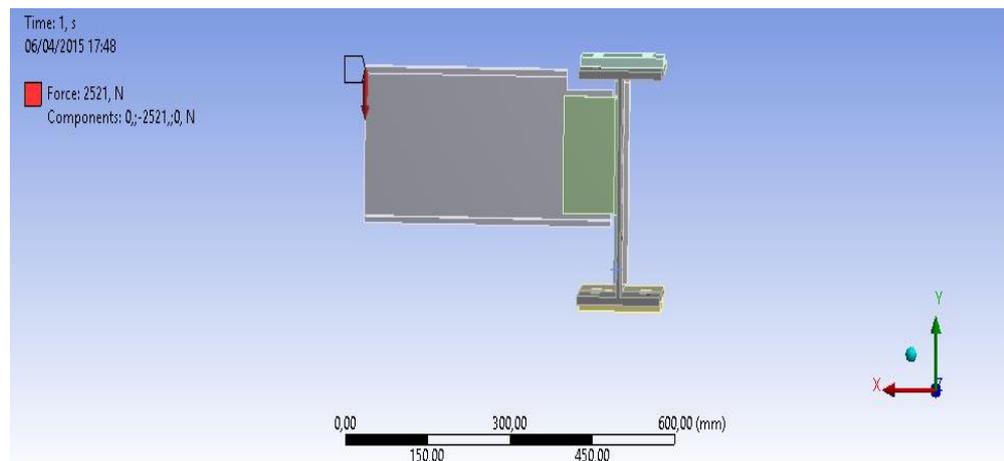


Figura 4. 20. Fuerza aplicada sobre la viga B3A  
Fuente: (Propia, 2015)

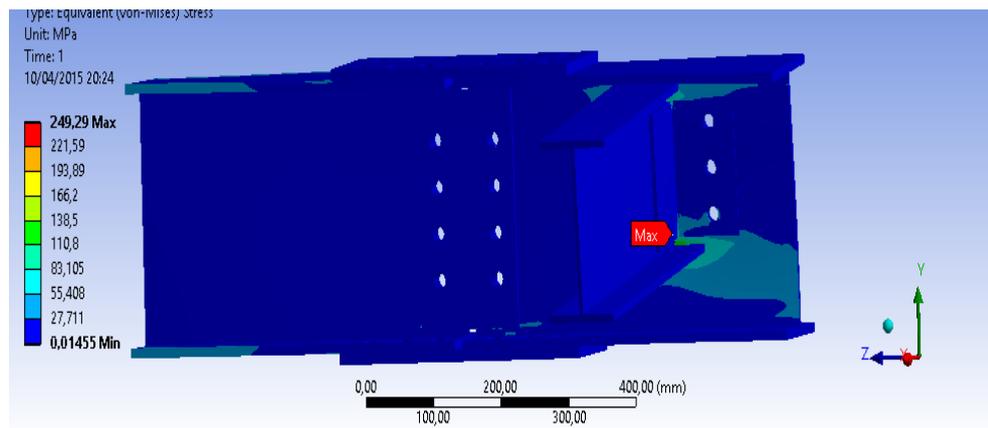


Figura 4. 21. Comportamiento de la viga B3A bajo la carga aplicada  
Fuente: (Propia, 2015)

Con la fuerza de 1685 N la conexión angular empieza a deformarse plásticamente para posteriormente romperse como se muestra en la figura 4.21

**B3B:** LA viga secundaria B3B está unida al ala de la viga principal B3 mediante una conexión doble angular atornillado- soldado

B3B al encontrarse al mismo nivel de B3a presenta exactamente la misma conexión, teniendo una diferencia en la longitud de los ángulos que unen las vigas principal y secundaria, como se muestra en la figura 4.22

- Ángulos: L 100\*100\*6
- Numero de pernos en el ángulo conectado a la viga principal: 2
- Conexión al alama de la viga secundaria: soldadura de tamaño 5 mm

- Longitud de los ángulos: 100 mm
- Separación entre pernos: 51 mm

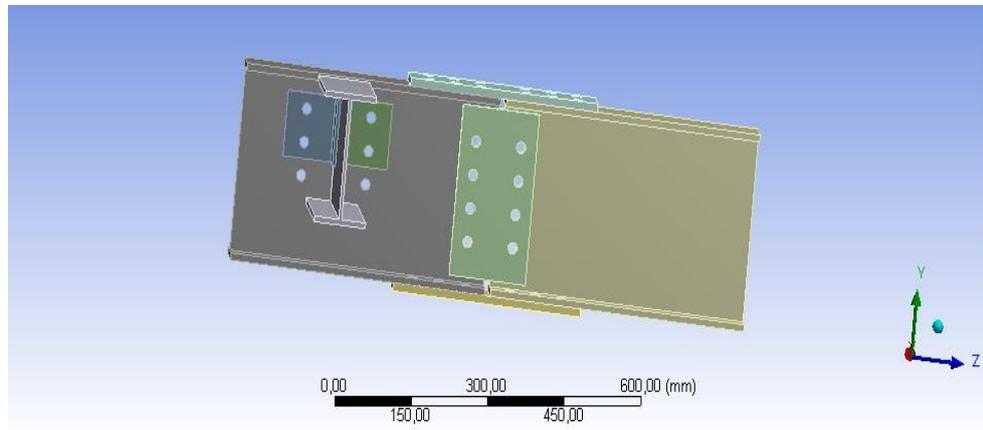


Figura 4. 22. Conexión viga-viga (B3-B3B)  
Fuente: (Propia, 2015)

MALLADO:

Método: HEX DOMINANT

Tamaño para la viga principal y secundaria: 12 mm

Tamaño para conexión angular: 4 mm

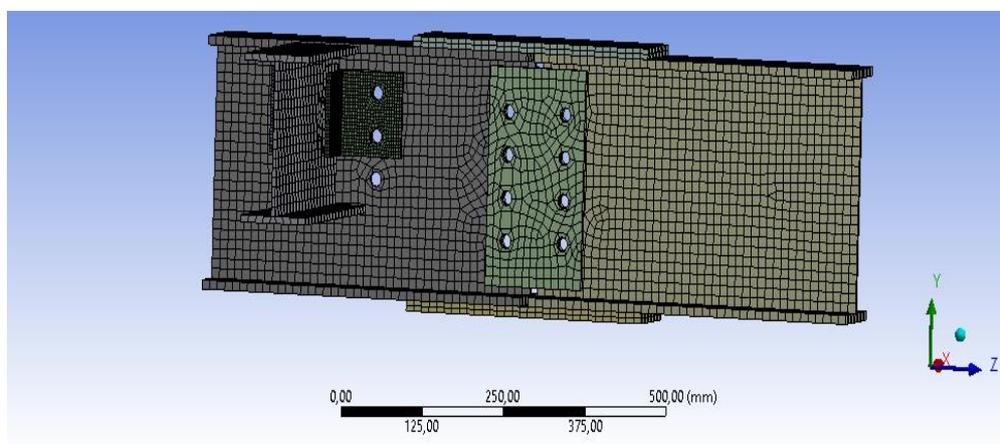


Figura 4. 23. Mallado de viga B3B  
Fuente: (Propia, 2015)

Fuerza aplicada: 1426 N en el centro y extremo de la viga B3B

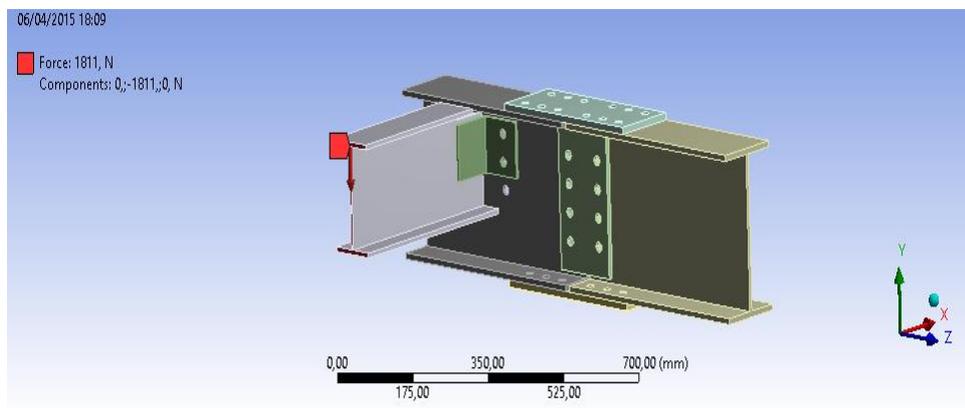


Figura 4. 24. Fuerza aplicada sobre viga B3B  
 Fuente: (Propia, 2015)

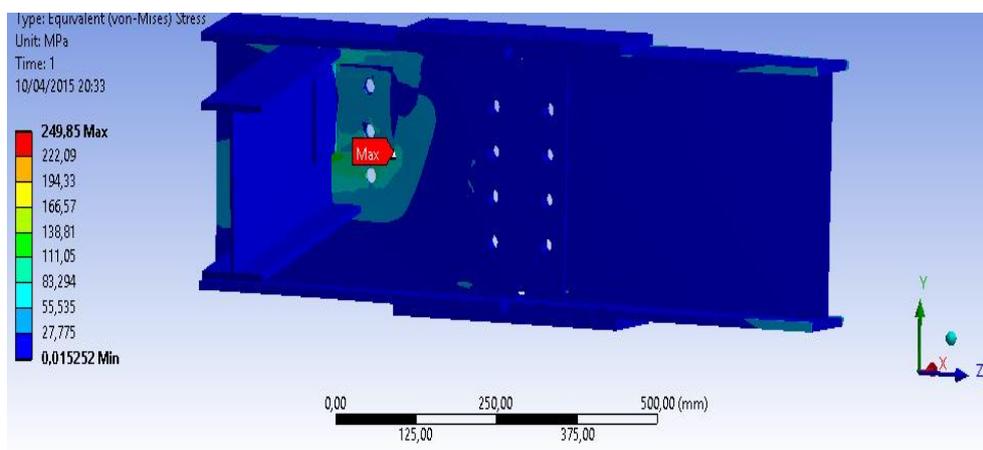


Figura 4. 25. Comportamiento de la viga B3B bajo la carga aplicada  
 Fuente: (Propia, 2015)

Al aplicar una carga mayor de 1426 N sobre B3B, se generara una deformación plástica en el extremo inferior derecho de la conexión como se muestra en la figura 4.25

**B4A:** La viga secundaria B4A (UPN 180) se une a la viga principal B4 con una conexión de ángulo simple soldado al alma de la viga principal y emperrada al alma de la viga secundaria

La viga B4A presenta una conexión muy común entre vigas utilizando un perfil UPN como viga secundaria, B4A se ubica en el medio de la viga principal B4 (figura 4.26)

- Ángulo: L 100\*100\*6
- Numero de pernos en el ángulo conectado a la viga secundaria: 3
- Conexión al alma de la viga principal: soldadura de tamaño 5 mm
- Longitud de ángulo: 135mm
- Separación entre pernos: 51 mm

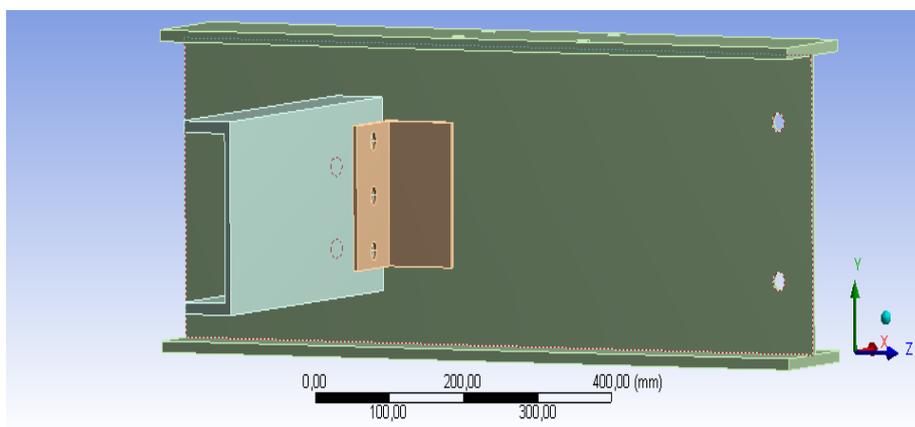


Figura 4. 26. Conexión viga-viga (B4-B4A)  
Fuente: (Propia, 2015)

MALLADO:

Método: HEX DOMINANT

Tamaño para la viga principal y secundaria: 12 mm

Tamaño para conexión angular: 3 mm

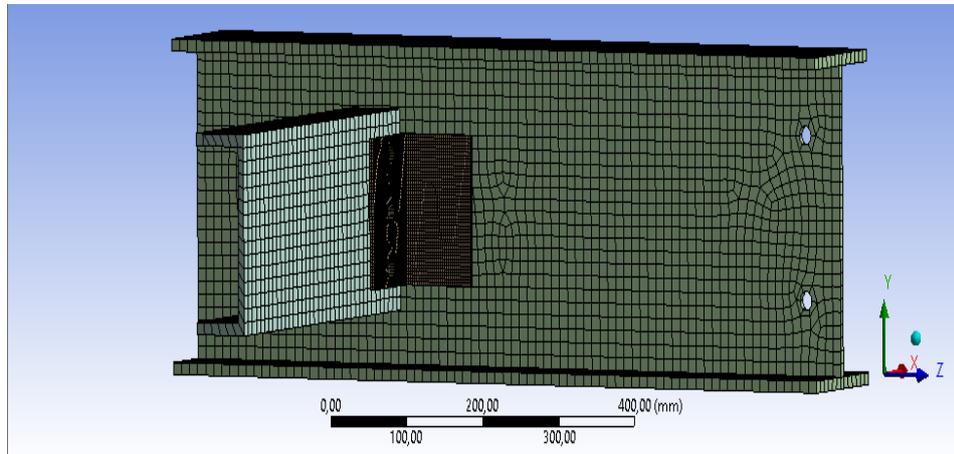


Figura 4. 27. Mallado de la viga B4A  
Fuente: (Propia, 2015)

Fuerza aplicada: 1314 N en el centro y extremo de la viga B4A

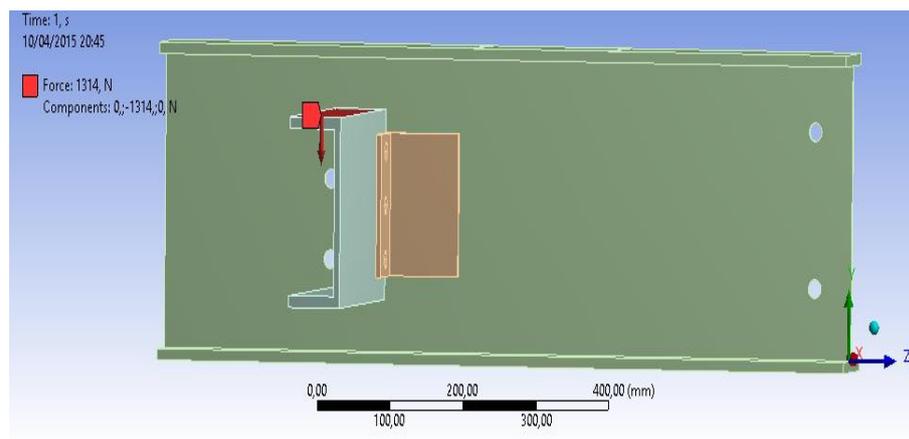


Figura 4. 28. Fuerza aplicada sobre la viga B4A  
Fuente: (Propia, 2015)

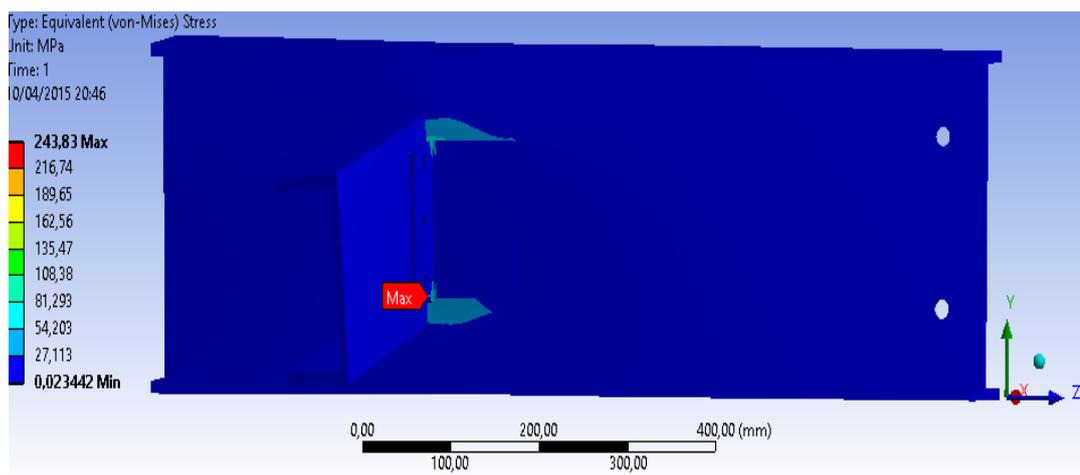


Figura 4. 29. Comportamiento de la viga B4A bajo la carga aplicada  
Fuente: (Propia, 2015)

Al aplicar una fuerza superior a 1314 N, la conexión angular empezara una deformación plástica en la parte inferior como se observa en la figura 4.29

**B4B:** La viga secundaria B4A (UPN 180) se une a la viga principal B4 con una conexión de ángulo simple soldado al alma de la viga secundaria y empernada al alma de la viga principal

La viga B4B se ubica en medio de la viga principal B4, presenta una conexión similar a B4A con la diferencia que el ángulo de conexión se encuentra soldado en la cara interior de la viga secundaria (UPN 180) (Figura 4.30)

- Ángulo: L 100\*100\*6
- Numero de pernos en el ángulo conectado a la viga principal: 2
- Conexión al alma de la viga secundaria: soldadura de tamaño 5 mm
- Longitud de ángulo: 135mm

- Separación entre pernos: 51 mm

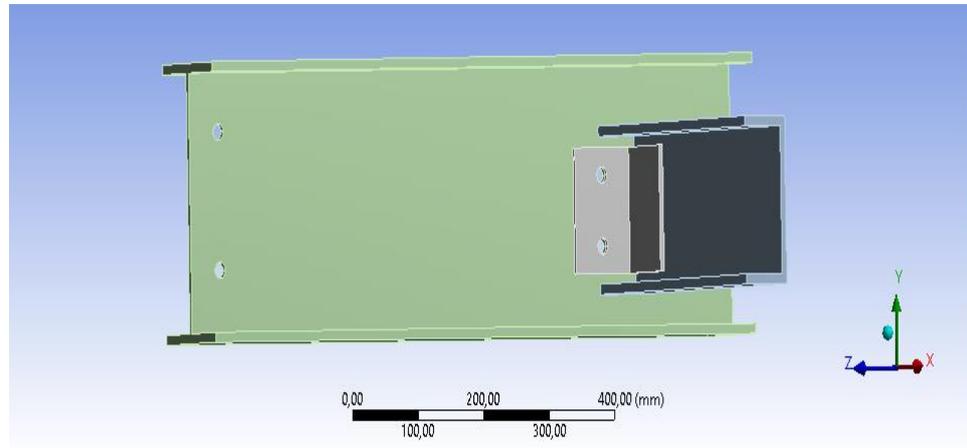


Figura 4. 30. Conexión viga-viga (B4-B4B)  
Fuente: (Propia, 2015)

MALLADO:

Método: HEX DOMINANT

Tamaño para la viga principal y secundaria: 12 mm

Tamaño para conexión angular: 3 mm

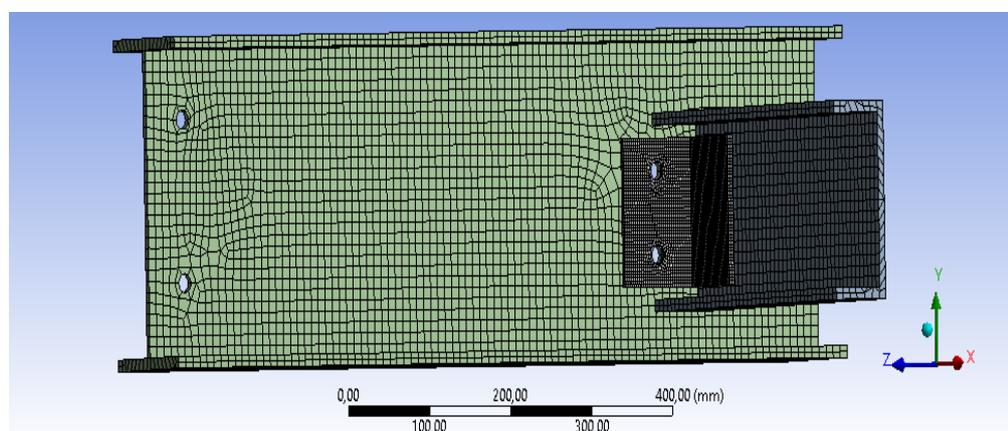


Figura 4. 31. Mallado de la viga B4B  
Fuente: (Propia, 2015)

Fuerza aplicada: 1062 N en el centro y extremo de la viga B4B

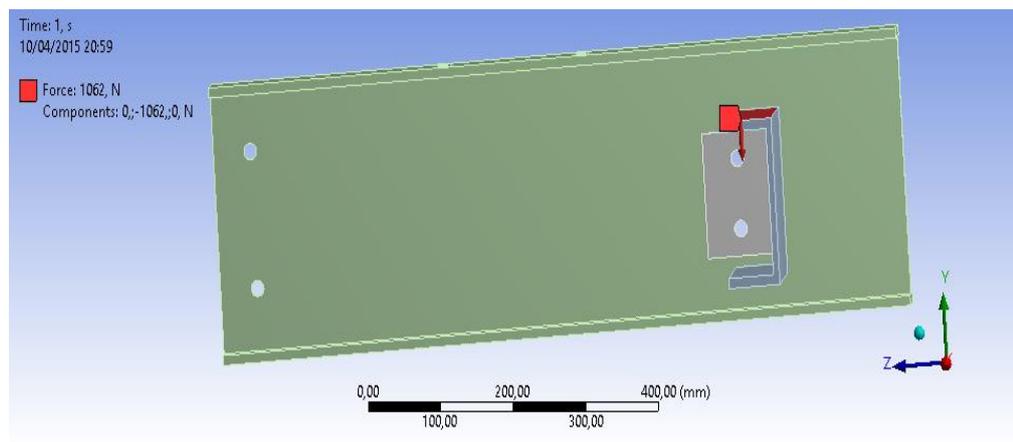


Figura 4. 32. Fuerza aplicada sobre la viga B4B  
Fuente: (Propia, 2015)

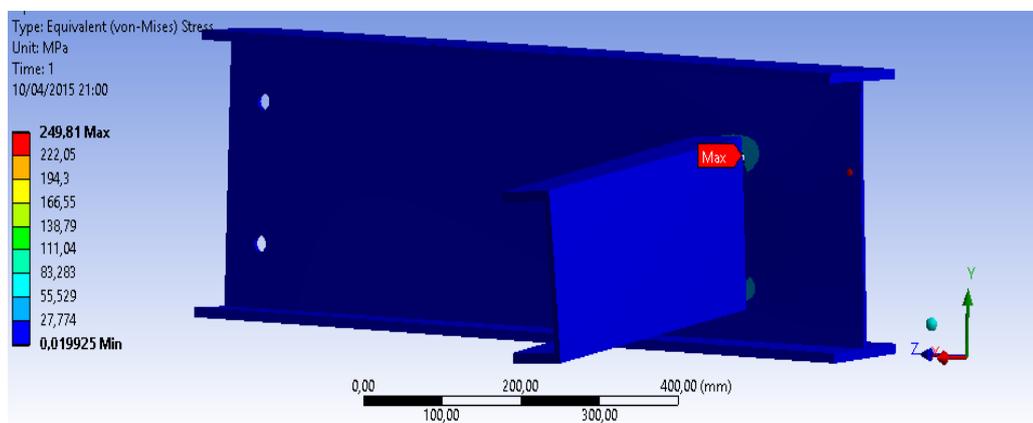


Figura 4. 33. Comportamiento de la viga B4B bajo la carga aplicada  
Fuente: (Propia, 2015)

Al aplicar una fuerza superior a 1062 N, la conexión angular empezara una deformación plástica en la parte superior como se observa en la figura 4.33

**Viga B8A:** la viga B8A se une a la viga principal B8 a través de una conexión angular soldada-soldada

B8A de perfil IPE 200 presenta otra variante de conexión viga- viga parcialmente restringida, la cual está ubicada por debajo del ala superior de la viga principal como se muestra en la figura 4.34

- Ángulos: L 100\*100\*6
- Conexión al alma de la viga principal: soldadura de tamaño 5 mm
- Conexión al alma de la viga secundaria: soldadura de tamaño 5 mm
- Longitud de ángulo: 100mm

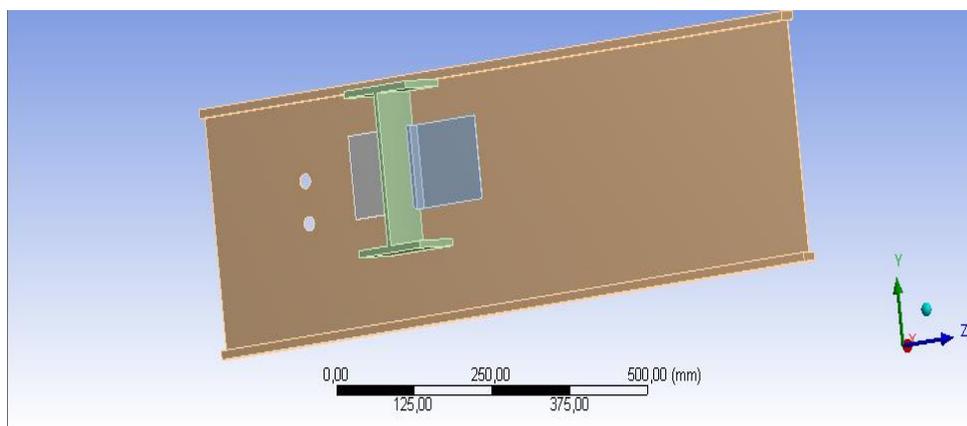


Figura 4. 34. Conexión viga-viga (B8-B8A)  
Fuente: (Propia, 2015)

MALLADO:

Método: HEX DOMINANT

Tamaño para la viga principal y secundaria: 12 mm

Tamaño para conexiones angulares: 3 mm

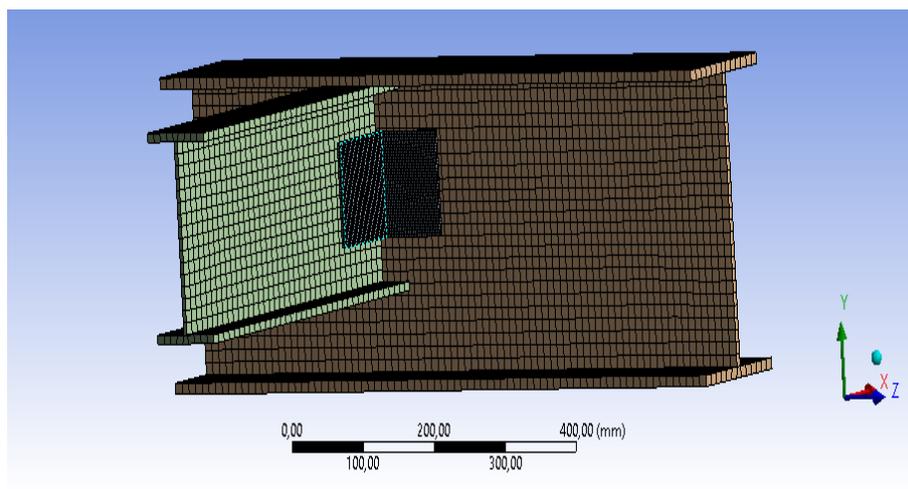


Figura 4. 35. Mallado de la viga B8A  
Fuente: (Propia, 2015)

Fuerza aplicada: 1426 N en el centro y extremo de la viga B8A

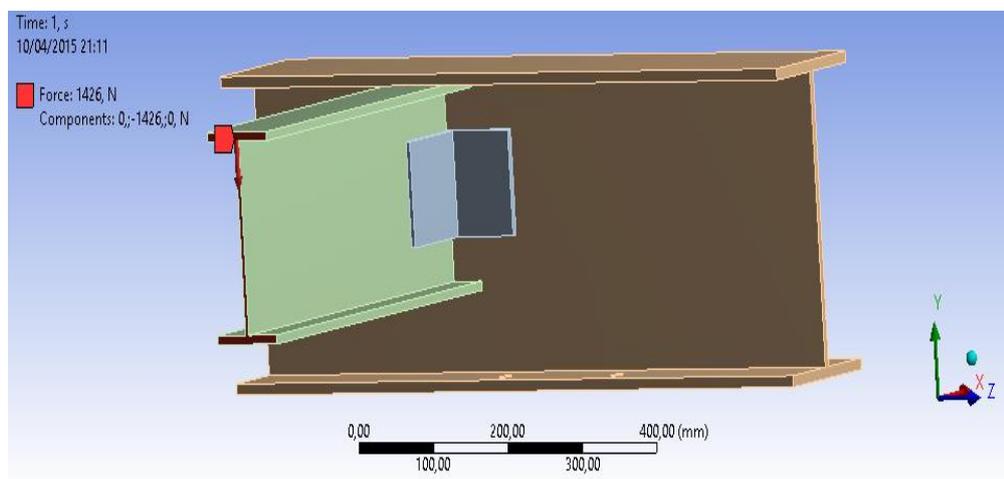


Figura 4. 36. Fuerza aplicada sobre viga B8A  
Fuente: (Propia, 2015)

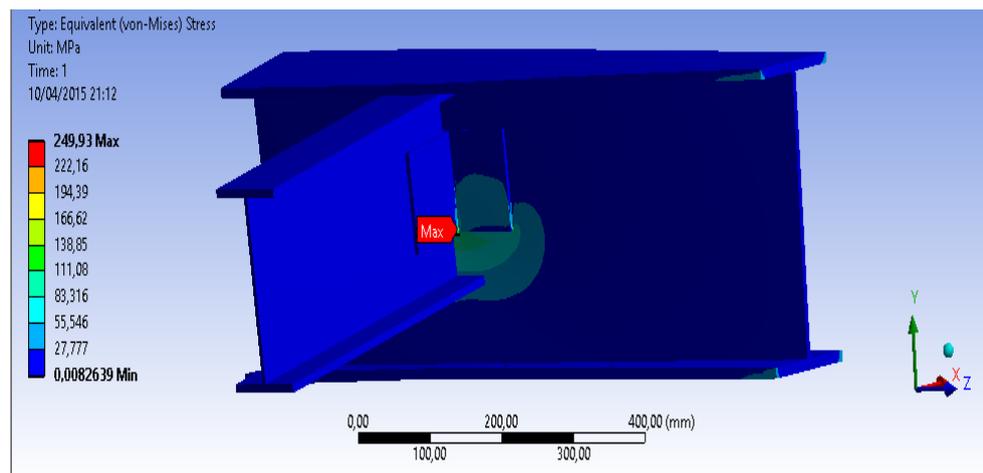


Figura 4. 37. Comportamiento de la viga B8A bajo la carga aplicada  
Fuente: (Propia, 2015)

La deformación plástica de la conexión se producirá al ejercer una fuerza superior a 1426 N como se indica en la figura 4.37

**Viga B8B:** la viga B8A se une a la viga principal B6 a través de una conexión angular soldada-soldada

B8B de perfil IPE 200 presenta una conexión similar a B8A, B8B se ubica en medio de la viga B6 y los ángulos presentan una mayor longitud generando mayor estabilidad en la viga comparada con B8A como se muestra en la figura 4.38

- Ángulos: L 100\*100\*6
- Conexión al alma de la viga principal: soldadura de tamaño 5 mm
- Conexión al alma de la viga secundaria: soldadura de tamaño 5 mm
- Longitud de ángulo: 150mm

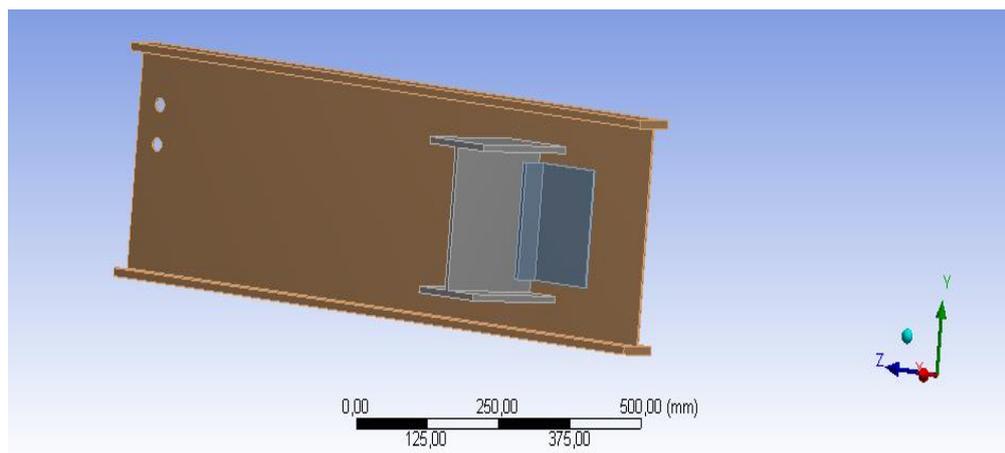


Figura 4. 38. Conexión viga-viga (B6-B8B)  
Fuente: (Propia, 2015)

MALLADO:

Método: HEX DOMINANT

Tamaño para la viga principal y secundaria: 12 mm

Tamaño para conexiones angulares: 3 mm

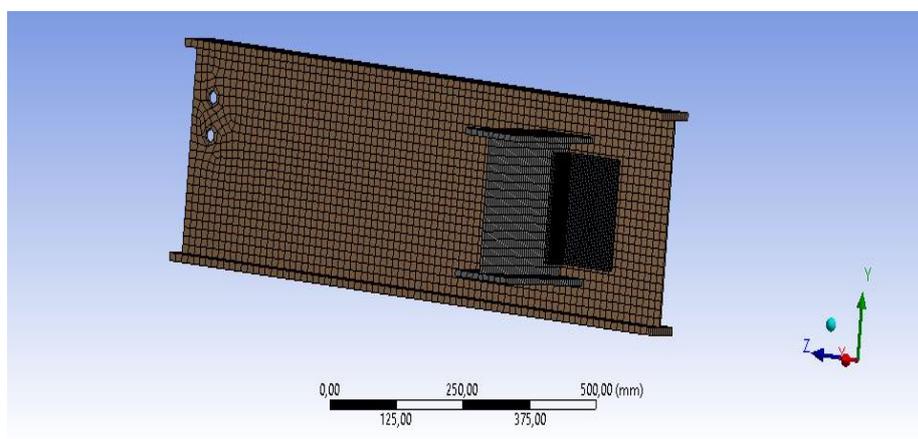


Figura 4. 39. Mallado de la viga B8B  
Fuente: (Propia, 2015)

Fuerza aplicada: 1659N en el centro y extremo de la viga B8B

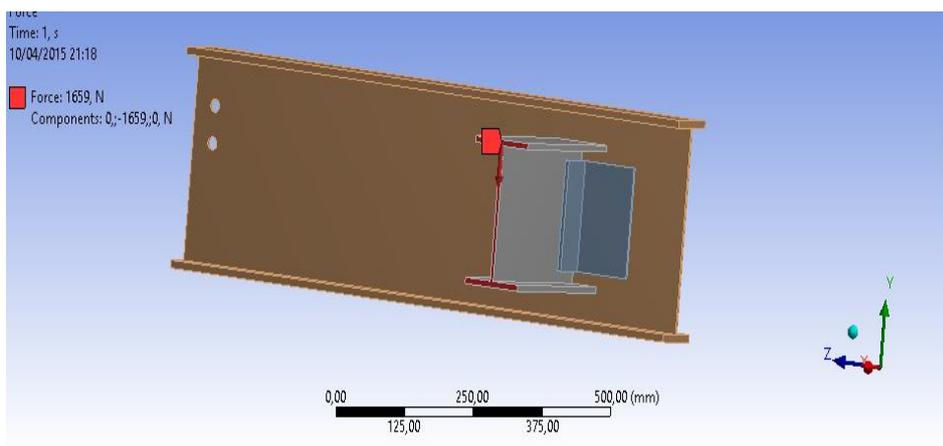


Figura 4. 40. Fuerza aplicada sobre la viga B8B  
Fuente: (Propia, 2015)

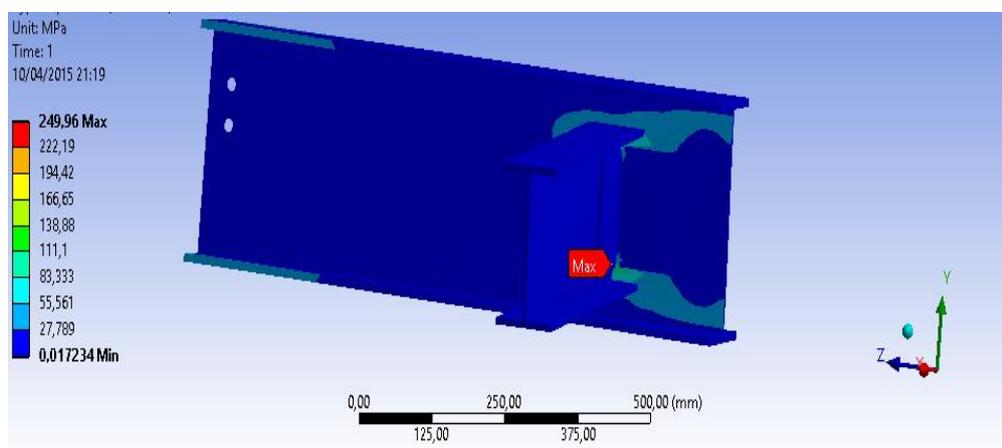


Figura 4. 41. Comportamiento de la viga B8B bajo la carga aplicada  
Fuente: (Propia, 2015)

La deformación plástica de la conexión se producirá al ejercer una fuerza superior a 1659 N como se indica en la figura 4.41

#### 4.1.2. Conexión viga-columna

**Viga B5:** La viga principal B5 (IPE 300) se une a la columna C2 a través de una conexión parcialmente restringida con asientos angulares como se muestra en la figura 4.42

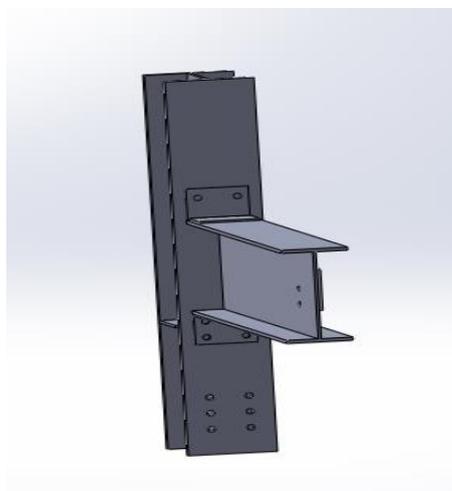


Figura 4. 42. Conexión viga-columna (B5-C2)  
Fuente: (Propia, 2015)

Para esta conexión los ángulos se sueldan a las alas tanto inferior como superior de la viga B5 y se conecta a través de pernos a la columna. Para este tipo de conexiones siempre el ángulo de asiento inferior debe ser de mayor dimensión que el superior ya que este soportara toda la fuerza cortante generada, mientras que el ángulo superior solo proporciona estabilidad torsional a la viga

- Angulo superior: L 100\*100\*6
- Longitud ángulo superior: 140 mm
- Numero de pernos conectados a la columna: 2
- Angulo inferior: L 100\*100\*8
- Longitud ángulo inferior: 140 mm

Numero de pernos conectados a la columna: 4 se necesitan más pernos para resistir el cortante generado

**Viga B5A:** La viga B5A se la utiliza para realizar una conexión Viga-viga no ortogonal a través de placas las cuales van empernadas al alma de las vigas principales y soldadas al alma de la viga secundaria (B5A)

A través de la conexión de la viga B5A de perfil UPN 180 como se observa en la figura 4.43, se constituye un solo elemento formado por una columna y dos vigas

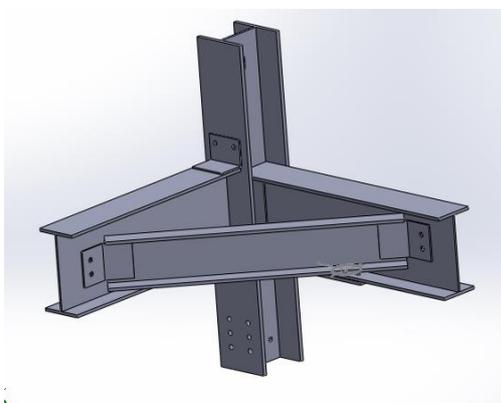


Figura 4. 43. Conexión viga-viga no ortogonal (B5A)  
Fuente: (Propia, 2015)

- Placas de conexión entre vigas: PL 208\*6
- Longitud de las placas de conexión: 133 mm
- Numero de pernos ubicados en el alma de las vigas principales: 2
- Separación entre pernos: 51 mm

**Viga B8:**

La viga B8 está unida al alma de la columna C2 mediante una conexión parcialmente restringida ya se conecta mediante dos ángulos los cuales van soldados tanto al alma de la viga como de la columna como se muestra en la figura 4.44

Como se explicó anteriormente la viga B8 forma un solo cuerpo con B5 Y la columna C2 por la conexión no ortogonal que existe

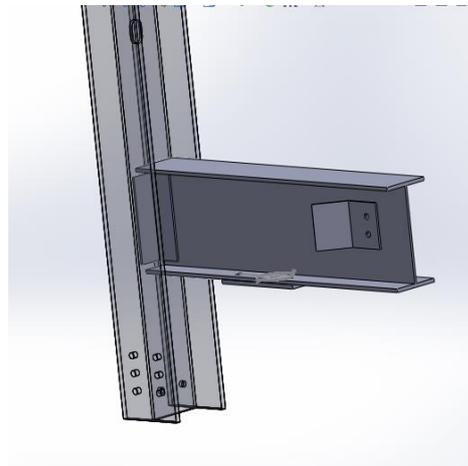


Figura 4. 44. Conexión viga-columna (B8-C2)  
Fuente: (Propia, 2015)

- Ángulos de unión: L 75\*75\*6
- Conexión al alma de la columna: soldadura de tamaño 5 mm
- Conexión al alma de la viga: soldadura de tamaño 5 mm

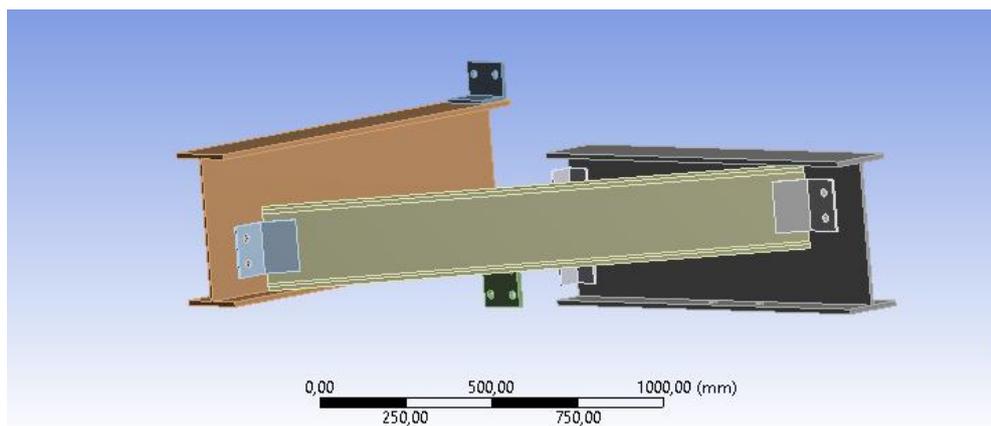


Figura 4. 45. Simulación de la conexión entre vigas no ortogonales  
Fuente: (Propia, 2015)

#### MALLADO

Tipo: "HEX DOMINANT"

Tamaño: de mallado para vigas: 20 mm

Tamaño de mallado para conexiones: 10 mm

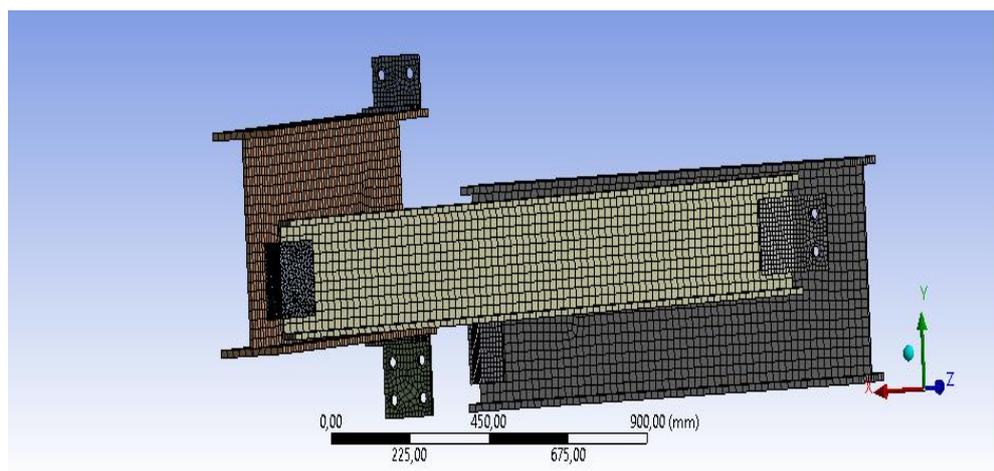


Figura 4. 46. Mallado de las vigas B5, B5A y B8  
Fuente: (Propia, 2015)

Fuerza aplicada: 7633 N en el centro de la viga B5A

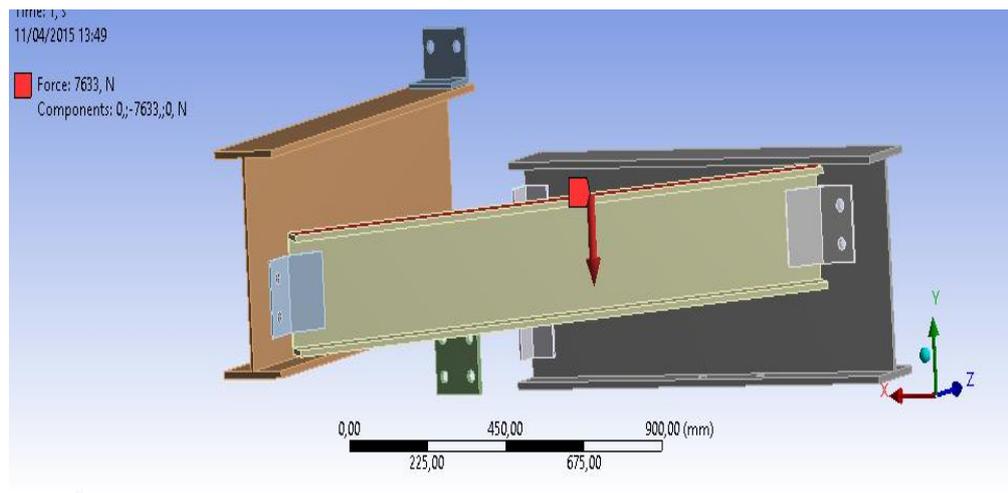


Figura 4. 47. Fuerza aplicada sobre la viga B5A  
Fuente: (Propia, 2015)

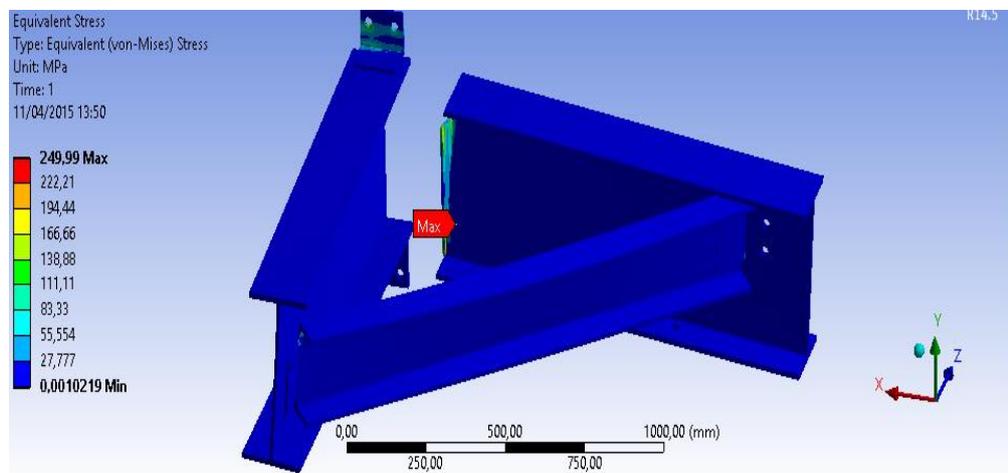


Figura 4. 48. Comportamiento de las vigas y conexiones bajo la carga aplicada  
Fuente: (Propia, 2015)

La deformación plástica se dará lugar en la parte inferior de los ángulos que conectan la viga B8 con la columna como se muestra en la figura 4.48

**Viga B6:** La viga B6 (IPE 300), presenta una conexión a la columna parcialmente restringida con un ángulo de asiento soldado al alma de la

columna y empernado en el ala inferior de la viga, también presenta un ángulo lateral que va empernado al alma de la viga y soldado al alma de la columna. El ángulo lateral es colocado para dar estabilidad a la viga ya que todo el cortante es resistido por el ángulo de asiento

Sobre esta viga se encuentra ubicado un tensor que es muy útil en conexiones estructurales para resistir esfuerzos de tracción y compresión que se generen como se ve en la figura 4.49

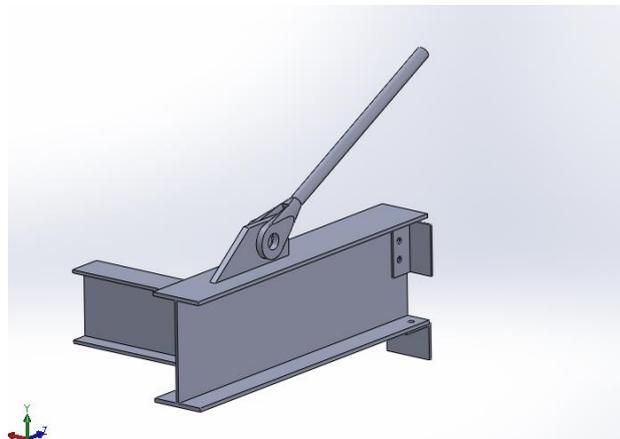


Figura 4. 49. Viga B6 ensamblada  
Fuente: (Propia, 2015)

El análisis realizado para esta viga fue hecho en un software dedicado especialmente a la simulación de estructuras metálicas para determinar con que fuerza aplicada al extremo de la viga esta llegaría a deformarse

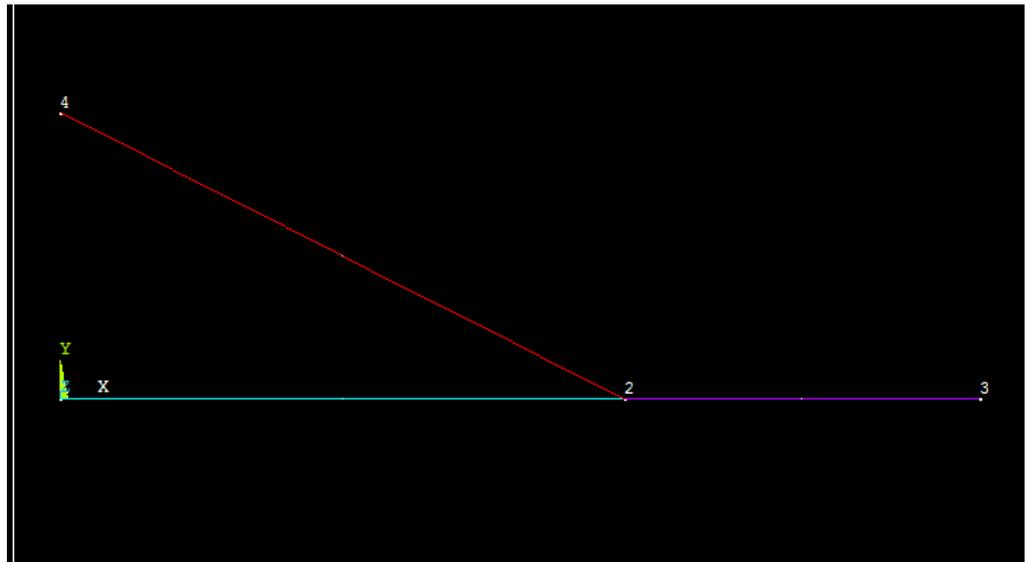


Figura 4. 50. Colocación de keypoints y líneas de unión para la viga B6  
Fuente: (Propia, 2015)

Posteriormente se procede a dar un mallado y condiciones iniciales de trabajo para la viga como se muestra en la figura 4.51

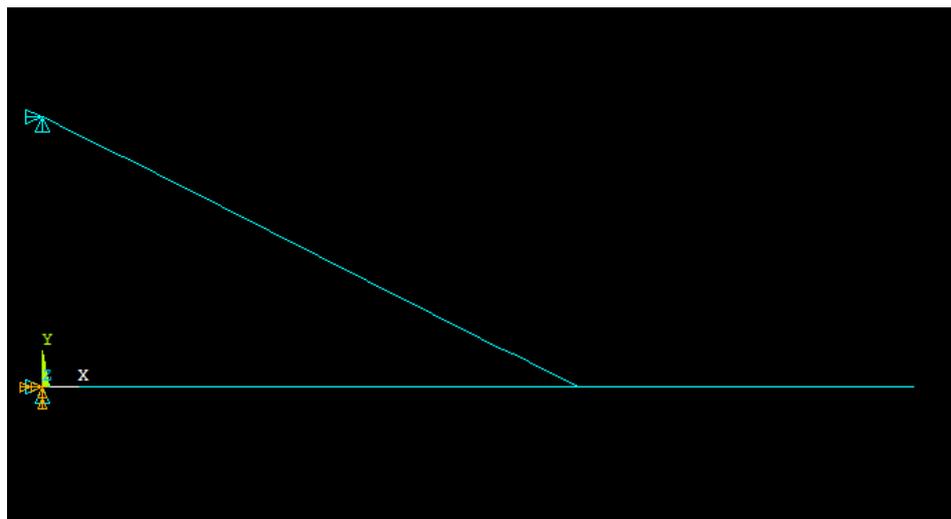


Figura 4. 51. Condiciones de contorno y mallado de viga B6  
Fuente: (Propia, 2015)

Finalmente se coloca la fuerza en el extremo de la viga para determinar que carga debe resistir para no sobrepasar los 250 Mpa

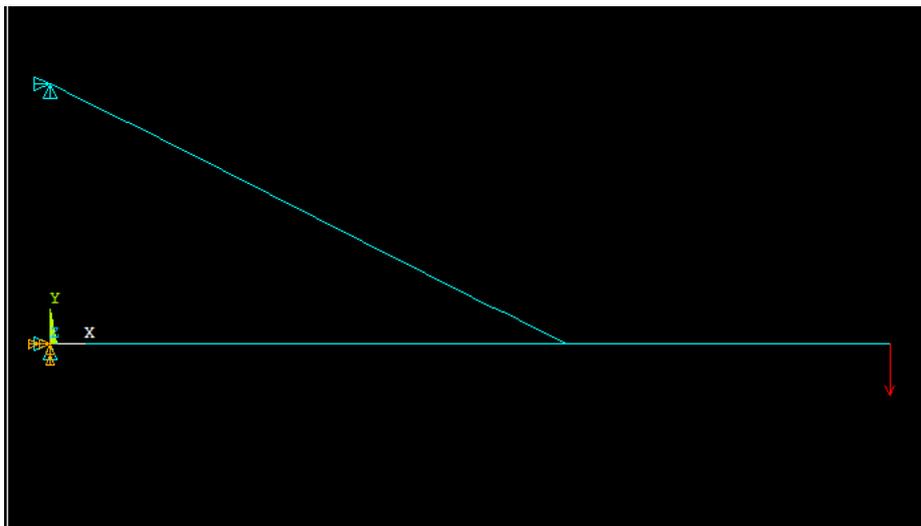


Figura 4. 52. Fuerza aplicada sobre la viga B6  
Fuente: (Propia, 2015)

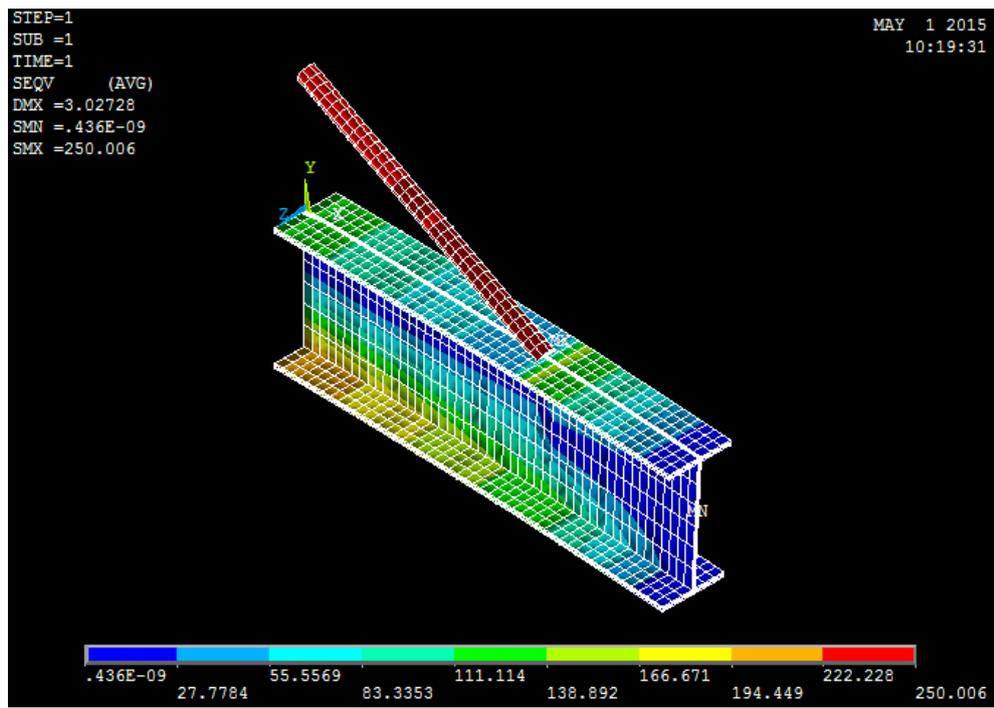


Figura 4. 53. Deformación que sufre la viga B6 y el arriostramiento  
Fuente: (Propia, 2015)

## 4.2. Conexiones de momento

Las conexiones de momento generan continuidad entre los elementos, estas conexiones conservan sin alteraciones el ángulo entre ellos al momento de producirse la deformación, por este motivo las conexiones rígidas deben entregar resistencia y rigidez para mantener el ángulo entre los miembros conectados

### 4.2.1. Conexiones Viga-Columna

**Viga B1:** La viga B1 de perfil IPE 300 con respecto a la columna posee una conexión TR (totalmente restringida) en la cual las alas de la viga principal se sueldan directamente a las alas de la columna, además se coloca una placa de corte en el alma de la viga que se suelda directamente al ala de la columna para transferir la fuerza de corte a la columna. (Figura 4.54)

Como refuerzo a la conexión rígida las alas de la viga tienen como soporte placas de dimensiones  $(1/2 * 3/8)$  y longitud 200 mm y además van totalmente soldadas al ala de la columna.

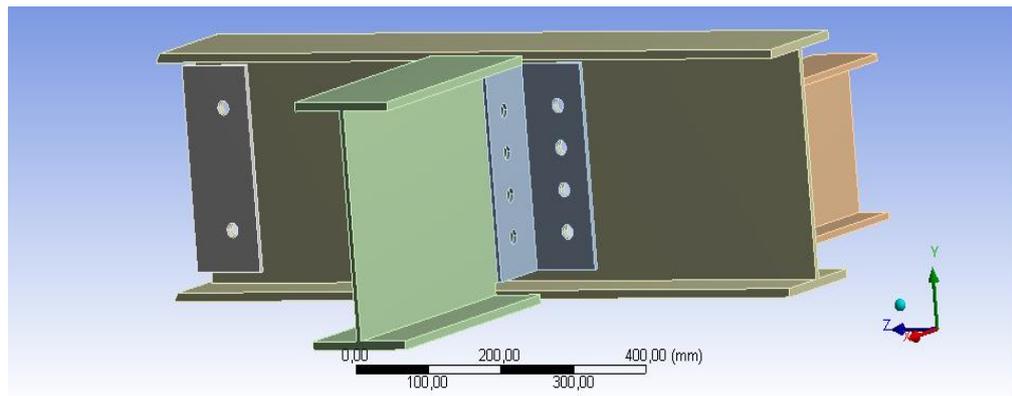


Figura 4. 54. Conexión a momento viga-columna (B1-C1)  
Fuente: (Propia, 2015)

#### MALLADO

Tipo: "HEX DOMINANT"

Tamaño para vigas: 15 mm

Tamaño para conexión TR: 7,5 mm

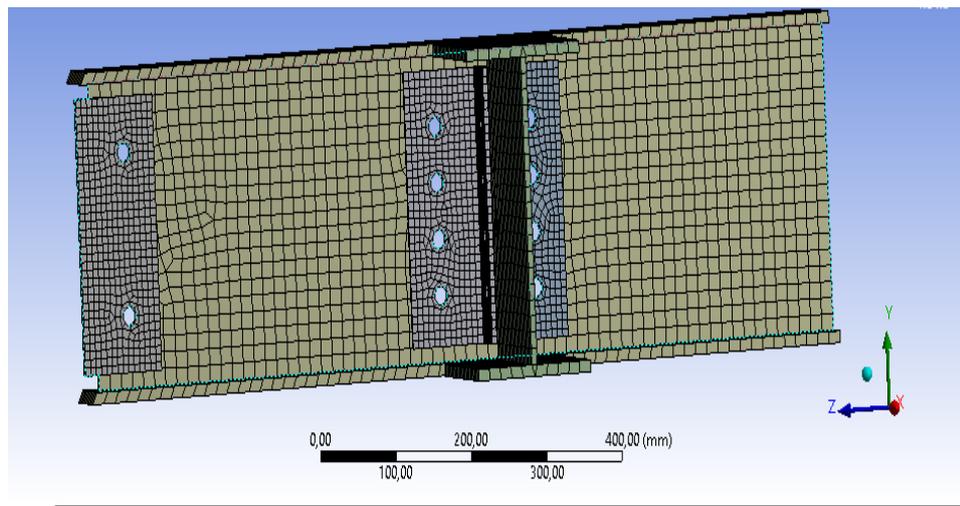


Figura 4. 55. Mallado de la viga B1  
Fuente: (Propia, 2015)

Fuerza aplicada: 88000 N en el extremo y al centro de la viga B1

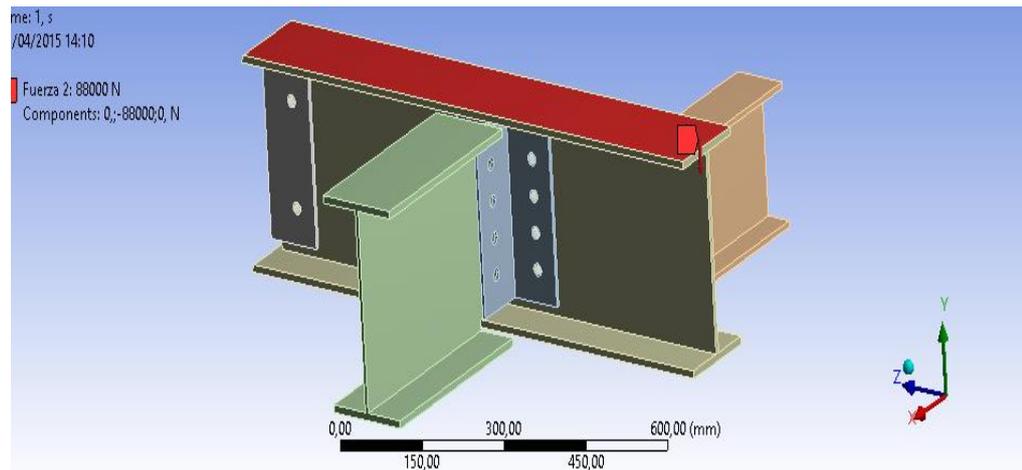


Figura 4. 56. Fuerza aplicada a la viga B1  
Fuente: (Propia, 2015)

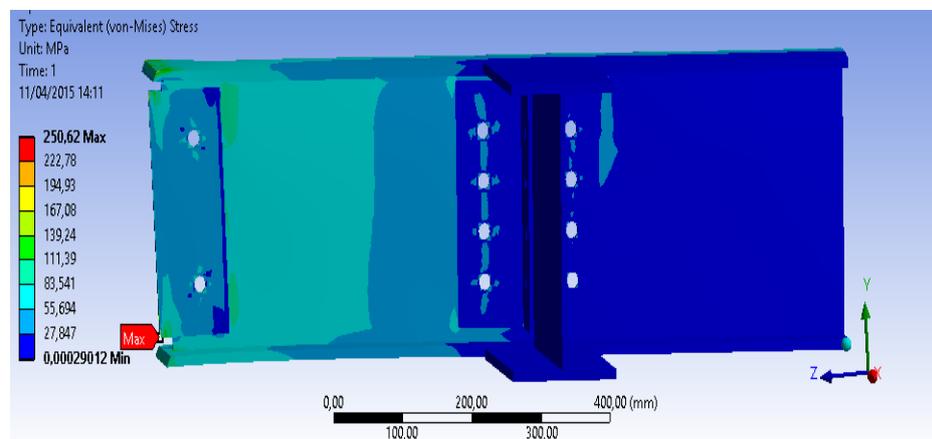


Figura 4. 57. Comportamiento de la viga B1 bajo la carga aplicada  
Fuente: (Propia, 2015)

Al aplicar una carga de 88000 N la deformación y fractura ocurrirá en el extremo inferior de la placa que transmite el cortante como se indica en la figura 4.57

**Viga B3 (Figura 4.58):** B3 consta de dos vigas de perfil de perfil IPE 300 que con respecto a la columna presentan una conexión rígida o de momento,

para la cual se usa una plancha extrema que se suelda al extremo de la viga y posteriormente se emperna al ala de la columna

Las vigas IPE 300 se unen mediante una conexión de empalme empernado, para la cual se utilizan placas tanto en el alma como en ambas alas de las vigas.

Los empalmes en vigas son útiles para resistir el momento generado en las vigas, pero su función más importante es la transferencia de la fuerza de corte a través de dichos empalmes

- Numero de pernos en la placa extrema: 4 pernos alrededor de cada ala
- Numero de pernos placas de empalme en el alma: 8 pernos
- Numero de pernos placa de empalme en patines: 12 pernos

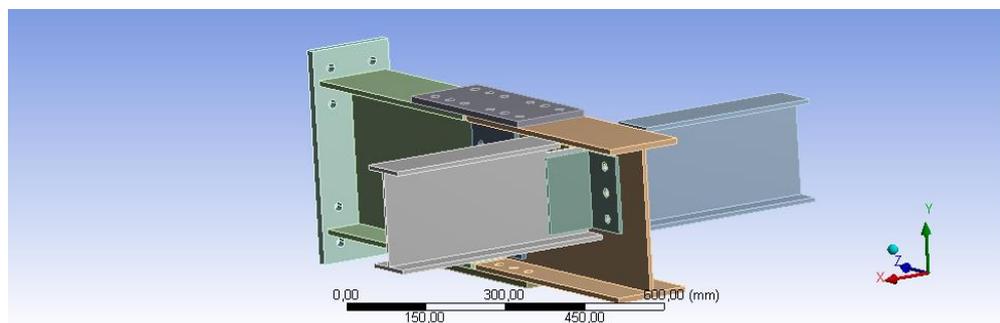
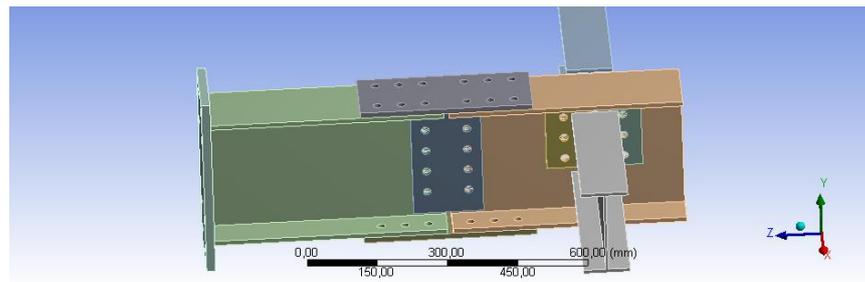


Figura 4. 58. Conexión a momento viga-columna (B3-C1)  
Fuente: (Propia, 2015)



## MALLADO

Tipo: "HEX DOMINANT"

Tamaño para vigas: 15 mm

Tamaño para conexión de placa extremo y empalmes: 7,5 mm

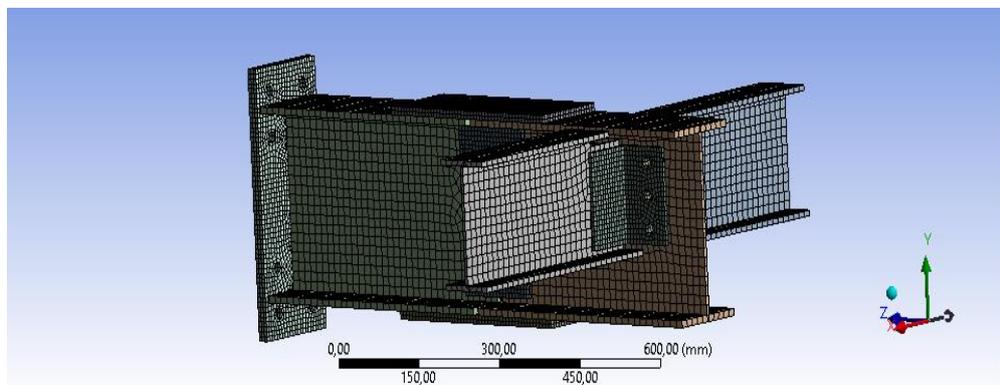


Figura 4. 59. Mallado de la viga B3  
Fuente: (Propia, 2015)

Fuerza aplicada: 43594 N en el centro y extremo de la segunda viga B3

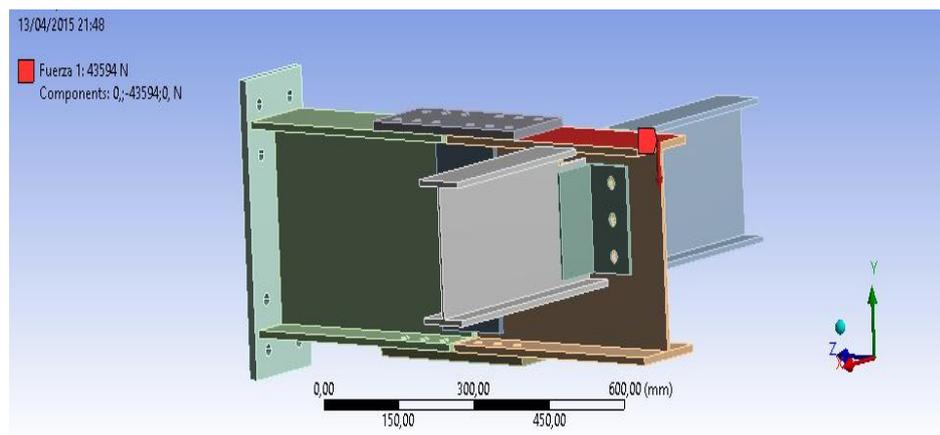


Figura 4. 60. Fuerza aplicada sobre la viga B3  
Fuente: (Propia, 2015)

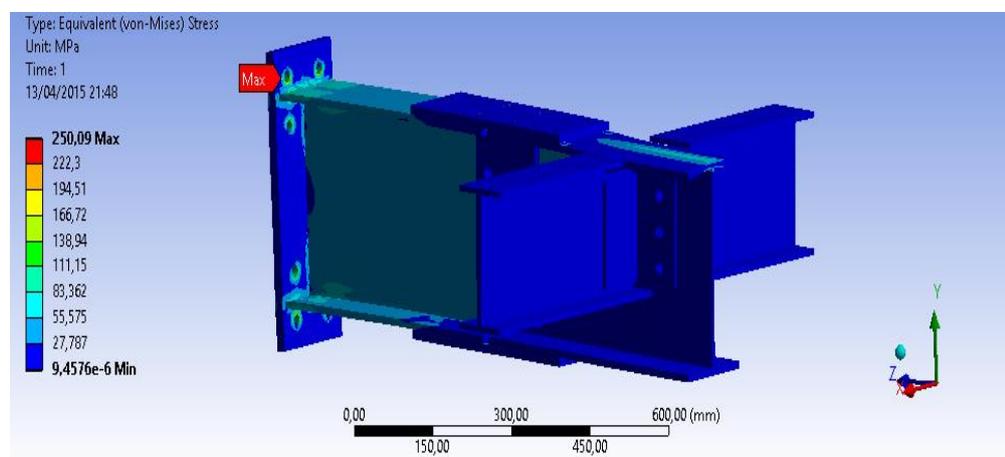


Figura 4. 61. Comportamiento de la viga B3 bajo la carga aplicada  
Fuente: (Propia, 2015)

Al aplicar una carga de 43594 N se produce una deformación plástica en la placa extremo que une viga y columna como muestra la figura 4.61

**Viga B2 (Figura 4.62):** La viga B2 de perfil IPE 300 con respecto al alma de la columna tiene una conexión TR (totalmente restringida, ya que consta de dos planchas emperradas a las alas de la viga y soldadas al alma de la

columna evitando así la rotación de la viga y transfiriendo los momentos a la columna, además consta de una placa de corte apernada al alma de la viga y soldada al alma de la columna transfiriendo así la fuerza de corte

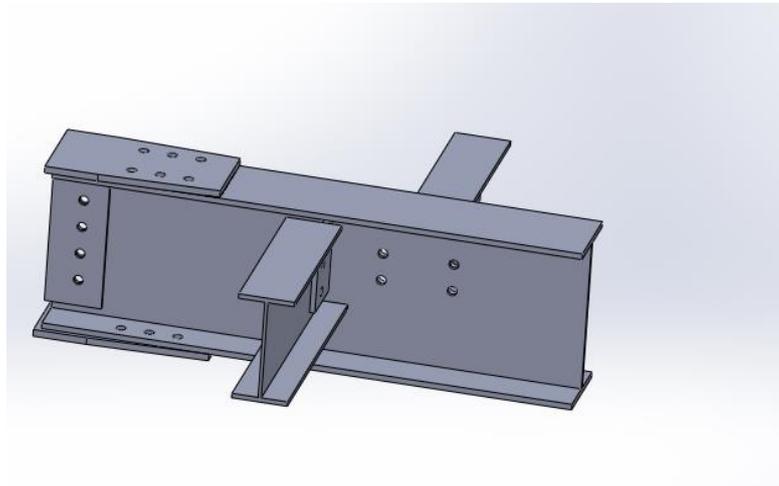


Figura 4. 62. Viga B2 ensamblada  
Fuente: (Propia, 2015)

Como anteriormente se explicó con la viga B6, la simulación de la viga B2 también se la realizo en un software especializado en simular estructuras metálicas

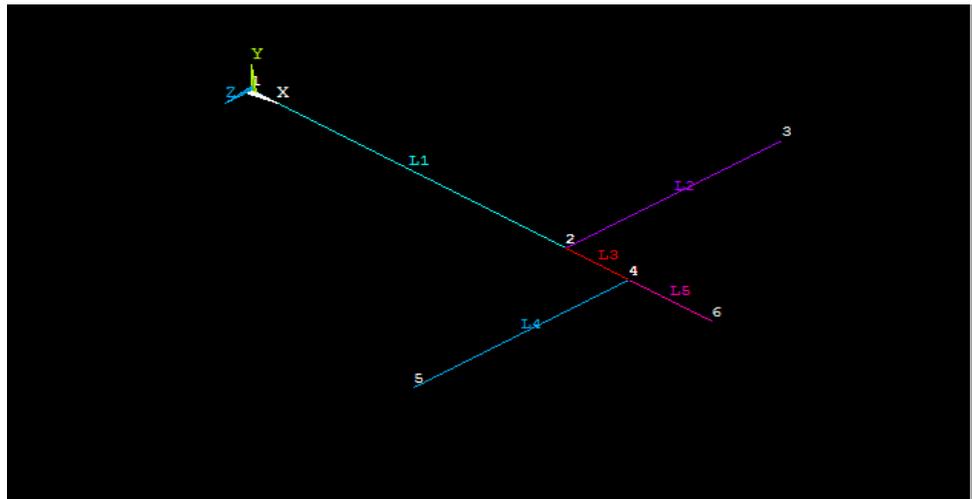


Figura 4. 63. Colocación de keypoints y líneas de unión para la viga B2  
Fuente: (Propia, 2015)

Se procede a colocar los atributos para cada línea indicando a que perfil pertenecen y además se ubica las condiciones de contorno como se muestra en la figura 4.64

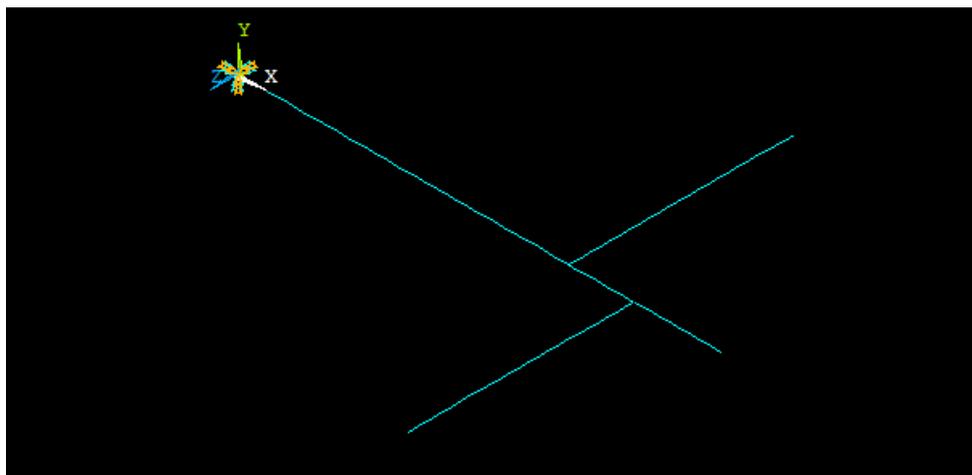


Figura 4. 64. Condiciones de contorno y mallado de la viga B2  
Fuente: (Propia, 2015)

Por último se ubica la fuerza para determinar dónde empieza a deformarse la viga como se ve en la figura 4.65 y 4.66

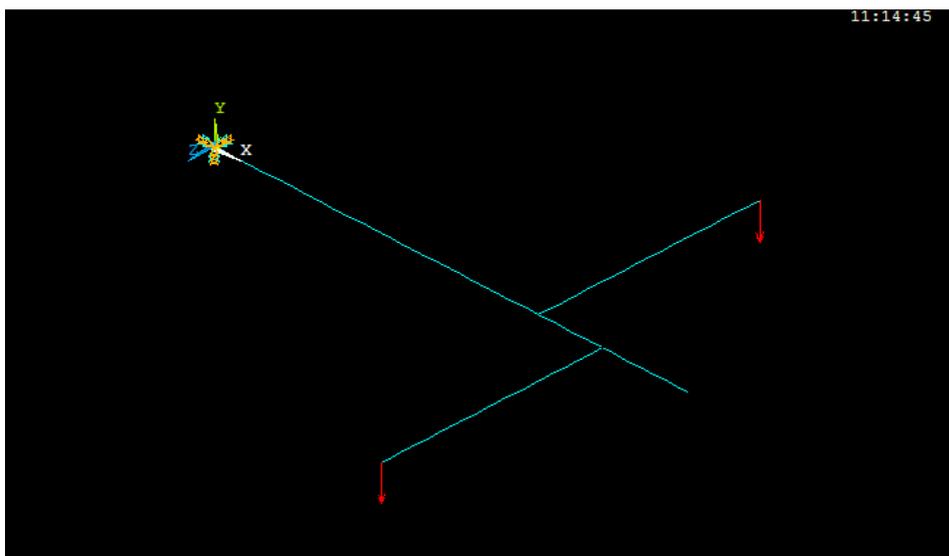


Figura 4. 65. Fuerzas aplicadas sobre la viga B2  
Fuente: (Propia, 2015)

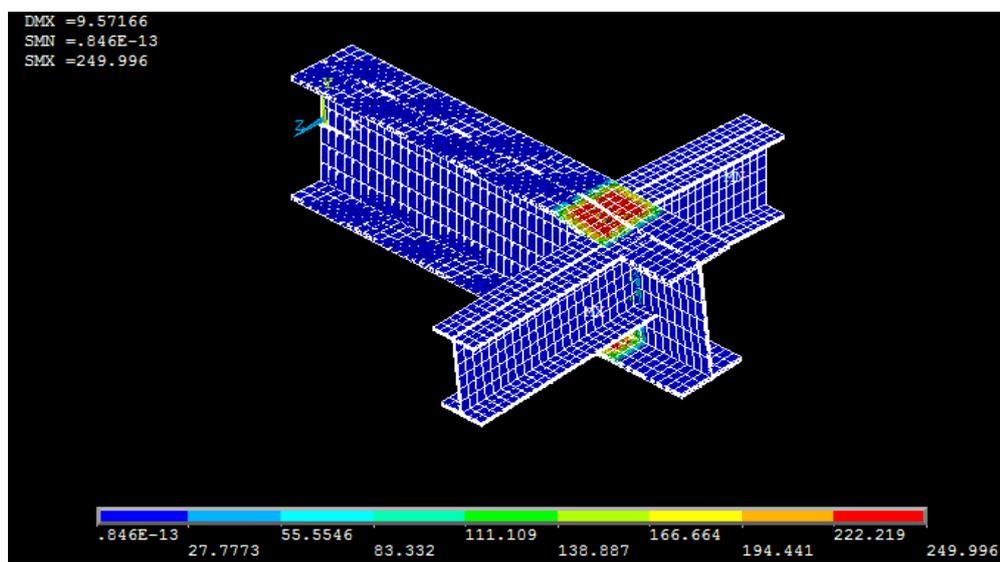


Figura 4. 66. Comportamiento de la viga B2 bajo la fuerza aplicada  
Fuente: (Propia, 2015)

**Viga B4 (Figura 4.67):** La conexión totalmente restringida de la viga B4 a la columna, es la conexión analizada en este proyecto, a través de este análisis se ha podido seleccionar la viga y la columna que deben usarse para

soportar la carga aplicada, además mediante los cálculos se ha podido determinar longitud, ancho, espesor, longitud de soldadura, número de pernos de las placas que conforman la conexión de momento que une la viga a la columna

La viga B4 respecto a la columna es una conexión totalmente restringida, esta conexión es similar a la de B2 con la diferencia que las placas que están sobre las alas de la viga son soldadas y no empernadas.

La viga B4 presenta 4 perforaciones sobre sus alas superiores en las cuales se va a ubicar una placa que conecta a otro miembro, por ese motivo en la viga se colocan rigidizadores conectados al alma que permite aumentar la resistencia a la compresión de la viga

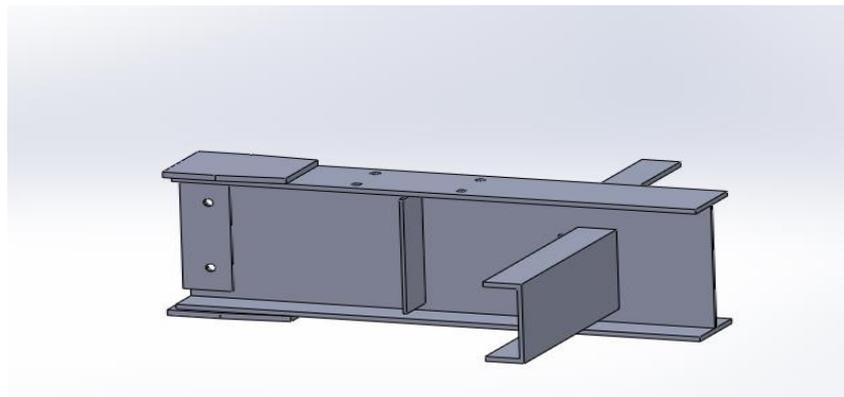


Figura 4. 67. Viga B4 ensamblada  
Fuente: (Propia, 2015)

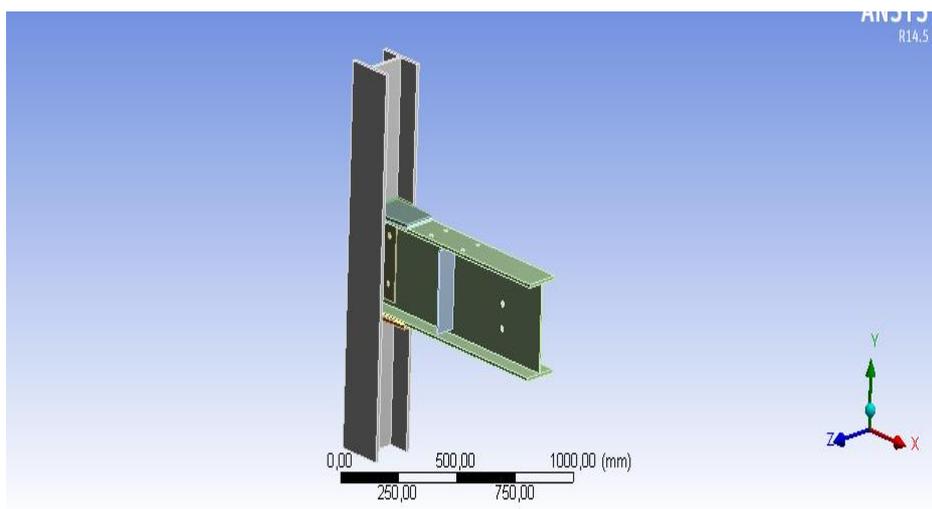


Figura 4. 68. Simulación de la viga B4 y columna C1  
Fuente: (Propia, 2015)

#### MALLADO

Tipo: "HEX DOMINANT"

Tamaño para viga y columna: 12 mm

Tamaño para conexión TR: 4 mm

Tamaño para soldadura: 3 mm

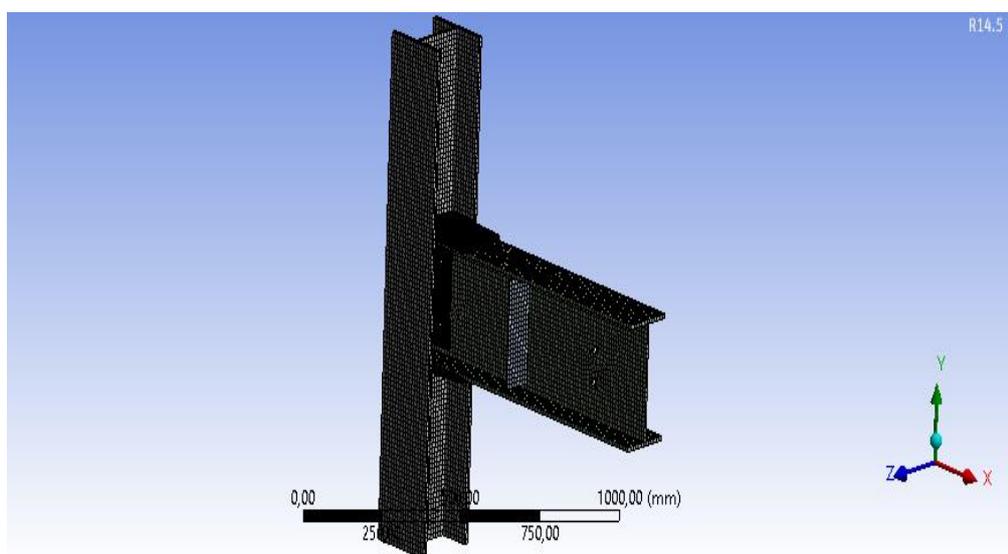


Figura 4. 69. Mallado de la viga B4, columna C1 y conexiones  
Fuente: (Propia, 2015)

Fuerza aplicada: 5 Ton en el centro y extremo de la segunda viga B4

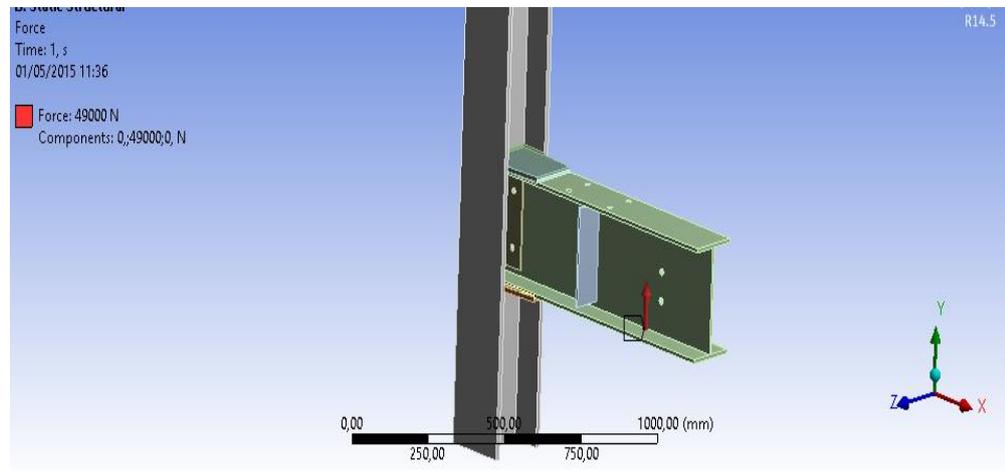


Figura 4. 70. Fuerza aplicada sobre la viga B4  
Fuente: (Propia, 2015)

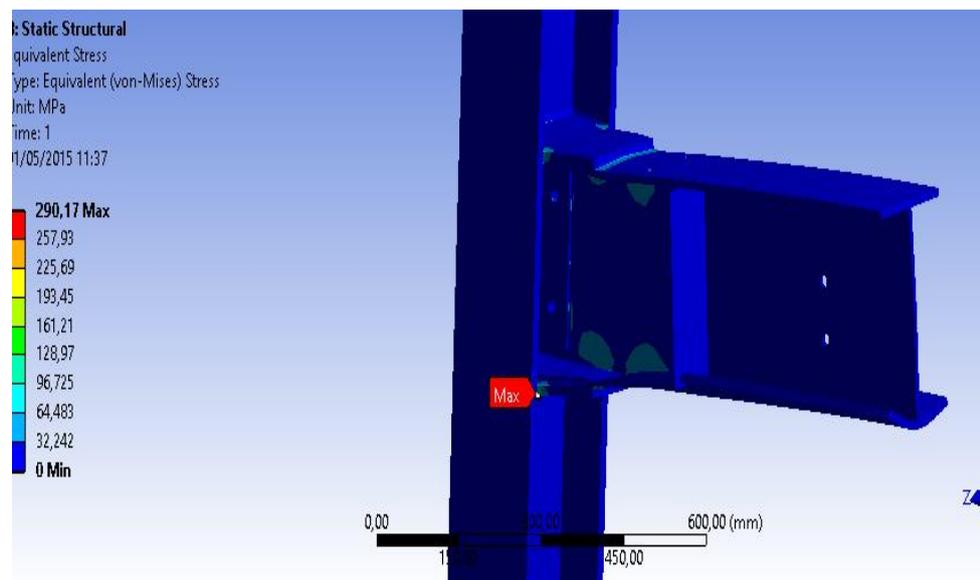


Figura 4. 71. Comportamiento de B4 ante la carga aplicada  
Fuente: (Propia, 2015)

Al aplicar una fuerza de 5 Ton la mayor carga se produce en la punta izquierda de la soldadura inferior como se muestra en la figura 4.71, el

esfuerzo máximo generado es de 290 Mpa en la soldadura y de 250 Mpa en la placa inferior, con estos valores se puede determinar que la conexión resiste perfectamente la carga de 5 Ton sin deformación

### 4.3. Tabla de resultados

#### Conexiones a cortante simple

Tabla 4. 1 .  
*Conexión viga-viga a corte simple*

Conexiones viga-viga		
Tipo de conexión	Numero de Viga	Carga aplicada antes de la deformación plástica
Conexión doble angular atornillada	B1B	3343
Conexión doble angular soldada-atornillada	B1A	1319
Conexión simple con placa extrema	B2A	923
Conexión placa simple extrema en el alma de la viga	B2B	950
Conexión doble angular atornillada-soldada (Cortante doble)	B3A	1685
Conexión doble angular atornillada-soldada (cortante doble)	B3B	1426
Conexión de ángulo simple empernado-soldado (Cara externa UPN)	B4A	1314
Conexión de ángulo simple empernado-soldado (Cara interna UPN)	B4B	1062
Conexión angular soldada-soldada (Ángulos más cortos)	B8A	1426
Conexión angular soldada-soldada (Ángulos más largos)	B8B	1659

Fuente: (Propia, 2015)

Tabla 4. 2.  
*Conexión viga-columna a corte simple*

<b>Conexiones viga-columna</b>		
<b>Tipo de conexión</b>	<b>Numero de Viga</b>	<b>Carga aplicada antes de la deformación plástica</b>
<b>Conexión parcialmente restringida con asientos angulares</b>	B5	
<b>Conexión viga-viga no ortogonal a través de placas empernadas</b>	B5A	7633 N sobre la viga B5A
<b>Conexión parcialmente restringida con ángulos soldados al alma</b>	B8	
<b>Conexión parcialmente restringida con ángulo de asiento en el alma de la viga y patín de la misma</b>	B6	20000

Fuente: (Propia, 2015)

### **Conexiones a momento**

Tabla 4. 3.  
*Conexión viga- columna a momento*

<b>Conexiones a momento viga-columna</b>		
<b>Tipo de conexión</b>	<b>Numero de Viga</b>	<b>Carga aplicada antes de la deformación plástica</b>
<b>Conexión totalmente restringida con las alas de la viga soldadas directamente al patín de la columna</b>	B1	88000
<b>Conexión totalmente restringida con placa extremo empernada a la columna y soldada a la viga</b>	B3	43594
<b>Conexión totalmente restringida con planchas empernadas al patín de la viga y plancha de corte en el alma de la misma</b>	B2	45000
<b>Conexión totalmente restringida con planchas soldadas al patín de la viga y plancha de corte en el alma de la misma</b>	B4	49000

Fuente: (Propia, 2015)

#### 4.4. Análisis de B4 como viga de Timoshenko

El elemento a utilizar es uno de 2 nodos y cuatro grados de libertad, con desplazamiento vertical y giro en cada extremo (figura 4.72)

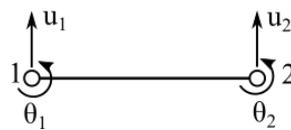


Figura 4. 72. Nodos del elemento  
Fuente: (Propia, 2015)

Para la obtención de la matriz de rigidez se realizan interpolaciones que son independientes de los desplazamientos y giros, para lo cual se ha utilizado funciones de formas lineales:

$$w(x) = I_1(x) w_1 + I_2(x) w_2$$

$$\theta(x) = I_1(x) \theta_1 + I_2(x) \theta_2$$

Donde

$$I_1(x) = 1 - x/L$$

$$I_2(x) = x/L$$

Matriz de rigidez por flexión

$$K_f := \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{EJ}{l^2} & 0 & -\frac{EJ}{l^2} \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{EJ}{l^2} & 0 & \frac{EJ}{l^2} \end{bmatrix}$$

Matriz de rigidez por cortante

$$K_c := \begin{bmatrix} \frac{GA}{l^2} & -\frac{GA\left(\frac{x}{l}-1\right)}{l} & -\frac{GA}{l^2} & \frac{GAx}{l^2} \\ -\frac{GA\left(\frac{x}{l}-1\right)}{l} & GA\left(\frac{x}{l}-1\right)^2 & \frac{GA\left(\frac{x}{l}-1\right)}{l} & -\frac{\left(\frac{x}{l}-1\right)GAx}{l} \\ -\frac{GA}{l^2} & \frac{GA\left(\frac{x}{l}-1\right)}{l} & \frac{GA}{l^2} & -\frac{GAx}{l^2} \\ \frac{GAx}{l^2} & -\frac{\left(\frac{x}{l}-1\right)GAx}{l} & -\frac{GAx}{l^2} & \frac{x^2 GA}{l^2} \end{bmatrix}$$

La matriz elemental de Timoshenko  $K_e$  para este elemento esta dad por

$$K_e = \begin{bmatrix} \frac{GA}{L} & \frac{1}{2}GA & -\frac{GA}{L} & \frac{1}{2}GA \\ \frac{1}{2}GA & \frac{EI}{L} + \frac{LGA}{3} & -\frac{1}{2}GA & -\frac{EI}{L} + \frac{LGA}{6} \\ -\frac{GA}{L} & -\frac{1}{2}GA & \frac{GA}{L} & -\frac{1}{2}GA \\ \frac{1}{2}GA & -\frac{EI}{L} + \frac{LGA}{6} & -\frac{1}{2}GA & \frac{EI}{L} + \frac{LGA}{3} \end{bmatrix}$$

Dónde:

$A$  = Área de la sección,  $I$  = Momento de inercia,  $E$  = Módulo elástico del material,  $G$  = módulo cortante,  $L$  = longitud del elemento

La viga se discretizó en 16 nodos y 15 elementos. El modelo es una en voladizo con cargas puntuales en los puntos de conexión con las vigas laterales tal como se muestra en la figura

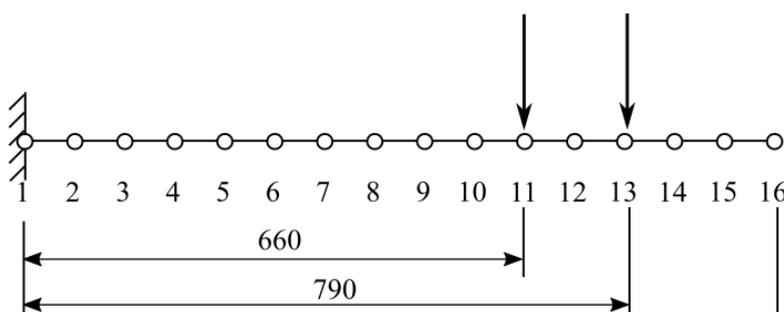


Figura 4. 73. Numero de nodos y elementos en viga B4

El sistema de ecuaciones que se forma con el vector de cargas, la matriz global y el vector desplazamiento es:

$$\{F\} = [K]\{U\}$$

Donde  $\{F\}$  es el vector de cargas de dimensión  $m$  y está representado por las fuerzas y momentos aplicados en cada nodo. La dimensión de  $m$  es el número de grados de libertad por el número de nodos externas,  $m = 2 \times 16 = 32$ . Se compone de 16 fuerzas externas y 16 momentos tal como se muestra en la siguiente ecuación

$$F = \{F_1 \quad M_1 \quad F_2 \quad M_2 \quad \cdots \quad \cdots \quad F_{16} \quad M_{16}\}^T$$

Para este caso las cargas aplicadas están representadas por las fuerzas aplicadas  $F_{11}$  y  $F_{13}$  que dentro del vector de cargas corresponden a la posición 21 y 25

La matriz global  $[K]$  es el resultado de ensamblar todas las matrices elementales según la conectividad entre ellas. Tiene dimensiones del orden de  $n \times n$ . El valor de  $n$  es el producto de los grados de libertad por el número de nodos. En este caso  $[K]$  es una matriz cuadrada de  $32 \times 32$  y tiene la siguiente forma

$$K = \begin{bmatrix} K_{1,1} & K_{1,2} & \cdots & K_{1,32} \\ K_{2,1} & \ddots & & K_{2,32} \\ \vdots & & \ddots & \\ K_{32,1} & K_{32,2} & \cdots & K_{32,32} \end{bmatrix}$$

El vector desplazamiento  $\{U\}$  contiene la información de los desplazamientos lineales y angulares por cada nodo resultantes al aplicar la carga externa. Tiene las mismas dimensiones que el de carga. La secuencia es desplazamiento y giro por cada nodo de la siguiente manera:

$$U = \{u_1 \quad \theta_1 \quad u_2 \quad \theta_2 \quad \cdots \quad \cdots \quad u_{16} \quad \theta_{16}\}^T$$

Por las condiciones de sujeción los grados de libertad del nodo 1 son cero es decir  $u_1 = 0$ ,  $\theta_1 = 0$ .

La programación para el cálculo de las matrices elementales, su ensamble, aplicación de las condiciones contorno, solución del sistema y cálculo de los esfuerzos se realizan un algoritmo en el programa MATLAB

### Desplazamiento en cada uno de los 16 nodos

Tabla 4. 4

*Desplazamiento en cada nodo de la viga*

Desplazamientos (mm)
0
-0.014288
-0.040721
-0.078404
-0.12644
-0.18394
-0.25001
-0.32375
-0.40427
-0.49066
-0.58205
-0.67753
-0.77319
-0.83877
-0.90509
-1.0389

### Giro en cada uno de los 16 nodos

Tabla 4. 5.

*Giro en cada nodo de la viga B4*

Giro angular (radianes)
0
-0.00019079
-0.00036803
-0.00053171
-0.00068184
-0.00081841
-0.00094143
-0.0010509
-0.0011468
-0.0012292
-0.001298
-0.0013532
-0.0013939
-0.0014141
-0.0014286

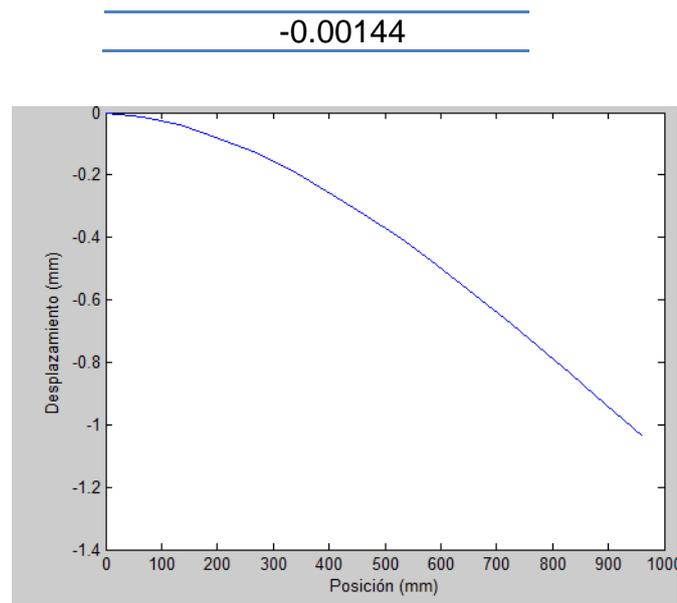


Figura 4. 74 Grafica de desplazamientos  
Fuente: (Propia, 2015)

Al analizar la gráfica (Figura 4.74) de desplazamientos se concluye que en la posición de 962 mm (extremo de la viga), con la fuerza de 49000 N se produce un desplazamiento máximo de 1 mm

#### Grafica de esfuerzo

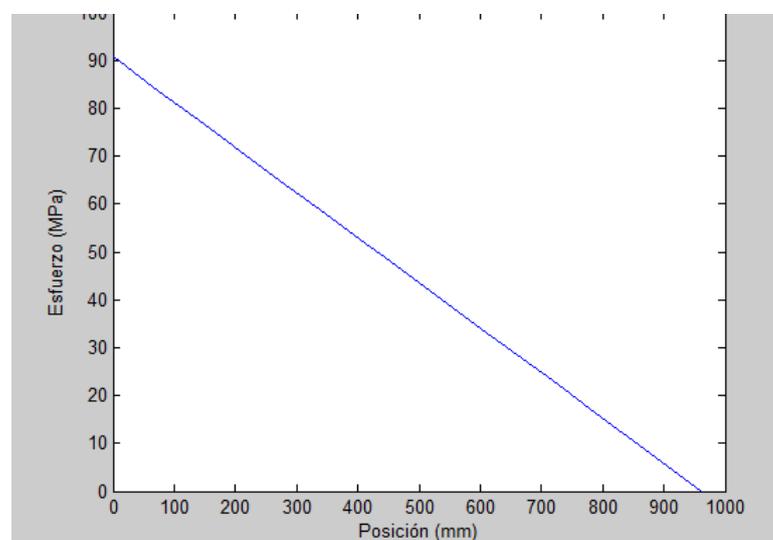


Figura 4. 75. Grafica de esfuerzos en la viga B4  
Fuente: (Propia, 2015)

Como se puede observar en la gráfica (Figura 4.75) la fuerza aplicada sobre la viga genera un esfuerzo máximo de 90 Mpa, con esto se puede concluir que la viga no sufre ninguna deformación plástica

**Armadura B7:** Esta conexión es una celosía comúnmente fabricada con perfiles L los cuales van empernados a las planchas también soldadas a la columna.

Todos los miembros de la armadura son perfiles L unidos espalda tras espalda formando un perfil TL

### Esquema

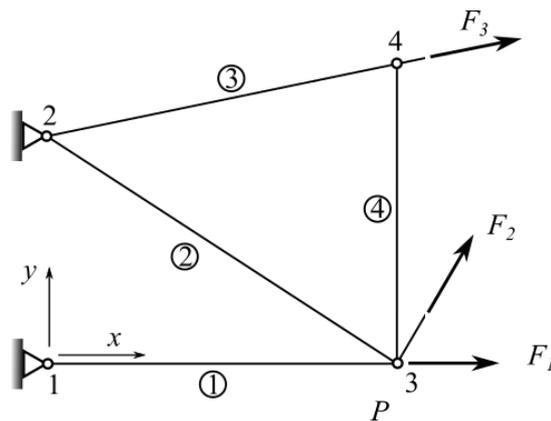


Figura 4. 76. Esquema de la armadura B7  
Fuente: (Propia, 2015)

### Coordenadas nodales

Tabla 4. 6.  
*Coordenadas nodales*

Nodos	X Mm	Y mm
1	0.000	0.000
2	0.000	965.000
3	1219.000	0.000
4	1219.000	1168.167

### Elementos y rigidez axial

Tabla 4. 7.  
*Elementos y rigidez axial*

Elementos	Rigidez axial (EA) MPa*mm <sup>2</sup>
1	6.14E+08
2	3.46E+08
3	9.60E+08
4	3.46E+08

### Cargas aplicadas

Tabla 4. 8.  
*Cargas aplicadas*

Nodo	Fx N	Sy N
3	5.18E+05	1.69E+05
4	5.92E+05	9.86E+04

## Esfuerzos axiales

Tabla 4. 9.  
*Esfuerzos axiales*

Elemento	$\sigma$ MPa
1	239.46
2	-157.26
3	125.95
4	0.086339

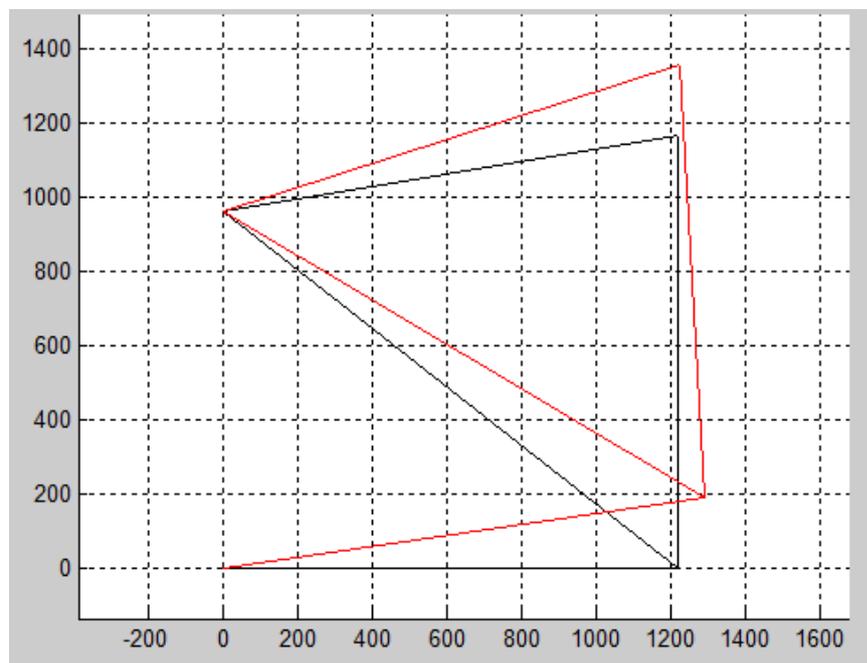


Figura 4. 77 Grafica de desplazamiento de la armadura  
Fuente: (Propia, 2015)

Al analizar la gráfica de desplazamiento se puede concluir que existe una deformación mayor en el primer elemento, a pesar de poseer un esfuerzo axial de 240 Mpa el primer elemento y por la tanto la armadura no sufre ninguna deformación plástica cuando se aplican las cargas axiales indicadas en la tabla 4.5

#### 4.5. Pruebas y análisis de la conexión de marco rígido soldado en la viga B4

Tabla 4. 10

*Deflexiones tomadas en pruebas sobre la viga B4*

N.-	Carga aplicada	Deflexión
1	1000 Kg	1,10 mm
2	2000 Kg	2,23 mm
3	3000 Kg	3,09 mm
4	4000 Kg	4,25 mm
5	5000 Kg	5,16 mm

Comprobación de la deformación obtenida al aplicar carga a la viga B4 mediante el teorema de castigliano

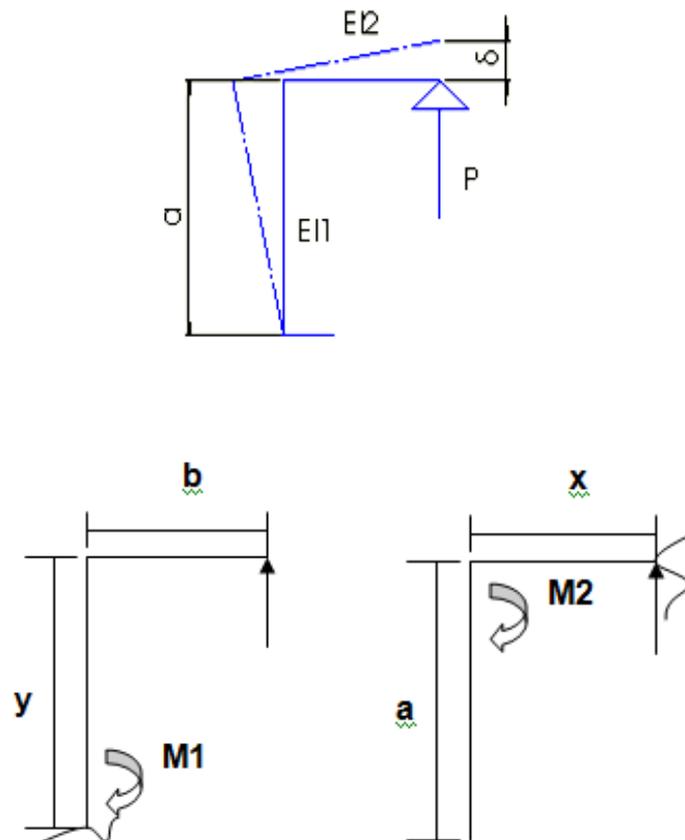


Figura 4. 78 Forma de analizar el teorema de castigliano

## TEOREMA DE CASTIGLIANO

$$M_1 = P \cdot b$$

$$M_2 = P \cdot x$$

$$U_{flexion} = \int_0^L \frac{M^2 \cdot dx}{E \cdot I}$$

$$U_{tension} = \int_0^L \frac{F^2 \cdot dx}{A \cdot E}$$

Para columna:

$$U_c = \int_0^a \frac{(P \cdot b)^2 \cdot dy}{E \cdot I_1} + \int_0^a \frac{(P)^2 \cdot dy}{E \cdot A_1}$$

Para Viga

$$U_v = \int_0^b \frac{(P \cdot x)^2 \cdot dx}{E \cdot I_2}$$

$$U_t = \int_0^a \frac{(P \cdot b)^2 \cdot dy}{E \cdot I_1} + \int_0^a \frac{(P)^2 \cdot dy}{E \cdot A_1} + \int_0^b \frac{(P \cdot x)^2 \cdot dx}{E \cdot I_2}$$

$$U_t = \frac{P^2 \cdot b^2 \cdot a}{E \cdot I_1} + \frac{P^2 \cdot a}{E \cdot A_1} + \frac{P^2}{E \cdot I_2} \int_0^b x^2 dx$$

$$U_t = \frac{P^2 \cdot b^2 \cdot a}{E \cdot I_1} + \frac{P^2 \cdot a}{E \cdot A_1} + \frac{P^2 \cdot b^3}{3E \cdot I_2}$$

$$\delta = \frac{d}{dP} U_{(x)}$$

$$\delta = \frac{2 \cdot P \cdot a}{A_1 \cdot E} + \frac{2 \cdot P \cdot b^3}{3 \cdot I_2 \cdot E} + \frac{2 \cdot P \cdot a \cdot b^2}{I_1 \cdot E}$$

$$P = 5000 \text{ kg}$$

$$a = 669 \text{ mm}$$

$$b = 850 \text{ mm}$$

$$E = 210 \text{ GPa}$$

$$I_1 = 5,7 * 10^7 \text{ mm}^4$$

$$I_2 = 8,36 * 10^7 \text{ mm}^4$$

$$A_1 = 7,81 * 10^3 \text{ mm}^2$$

$$\delta = 4,938 \text{ mm}$$

Donde:

P: Carga aplicada a la viga

a: longitud de la columna hasta el centro de la viga

b: Longitud hasta la carga aplicada

E: modulo elástico

$I_1$ : Inercia de la columna

$I_2$ : Inercia de la viga

$A_1$ : Área de la columna

### **Comprobación del comportamiento de la estructura al aplicar 5 toneladas de carga mediante el software de simulación**

Para verificar la deflexión que sufre el conjunto viga-columna al aplicar la carga establecida se hizo uso el software de simulación previamente utilizado para todas las conexiones del árbol estructural

Como primer paso se proceden a ubicar los nodos tanto para la viga como para la columna como se muestra en la figura 4.79

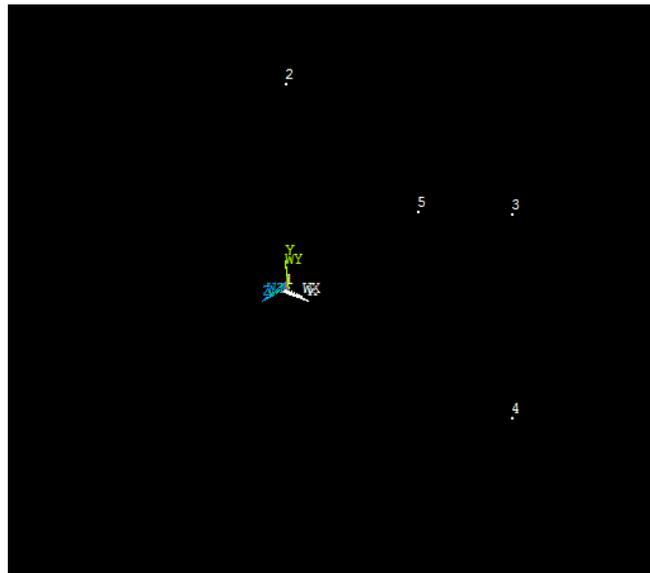


Figura 4. 79. Nodos de unión para viga B4

Posteriormente se procede a unir los nodos a través de líneas como se muestra en la figura 4.80, a cada línea se le asigna el tipo de material, el tipo de perfil y el tamaño de malla, para este caso se seleccionaron un tamaño de 20 mm.

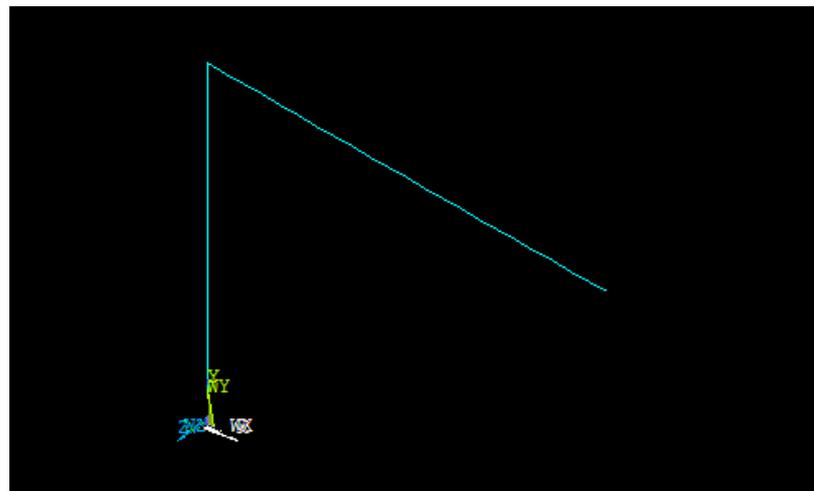


Figura 4. 80. Unión de nodos

Como siguiente paso se procede a ubicar la fuerza en el nodo deseado como se muestra en la figura 4.81

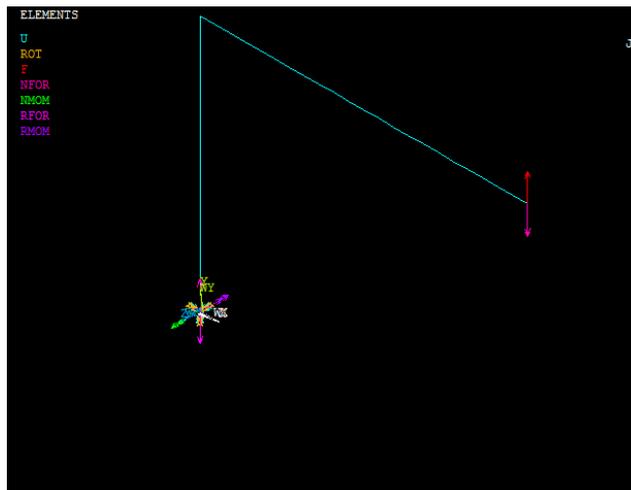


Figura 4. 81. Fuerza aplicada sobre viga B4

Por último se procede a realizar la simulación para determinar la deflexión que se genera tanto en la viga como en la columna

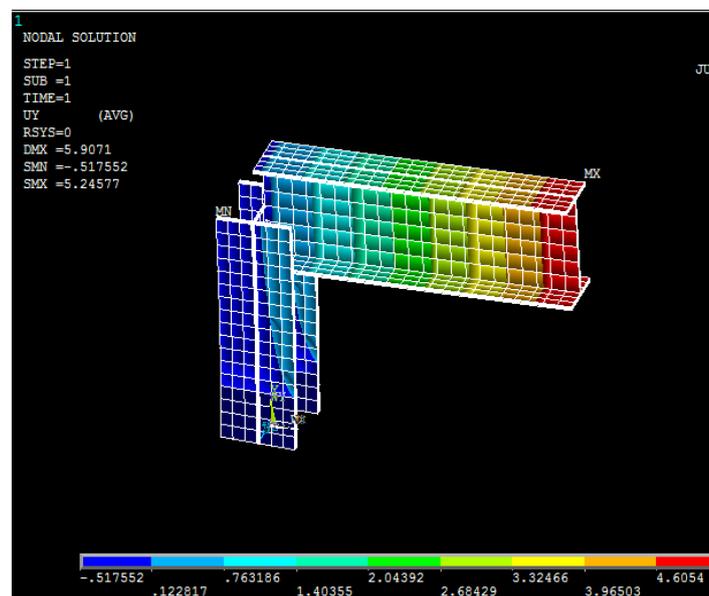


Figura 4. 82. Simulación del conjunto viga columna

Con la carga de 5 toneladas aplicada sobre la viga B4 el programa muestra una deflexión en el conjunto viga columna de 5,90 mm, lo que permite afirmar que las pruebas realizadas a la estructura entregaron datos reales ya que a través de comparadores de reloj se midió una deflexión de 5,16 mm.

## CAPÍTULO 5

### CONSTRUCCIÓN DEL ÁRBOL DE CONEXIONES TIPO

#### 5.1. Perfiles estructurales utilizados en la construcción del árbol.

Los perfiles metálicos laminados en frío, utilizados en la estructura metálica, son:

- Perfil en UPN.
- Perfil en IPE.
- Perfil HEB.
- Ángulos L.

Designados mediante dimensiones de lados y espesores en milímetros.

**Perfil estructural UPN (Figura 5.1).** Elemento estructural en acero calidad ASTM A-36, formado en frío.



Figura 5. 1. Perfil UPN

Fuente: (DIPAC, 2015)

En la siguiente tabla (figura 5.2) se presenta las especificaciones técnicas, dimensiones y pesos del perfil UPN



DENOMINACION	DIMENSIONES						TIPOS					
	h	s	g	t	R	R1	SECCION	PESOS	Ix	Iy	Wx	Wy
	mm	mm	mm	mm	mm	cm4	cm2	kg/ml	cm4	cm4	cm3	cm3
UPN 50	50	38	5.00	7.00	7.00	3.50	7.12	5.59	26.40	9.12	10.60	3.75
UPN 65	65	42	5.50	7.50	7.50	4.00	9.03	7.09	57.50	14.10	17.70	5.07
UPN 80	80	45	6.00	8.00	8.00	4.00	1.10	8.64	106.00	19.40	26.50	6.36
UPN 100	100	50	6.00	8.50	8.50	4.50	13.50	10.60	206.00	29.30	41.20	8.49
UPN 120	120	55	7.00	9.00	9.00	4.50	17.00	13.40	364.00	43.20	60.70	11.10
UPN 140	140	60	7.00	10.00	10.00	5.00	20.40	16.00	605.00	62.70	86.40	14.80
UPN 160	160	65	7.50	10.50	10.50	5.50	24.00	18.80	905.00	85.30	116.00	18.30
UPN 180	180	70	8.00	11.00	11.00	5.50	28.00	22.00	1350.00	114.00	150.00	22.40
UPN 200	200	75	8.50	11.50	11.50	6.00	32.20	25.30	1910.00	148.00	191.00	27.00
UPN 220	220	80	9.00	12.50	12.50	6.50	37.40	29.40	2690.00	197.00	245.00	33.60
UPN 240	240	85	9.50	13.00	13.00	6.50	42.30	33.20	3600.00	248.00	300.00	39.60
UPN 260	260	90	10.00	14.00	14.00	7.00	48.30	37.90	4820.00	317.00	371.00	47.70
UPN 300	300	100	10.00	16.00	16.00	8.00	58.80	46.20	8030.00	495.00	535.00	67.80

Figura 5. 2. Especificaciones generales del perfil UPN

Fuente: (DIPAC, 2015)

**Perfil estructural IPE (Figura 5.3):** El perfil IPE es un producto laminado cuya sección normalizada tiene forma de doble T. Las caras exteriores e interiores de las alas son paralelas entre sí y perpendiculares al alma, y así las alas tienen espesor constante



Figura 5. 3. Perfil IPE  
Fuente: (Propia, 2015)

En la siguiente tabla se presenta las especificaciones técnicas, dimensiones y pesos del perfil IPE también llamado perfiles en I.

**PERFILES LAMINADOS**  
**IPE**

**Especificaciones Generales**

- Calidad** ASTM A36
- Otras calidades** Previa Consulta
- Largo normal** 6.00m y 12.00m
- Otros largos** Previa Consulta
- Acabado** Natural
- Otro acabado** Previa Consulta



**DIPAC**  
Producción en Chile

DENOMINACION	DIMENSIONES					SECCION		TIPOS			
	h	s	g	t	R	cm <sup>2</sup>	kg/mt	I <sub>x</sub>	I <sub>y</sub>	W <sub>x</sub>	W <sub>y</sub>
	mm	mm	mm	mm	mm			cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>
IPE 80	80	46	3.80	5.20	5	7.64	6.00	80	8.49	20.00	3.69
IPE 100	100	55	4.10	5.70	5	10.30	8.10	171	15.90	34.20	5.79
IPE 120	120	64	4.40	6.30	5	13.20	10.40	318	27.70	53.00	8.65
IPE 140	140	73	4.70	6.90	7	16.40	12.90	541	44.90	77.30	12.30
IPE 160	160	82	5.00	7.40	7	20.10	15.80	869	68.30	109.00	16.70
IPE 180	180	91	5.30	8.00	7	23.90	18.80	1320	101.00	140.00	22.20
IPE 200	200	100	5.60	8.50	9	28.50	22.40	1940	142.00	194.00	28.50
IPE 220	220	110	5.90	9.20	9	33.40	26.20	2770	205.00	252.00	37.30
IPE 240	240	120	6.20	9.80	12	39.10	30.70	3890	284.00	324.00	47.30
IPE 270	270	135	6.60	10.20	12	45.90	36.10	5790	420.00	429.00	62.20
IPE 300	300	150	7.10	10.70	15	53.80	42.20	8360	604.00	557.00	80.50
IPE 330	330	160	7.50	11.50	15	62.80	49.10	11770	788.00	713.00	98.80
IPE 360	360	170	8.00	12.70	118	72.70	57.10	16270	1040.00	904.00	123.00
IPE 400	400	180	8.60	13.50	118	84.50	63.30	23130	1320.00	1160.00	146.00
IPE 450	450	190	9.40	14.60	21	98.80	77.70	33740	1680.00	1500.00	176.00
IPE 500	500	200	10.20	16.00	21	116.00	90.70	48200	2140.00	1930.00	214.00
IPE 550	550	210	11.10	17.20	24	134.00	106.00	67120	2670.00	2440.00	254.00

Figura 5. 4. Especificaciones generales del perfil IPE

Fuente: (DIPAC, 2015)

Perfil estructural HEB. El perfil HEB es un perfil cuya sección transversal tiene forma de doble T, con alas más anchas que un perfil doble T de tipo IPN o IPE. Las caras exteriores e interiores de las alas son paralelas entre sí y perpendiculares al alma, por lo que las alas tienen espesor constante.



Figura 5. 5. Perfiles HEB

Fuente: (Propia, 2015)

En la siguiente tabla (figura 5.6) se presenta las especificaciones técnicas, dimensiones y pesos del perfil HEB también llamado perfil en doble T.

HEB

**PERFILES LAMINADOS  
HEB**

**Especificaciones Generales**

- Calidad** ASTM A36
- Otras calidades** Previa Consulta
- Largo normal** 6.00m y 12.00m
- Otros largos** Previa Consulta
- Acabado** Natural
- Otro acabado** Previa Consulta

DENOMINACION	DIMENSIONES					SECCION PESOS			TIPOS		
	h	b	s	t	r	cm <sup>2</sup>	Kg/mt	I <sub>x</sub>	I <sub>y</sub>	W <sub>x</sub>	W <sub>y</sub>
	mm	mm	mm	mm	mm			cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>
HEB 100	100	100	6.00	10.00	12	26.00	20.40	450	167	89	33.50
HEB 120	120	120	6.50	11.00	12	34.00	26.70	864	318	144	52.90
HEB 140	140	140	7.00	12.00	12	43.00	33.70	1510	550	216	76.50
HEB 160	160	160	8.00	13.00	15	54.30	42.60	2490	889	311	111.00
HEB 180	180	180	8.50	14.00	15	65.30	51.20	3630	1360	426	151.00
HEB 200	200	200	9.00	15.00	18	78.10	61.30	5700	2000	570	200.00
HEB 220	220	220	9.50	16.00	18	91.00	71.50	8090	2840	736	258.00
HEB 240	240	240	10.00	17.00	21	106.00	83.20	11260	3920	938	327.00
HEB 260	260	260	10.00	17.50	24	118.00	93.00	14920	5130	1150	395.00
HEB 280	280	280	10.50	18.00	24	131.00	103.00	19270	6590	1380	471.00
HEB 300	300	300	11.00	19.00	27	149.00	117.00	25170	8560	1680	571.00
HEB 320	320	300	11.50	20.50	27	161.00	127.00	30820	9240	1930	616.00

Figura 5. 6. Especificaciones generales del perfil HEB

Fuente: (DIPAC, 2015)

**Angulo estructural L (figura 5.7):** Los Ángulos Estructurales L, son productos cuyas alas son iguales y forman un ángulo de 90° entre sí.



Figura 5. 7. Ángulos L

Fuente: (Propia, 2015)

En la siguiente tabla (figura 5.8) se presenta las especificaciones técnicas, dimensiones y pesos de los ángulos L.

**ANGULOS**

**PERFILES IMPORTADOS**  
**ANGULOS**

**Especificaciones Generales**

Calidad: ASTM A36 SAE 1008  
 Otras calidades: Previa Consulta  
 Largo normal: 6.00m  
 Otros largos: Previa Consulta  
 Acabado: Natural  
 Otro acabado: Previa Consulta

DENOMINACION	DIMENSIONES mm		PESO		AREA
	a	e	kg/m	kg/5m	cm2
AL 20X2	20	2	0.60	3.52	0.76
AL 20X3	20	3	0.87	5.27	1.11
AL 25X2	25	2	0.75	4.56	0.96
AL 25X3	25	3	1.11	6.88	1.41
AL 25X4	25	4	1.45	8.75	1.84
AL 30X3	30	3	1.36	8.13	1.71
AL 30X4	30	4	1.77	10.83	2.24
AL 40X3	40	3	1.81	11.00	2.31
AL 40X4	40	4	2.39	14.34	3.04
AL 40X6	40	6	3.49	21.34	4.44
AL 50X3	50	3	2.29	13.85	2.91
AL 50X4	50	4	3.02	18.33	3.84
AL 50X6	50	6	4.43	26.58	5.64
AL 60X6	60	6	5.37	32.54	6.84
AL 60X8	60	8	7.09	42.54	9.03
AL 65X6	65	6	5.84	35.25	7.44
AL 70X6	70	6	6.32	38.28	8.05
AL 75X6	75	6	6.78	40.65	8.64
AL 75X8	75	8	8.92	54.18	11.36
AL 80X8	80	8	9.14	56.95	11.64
AL 100X6	100	6	9.14	56.95	11.64
AL 100X8	100	8	12.08	74.05	15.36
AL 100X10	100	10	15.64	90.21	19.15
AL 100X12	100	12	18.26	109.54	22.56

Figura 5. 8. Especificaciones generales de los ángulos L

Fuente: (DIPAC, 2015)

## 5.2. Operaciones Tecnológicas.

En cuanto a las operaciones tecnológicas se deben tener en cuenta todas las operaciones que se llevan a cabo, para finalmente plasmar el diseño previo en la realidad.

La construcción del árbol de conexiones consta de los perfiles estructurales tipo: "IPE300, HEB200, IPE200, UPN180, L100×100×6, L75×75×6, L100×100×8 conocidos comúnmente en los distribuidores, las operaciones que a continuación son detalladas son las usadas en el presente trabajo de investigación:

- Conformado
- Medición y Marcado
- Corte
- Nivelado y Escuadrado
- Soldadura
- Esmerilado

### 5.2.1. Conformado.

Es llamado así ya que en esta etapa es donde se conforma el elemento estructural definitivo para el trabajo, en este caso se realiza un traslape de dos elementos estructurales (canales), para dotar de esta manera mayor rigidez al elemento estructural y a su vez mejorar la presentación del mismo

Se podría considerar que el conformado tiene además varias sub-etapas que se muestran a continuación donde se nota la progresión del proceso. La construcción del árbol de conexiones es sobre una superficie plana puesto que las dimensiones de los perfiles son grandes para manejarlos en el suelo, en la figura 5.9 se muestra una superficie plana para la construcción del árbol.



Figura 5. 9. Traslape en perfiles UPN e IPE 300

Fuente: (Propia, 2015)

En esta etapa se considera también el apuntalamiento del elemento estructural (figura 5.10) por medio de puntos de suelda en los extremos y en puntos centrales para dotar de solidez al mismo y así armar cada viga de la forma correcta según las especificaciones de los planos.



Figura 5. 10. Fijación de perfiles para traslape

Fuente: (Propia, 2015)

### 5.2.2. Medición y marcado.

En esta etapa se hará las mediciones correspondientes de acuerdo con las especificaciones de los planos, posteriormente con la ayuda de un rayador de metales y una escuadra se realizaran las líneas correspondientes, como se muestra en la figura 5.11



Figura 5. 11. Medición y marcado del elemento estructural

Fuente: (Propia, 2015)

### 5.2.3. Corte.

Se empleó el método de corte a inglete (figura 5.12), dicho proceso consiste en cortar el perfil con el ángulo deseado y soldarlo al siguiente extremo de otro perfil para conseguir de este modo la curva deseada. Este proceso fue realizado con piedra de corte colocando los elementos en una amoladora, tomando en cuenta la protección personal del operario.



Figura 5. 12. Corte del elemento estructural

Fuente: (Propia, 2015)

#### 5.2.4. Soldadura.

La soldadura de las columna fue realizada primero, luego de este proceso se dio lugar a los cortes a inglete para una vez conformada la columna se procedan a unir con las vigas.

El proceso de soldadura por arco es el utilizado en el presente proyecto ya que no requiere uniones especiales debido a que los materiales son de uso corriente, además dicha unión resulta robusta y resistente.

El proceso de soldadura utilizado como se indicó anteriormente es SMAW (Shielded Metal Arc Welding) que en español se la conoce por las siglas MMA (Soldadura Manual de Arco Metálico), o soldadura de electrodo.

Para este proceso se utilizó electrodos AGA 6011 para uniones y el 7018 para relleno.

#### 5.2.5. Nivelado y escuadrado.

Esta etapa es crucial antes de la soldadura final ya que en esta instancia se comprueba el paralelismo de los ramales y subramales, la estructura debe

estar a “escuadra”, esto quiere decir que el ángulo entre la viga y la sub viga sea de 90 grados como se muestra en la figura 5.13



Figura 5. 13. Escuadrado y nivelado de la viga B3

Fuente: (Propia, 2015)

### 5.2.6. Punteado de la soldadura

El punteado de la soldadura es una técnica que se utiliza para mantener los perfiles unidos con unos puntos de soldadura, y así realizar la soldadura final con mayor comodidad como se muestra en la figura 5.14

Debe ser realizado por un soldador experimentado ya que el punteado formará parte de la soldadura final, y si no se realiza del modo adecuado debilitará considerablemente la soldadura.

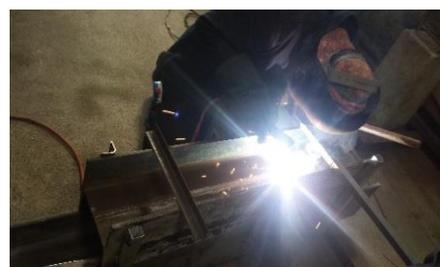


Figura 5. 14. Soldadura de perfiles

Fuente: (Propia, 2015)

### 5.2.7. Esmerilado y pulido.

En esta etapa final los cordones de soldadura no estéticos o muy pronunciados son esmerilados para dar una apariencia mejor del árbol de conexiones, esto se ha hecho con la ayuda de una herramienta colocada en la amoladora denominado multi-lijas la misma que desbasta el exceso de material de aporte como se muestra en la figura 5.15



Figura 5. 15 Esmerilado de aristas vivas de los perfiles

Fuente: (Propia, 2015)

### 5.2.8. Tiempos de construcción.

En las dos siguientes tablas se muestran las operaciones que se realizaron y el respectivo tiempo de operación en horas tanto la conexión de marco rígido como en la construcción del árbol de conexiones.

Tabla 5. 1.

*Tiempos de construcción*

	OPERACIÓN	TIEMPO POR OPERACIÓN (HORAS)
1	Compra de materiales	40
2	Transporte	12
3	Medición y marcado	30
4	Inspección de marcado	10
5	Cortes	45
6	Inspección de cortes	10
7	Nivelado y escuadrado	30
8	Soldado	160
9	Inspección de soldadura	30
10	Esmerilado y pulido	45
11	Fondeado y pintado	10
12	Limpieza de materiales	10
	<b>Total de horas de construcción</b>	<b>432</b>

Fuente: (Propia, 2015)

Las 432 horas de trabajo, es equivalente a 54 días de trabajo es decir la construcciones del árbol se tardó aproximadamente dos mes.

A continuación se muestra el tiempo en el cual se realizó la conexión de marco rígido soldada analizada en el proyecto.

Tabla 5. 2.  
*Tiempo de construcción para una conexión de marco rígido soldada*

	OPERACIÓN	TIEMPO POR OPERACIÓN (HORAS)
1	Medición y marcado	0.20
2	Inspección de marcado	0.10
3	Cortes	1
4	Nivelado y escuadrado	0.10
5	Soldado	4
6	Inspección de soldadura	0.20
7	Esmerilado y pulido	0.40
	<b>Total de horas de construcción</b>	<b>6</b>

Fuente: (Propia, 2015)

La conexión de marco rígido soldada se realizó en un tiempo estimado de 6 horas.

## 5.2. Ensamblaje del árbol de conexiones estructurales

### 5.2.1. Conexión entre columna 1 y columna 2.

La unión o empalmes de las columnas son mediante una conexión de empalme completo, la cual consta de una placa que está conectada a través de seis pernos al patín de la columna 2 y está soldada al patín de la columna 1 como se muestra en la figura:5.16



Figura 5. 16. Conexión de empalme completo  
Fuente: (Propia, 2015)

### 5.2.2. Montaje de apoyo de columna.

La base de la columna 1 (figura 5.17) tiene un apoyo en la placa base, el cual sirve para transmitir momento, además al colocar dicho apoyo se puede extender los pernos de anclaje y ayudar a la columna a soportar mejor la flexión que se genere



Figura 5. 17. Apoyo para transmitir momento  
Fuente: (Propia, 2015)

### 5.2.3. Montaje viga B1.

La conexión de esta viga a la columna (figura 5.18) es una conexión a momento, porque las alas son soldadas directamente a la columna mediante una placa de 4,76 mm de espesor, la cual es empernada a la viga y soldada a la columna, los patines de la viga también fueron soldados a la columna para obtener más resistencia.



Figura 5. 18. Conexión de la viga B1

Fuente: (Propia, 2015)

La viga B1 tiene dos refuerzos debajo de los patines para entregar mayor rigidez a la conexión: como se muestra en la figura 5.19



Figura 5. 19. Placas de refuerzo soldadas en la parte inferior del patín

Fuente: (Propia, 2015)

Los subramales de la viga B1 son B1A de perfil IPE200 y B1B de perfil IPE300. La conexión de la viga B1A es de tipo atornillada-soldada a la viga B1, mientras que la conexión de la viga B1B es atornillada al alma de B1 como se muestra en la figura: 5.20



Figura 5. 20. Viga B1 y subramales B1A B1B

Fuente: (Propia, 2015)

#### 5.2.4. Montaje viga B2.

La conexión de esta viga a la columna es una conexión a momento, ya que las placas son atornilladas al alma y patín de la viga y además están soldadas al alma de la columna como se muestra en la figura: 5.21

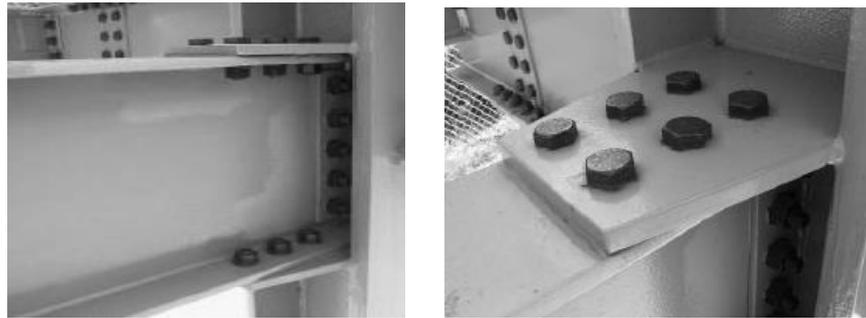


Figura 5. 21. Alma y patín de la viga atornillada y soldada al alma de la columna

Fuente: (Propia, 2015)

Los subramales de la viga B2 son B2A y B2B de perfil IPE200, estos subramales están conectados a la viga principal B2 mediante un corte simple. La viga B2A esta soldada a una placa extremo la cual se emperna al alma de la viga B2, mientras que la viga B2B está conectada mediante una placa la cual esta empernada y soldada al alma de B2 como se ilustra en la figura:5.22



Figura 5. 22. Viga B2A y B2B conectadas a la viga B2

Fuente: (Propia, 2015)

A continuación se muestra la viga B2 (figura 5.23) conectada con los subramales B2A y B2B terminada:



Figura 5. 23. Viga B2 terminada

Fuente: (Propia, 2015)

### 5.2.5. Montaje viga B3.

La viga B3 está conectada a la columna mediante una conexión a momento con placa completa en el extremo de la viga que se emperna a la columna y se suelda a las alas de B3 como se muestra en la figura 5.24



Figura 5. 24. Conexión a momento con placa extremo

Fuente: (Propia, 2015)

B3 tiene empalmes atornillados a momento mediante tres placas las cuales están atornilladas entre los patines y almas de las dos vigas como se ve en la figura 5.25

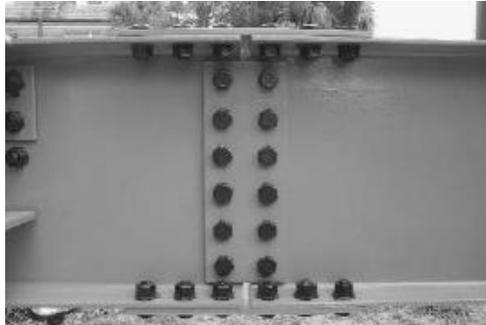


Figura 5. 25. Empalmes atornillados para unir dos vigas

Fuente: (Propia, 2015)

Los subramales de la viga B3 son B3A y B3B de perfil IPE200, están conectados a la viga B3 mediante una conexión doble angular atornillada-soldado a través de dos ángulos los cuales están empernadas al alma de la viga B3 y soldada al alma de la viga B3A y B3B respectivamente como se muestra en la figura:5.26



Figura 5. 26. Vigas B3A y B3B conectados a la viga B3

Fuente: (Propia, 2015)

A continuación se muestra la viga B3 terminada y conectada con los subramales B3A y B3B como se muestra en la figura: 5.27



Figura 5. 27. Viga B3 terminada

Fuente: (Propia, 2015)

#### 5.2.6. Montaje viga B4.

La viga B4 está conectada a la columna mediante una conexión a momento a través de dos placas de ala soldada, es decir la placa esta soldada al patín de la viga y también se encuentra soldada al alma de la columna como se muestra en la figura: 5.28



Figura 5. 28. Conexión de placa de ala soldada

Fuente: (Propia, 2015)

Los subramales de la viga B4 son B4A y B4B de perfil UPN180, estos subramales están conectados a la viga B4 mediante una conexión de ángulo

simple atornillado - soldado. En el caso de la viga B4A está conectada a la viga principal B4 mediante un perfil L el cual esta empernado al alma de B4 y soldada al alma de la viga B4A, en lo que respecta a B4B tiene un ángulo que esta soldado al alma de B4 y empernada al alma de la viga B4B como se muestra en la figura: 5.29



Figura 5. 29. Viga B4A y B4B conectadas a la viga B4

Fuente: (Propia, 2015)

A continuación se muestra la viga B4 terminada y conectada con los subramales B4A y B4B como se muestra en la figura: 5.30



Figura 5. 30. Viga B4 terminada

Fuente: (Propia, 2015)

### 5.2.7. Montaje viga B5.

La viga B5 (figura 5.31) está conectada a la columna mediante un apoyo flexible atornillado – soldado con dos ángulos empernados al ala de la columna C2 y soldada al patín de la viga B5

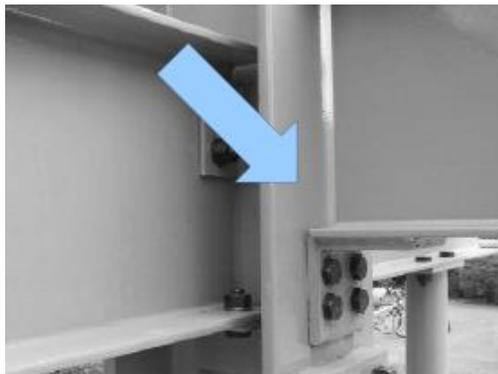


Figura 5. 31. Conexión de apoyo flexible atornillado-soldado

Fuente: (Propia, 2015)

El subramal de la viga B5 es una conexión no ortogonal (B5A), la cual se conecta mediante una placa doblada empernada al alma de B5 y B8 como se muestra en la figura 5.32

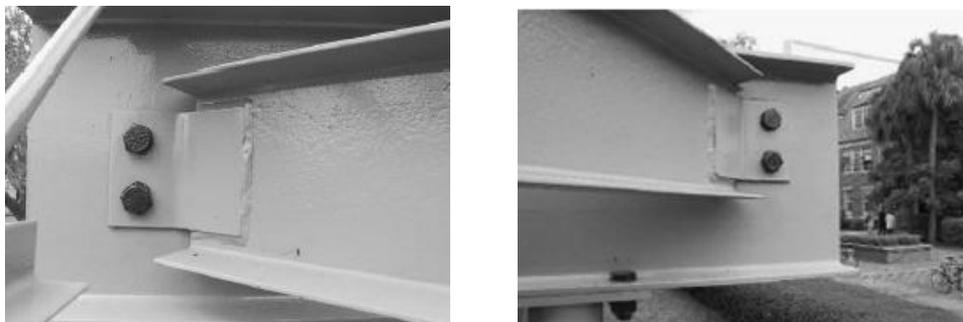


Figura 5. 32. Conexión atornillada-soldada con placa inclinada

Fuente: (Propia, 2015)

A continuación se muestra la viga B5 terminada y conectada con el subramal B5A como se muestra en la figura: 5.33



Figura 5. 33. Viga B5 terminada

Fuente: (Propia, 2015)

#### **5.2.8. Montaje viga B6.**

La viga B6 está conectada a la columna mediante un apoyo flexible atornillado – soldado, con dos ángulos; el primer ángulo está soldado al alma de la columna y empernado al alma de la viga B6, el segundo ángulo esta empernado al patín de la viga B6 mediante dos pernos y soldada al alma de la columna como se muestra en la figura: 5.34

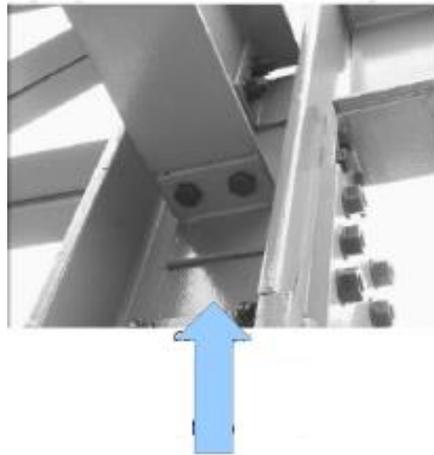


Figura 5. 34. Conexión de apoyo flexible atornillado-soldado

Fuente: (Propia, 2015)

El subramal B6A está conectado a la viga principal B6 mediante una conexión doble angular soldada, es decir dichos ángulos están soldados al alma de B6 como se ilustra en la figura: 5.35

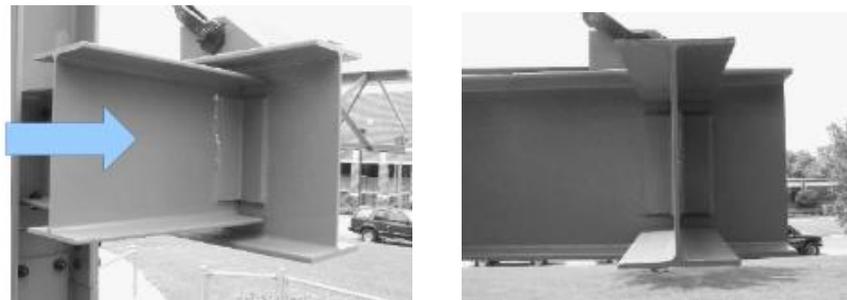


Figura 5. 35. Conexión doble angular soldado

Fuente: (Propia, 2015)

La viga B6 también tiene una placa soldada en la parte superior del patín la cual se denomina conexión con placa de ojo y tiene una barra que cumple la función de templador como podemos ver en la figura: 5.36



Figura 5. 36. Conexión con placa de ojo

Fuente: (Propia, 2015)

A continuación se muestra la viga B6 terminada y conectada con el subramal B6A como se muestra en la figura: 5.37



Figura 5. 37. Viga B6 terminada

Fuente: (Propia, 2015)

### 5.2.9. Montaje armadura B7.

La armadura B7 está conectada a la columna mediante una conexión de cordones: atornillados – soldados. Esta armadura se basa en conectar los ángulos a una placa mediante tornillos y dicha placa soldar al patín de la columna.

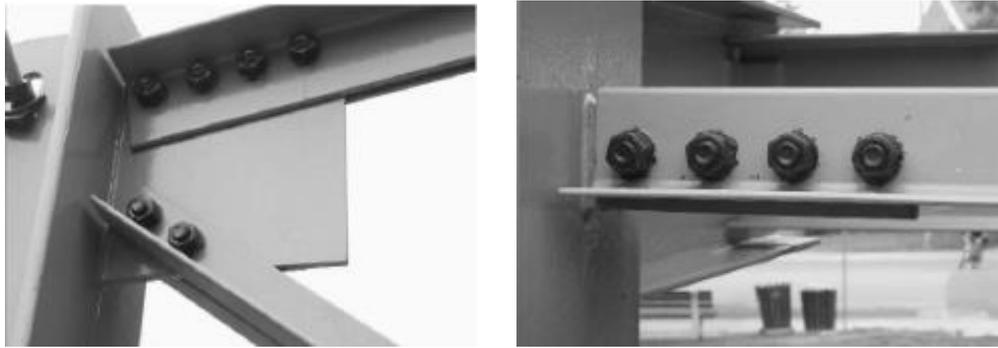


Figura 5. 38. Conexiones de cordones: atornillados soldados  
Fuente:(Propia, 2015)

En la figura 5.39 se puede ilustrar como queda terminada la armadura B7 la cual ya está conectada a la columna 2 mediante de la conexión de cordones:



Figura 5. 39. Viga B7 terminada  
Fuente:(Propia, 2015)

#### 5.2.10. Montaje viga B8.

La viga B8 está conectada a la columna mediante una conexión doble angular soldada, dicha conexión consta de dos ángulos L los cuales están soldados al alma de la viga y al alma de la columna como se puede ilustrar en la figura: 5.40



Figura 5. 40. Conexión doble angular soldada

Fuente:(Propia, 2015)

El subramal de la viga principal B8 es B8A, esta viga está conectada mediante una conexión doble angular soldada, dichos ángulos están soldados al alma de la viga B8 y al alma de la viga B8A como se ilustra en la figura: 5.41



Figura 5. 41. Conexión doble angular soldada

Fuente:(Propia, 2015)

A continuación se muestra la viga B8 terminada y conectada con el subramal B8A como se muestra en la figura: 5.42



Figura 5. 42. Viga B8 terminada

Fuente:(Propia, 2015)

#### 5.2.11. Construcción de la base de hormigón.

El hormigón es el producto resultante de la mezcla de un aglomerante, arena, ripio y agua. Al dosificar un hormigón deben tenerse en cuenta tres factores fundamentales, a partir de los cuales se han de determinar las cantidades necesarias de agua, cemento y áridos para obtener el hormigón deseado al más bajo costo posible.

- La resistencia
- La consistencia
- El tamaño máximo de árido

Orden a seguir en la dosificación de un hormigón:

1) Fijar la resistencia característica del hormigón de acuerdo con las condiciones previstas para la ejecución de la obra.

2) Elegir el tipo de cemento, en función de la clase de obra, la agresividad del medio y las condiciones climáticas.

3) Determinar la relación agua – cemento que corresponde a la resistencia media del hormigón, según el tipo de cemento y áridos empleados.

4) Determinar el tamaño máximo del árido (ripio), en función de los distintos elementos de la obra.

5) Fijar la cantidad aproximada de agua y determinar la cantidad de cemento correspondiente.

6) Establecer la proporción en que han de mezclarse los áridos (arena y ripio) disponibles.

7) Calcular las cantidades de agua, cemento y áridos necesarios para obtener un metro cubico de hormigón.

Para este diseño la dimensión de la base de hormigón del árbol de conexiones es de 200 cm x 200 cm x 60 cm que equivale 2,4 m<sup>3</sup>; la dosificación utilizada mediante el método (al volumen) para obtener un hormigón de  $f_c = 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  fue la siguiente:

- 250 kg de cemento (5 sacos de cemento)
- 0.700 m<sup>3</sup> de arena (12 carretilladas de arena)
- 0,600 m<sup>3</sup> de ripio (6 carretilladas de ripio)
- 0,200 m<sup>3</sup> de piedra (3 carretilladas de ripio)
- 0,320 m<sup>3</sup> de agua
- 1 litro de acelerante

8) Por último se procedió a fundir el plinto con una placa en la cual están soldados los pernos de anclaje como se muestra en la figura:



Figura 5. 43. Construcción de la placa de hormigón  
Fuente:(Propia, 2015)

## CAPITULO 6

### ANALISIS DE COSTOS

Tradicionalmente se han considerado costos de este tipo a materiales, maquinaria, mano de obra, herramientas, transportes. Estos valores influyen primordialmente y su estimación son parte esencial de este proyecto.

Primeramente se proyecta la tabla de valores de materiales los cuales son costos directos.

#### 6.1. Costos Directos

Tabla 6. 1.  
*Costos directos*

MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	
			UNITARIO	SUBTOT
<b>Perfil IPE300</b>	Kg	308.06	1.50	462.09
<b>Perfil IPE200</b>	Kg	71.68	1.50	107.52
<b>Perfil UPN180</b>	Kg	44.00	1.50	66.00
<b>Angulo L100×100×6</b>	Kg	56.95	1.50	85.43
<b>Angulo L100×100×8</b>	Kg	74.05	1.50	111.08
<b>Angulo L75×75×6</b>	Kg	8.92	1.50	13.38
<b>Perfil HEB200</b>	Kg	153.25	1.50	229.88
<b>Electrodos 6011</b>	Kg	2.00	20.83	41.66
<b>Electrodos 7018</b>	Kg	1.00	33.10	33.10
<b>Pernos</b>	Unid.	150	0.60	90.00
<b>Tuercas</b>	Unid.	150	0.30	45.00
<b>Uniprime gris</b>	Galón.	2.5	36.20	90.5
<b>Pintura antioxidante</b>	Galón.	2	20.00	40.00

## CONTINUA

<b>Diluyente</b>	Galón.	5	12.00	60.00
<b>Plancha de acero A36</b>	Kg	250.37	1.50	375.56
<b>Discos de corte</b>	Unid.	75.00	1.25	93.75
<b>Discos de desbaste</b>	Unid.	15.00	1.30	19.5
<b>Sacos de cemento</b>	Unid.	5.00	8.00	40.00
<b>Carretillas de ripio</b>	Unid.	6.00	3.16	18.96
<b>Carretillas de piedra</b>	Unid.	3.00	4.10	12.3
<b>Carretillas de arena</b>	Unid.	10.00	2.20	22.00
<b>Varillas de hierro</b>	Unid.	3.00	11.00	33.00
<b>SUBTOTAL</b>				<b>2,090.71</b>

Fuente: (Propia, 2015)

En esta tabla se muestra los costos de máquinas, herramientas y equipos utilizados en toda la construcción del árbol de conexiones.

Tabla 6. 2.  
*Costos directos de equipos y herramientas*

EQUIPOS Y HERRAMIENTAS	HORAS EQUIPO	COSTO POR HORA	SUBTOTAL
<b>Soldadora SMAW</b>	160.00	4.00	640.00
<b>Amoladora</b>	80	0.5	40.00
<b>Taladro</b>	15	0.30	4.5
<b>Compresor</b>	5	0.6	3.00
<b>Otras herramientas</b>	6	0.5	3.00
<b>SUBTOTAL</b>			<b>690.5</b>

Fuente: (Propia, 2015)

Los rubros de mano de obra los cuales son los valores pagados al soldador calificado y su ayudante, estos valores también constan en los costos directos.

Tabla 6. 3.  
*Costos directos de mano de obra*

MANO DE OBRA	HORAS DE TRABAJO	COSTO HORA – TRABAJO	COSTO
<b>Soldador</b>	240	5.00	1,200.00
<b>Ayudante</b>	240	2.50	600.00
<b>SUBTOTAL</b>			<b>1,800.00</b>

Fuente: (Propia, 2015)

En la siguiente tabla se muestran los gastos correspondientes a transporte los cuales son movilización de los materiales al taller de construcción y la movilización del árbol de la ciudad de Santo Domingo a la Universidad de las Fuerzas Armadas.

Tabla 6. 4.  
*Costos directos de transporte*

TRANSPORTE	COSTO
<b>Transporte del árbol de conexiones</b>	
<b>Santo Domingo – Sangolqui</b>	180
<b>Transporte de materiales al taller</b>	20
<b>SUBTOTAL</b>	<b>200</b>

Fuente: (Propia, 2015)

En lo que corresponde a costos indirectos se calcula el valor de ingeniería el cual corresponde al estudio del árbol de conexiones estructurales realizado en este proyecto de titulación.

## 6.2. Costos indirectos

Tabla 6. 5.  
*Costos indirectos*

<b>Costo de ingeniería</b>	<b>1800 USD</b>
<b>Utilidad</b>	00 USD
<b>TOTAL</b>	<b>1800 USD</b>

Fuente: (Propia, 2015)

Finalmente en costos totales se muestra el valor global del árbol de conexiones estructurales:

## 6.3. Costos totales

Tabla 6. 6.  
*Costos totales*

<b>Costos directos</b>	<b>4,781.21 USD</b>
<b>Costos indirectos</b>	1800 USD
<b>COSTO TOTAL</b>	<b>6,581.21 USD</b>

Fuente: (Propia, 2015)

A continuación se hace referencia del costo de la conexión analizada en el proyecto, es decir se establece un costo estimado de una conexión de marco rígido soldada o de momento.

Tabla 6. 7.  
*Tabla de costo de materiales de una conexión de marco rígido soldada*

MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	
			UNITARIO	SUBTOT
<b>Perfil IPE300</b>	Kg	40.09	1.50	60.13
<b>Perfil HEB200</b>	Kg	73.56	1.50	110.34
<b>Plancha de acero A36</b>	Kg	11.52	1.50	17.28
<b>Pernos</b>	Unid.	2	0.60	1.20
<b>Tuercas</b>	Unid.	2	0.30	0.90
<b>SUBTOTAL</b>				<b>189.85</b>

Fuente: (Propia, 2015)

Tabla 6. 8.  
*Tabla de costo de equipo y herramientas para una conexión de margo rígido soldado*

EQUIPOS Y HERRAMIENTAS	HORAS EQUIPO	COSTO POR HORA	SUBTOTAL
<b>Soldadora SMAW</b>	4	4.00	16.00
<b>Amoladora</b>	1	0.5	0.5
<b>Taladro</b>	0.20	0.30	0.06
<b>Compresor</b>	1	0.6	0.6
<b>Otras herramientas</b>	0.40	0.5	0.2
<b>SUBTOTAL</b>			<b>17.36</b>

Fuente: (Propia, 2015)

Tabla 6. 9.  
*Tabla de costo de mano de obra para una conexión de marco rígido soldada*

MANO DE OBRA	HORAS DE TRABAJO	COSTO HORA – TRABAJO	COSTO
<b>Soldador</b>	6	5.00	30
<b>Ayudante</b>	6	2.50	15
<b>SUBTOTAL</b>			<b>45.00</b>

Fuente: (Propia, 2015)

Tabla 6. 10.  
*Tabla de costo total de una conexión de marco rígido soldada*

<b>Materiales</b>	189.85 USD
<b>Equipos y Herramientas</b>	17.36 USD
<b>Mano de obra</b>	45 USD
<b>TOTAL</b>	<b>252.21</b>

Fuente: (Propia, 2015)

El costo total de una conexión de marco rígido soldada de 252.21 dólares americanos

## CAPITULO 7

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 7.1. Conclusiones

- A través del árbol de conexiones estructurales se puede identificar los tipos de conexiones que se distribuyen de la siguiente manera: Simples o de corte soldadas o empernadas, rígidas o de momento soldadas o empernadas y conexiones arriostradas, dichas conexiones se diseñaron con la norma AISC 360-10
  
- Con la construcción del árbol de conexiones estructurales se pudo analizar y simular el comportamiento de 10 tipos de conexiones viga-viga sometidas a cortante simple, 4 tipos de conexiones viga-columna también sometidas cortante simple y 4 tipos de conexiones viga-columna rígidas o de momento, este tipo de conexiones fueron realizadas en base a otros modelos de árboles estructurales tipo que fueron construidos en la universidad de Mayaguez Puerto Rico y en la universidad de Puebla México
  
- Las conexiones rígidas o de momento son diseñadas para soportar mayores condiciones de esfuerzo, a través de la simulación se aplicó carga a cada conexión rígida o de momento de tal manera que se pueda observar en que rango de carga empezaría una deformación plástica, la resistencia máxima para las conexiones a momento en este proyecto varían de 43594 a 88000 N antes de dicha deformación, con esto se afirma que dichas conexiones son mucho más resistentes tanto a flexión y corte, ya que la restricción rotacional entre los miembros conectados es mayor al 90 %, por ese motivo tanto viga como columna se deforman simultáneamente

- Las conexiones sometidas a cortante simple son realizadas para soportar menores condiciones de esfuerzo, de producirse una falla en estas no sería catastrófico para la estructura diseñada, a través de la simulación se aplicó una carga máxima sobre cada conexión simple para analizar en qué punto se deformarían plásticamente. Los valores de carga que soportan estas conexiones para este proyecto varían entre los 950 N hasta 20000 N, esta resistencia se debe a que las conexiones simples solo proveen a la viga una restricción rotacional menor al 20 %, esto ocasiona que los momentos flectores no se transfieran a la columna y por lo tanto la viga sea mucho más flexible
- A través de la simulación se determinó que la conexión más crítica soldada de momento es la de la viga B4 con una resistencia de Von mises de 49000 N antes de la deformación plástica
- Al aplicar la carga de 5000 Kg sobre la viga B4 se obtuvo una deformación máxima en el conjunto viga-columna de 5,16 mm, para determinar si este valor de deformación es real se realizó la comparación de los resultados obtenidos mediante el teorema de castigliano y la simulación del conjunto viga columna. se obtuvo un valor máximo de deformación para el teorema de castigliano de 4,9 mm y para la simulación se entregó un valor máximo de 5,9 mm, esto entrega un error de 0,05% y 0,12% respectivamente
- El tiempo de construcción de la conexión de marco rígido para este proyecto fue de 6 horas y su costo de 252.21 dólares americanos. El tiempo de construcción del árbol de conexiones estructurales fue de 432 horas laborales lo que equivale a 54 días de trabajo, con un costo total entre materiales, mano de obra y transporte de 4781.21 dólares americanos.

## 7.2. Recomendaciones

- Realizar el estudio de otras conexiones que se encuentran en el árbol estructural, para poder comparar con los datos obtenidos en este proyecto y verificar cual conexión es la más óptima en resistencia y economía
- Poner en consideración este árbol de conexiones como modelo para realizar construcciones de este tipo en Ecuador , ya que con dichas conexiones se maneja un menor costo y son muy resistentes al momento de soportar cargas grandes
- Para realizar pruebas de campo o modificaciones al árbol de conexiones se lo hará tomando en consideración normas de seguridad personal, realizándolas de manera prudente y progresiva, para así evitar cualquier tipo de accidente personal y daños graves en las demás conexiones del árbol.
- Cambiar la base de hormigón, y realizar un nuevo plinto con una mayor profundidad que supere los 60 cm como se encuentra actualmente , la nueva base debe tener una profundidad mínima de 100 cm y que la mezcla de hormigón sea realizada con una concreteira para lograr una mayor compactación en la mezcla
- Utilizar un software que trabaje con estructuras metálicas como el SAP2000 que utiliza el código de diseño AISC-ADS/01, que se basa en esfuerzos admisibles, este código es fundamental en cuanto al valor de los resultados.

- Analizar como tema de tesis el diseño y análisis de las 23 conexiones restantes las cuales son: una armadura o celosía unida a la columna, empalmes entre columnas y vigas, conexión entre columna y placa base, 3 tipos de conexiones rígidas o de momento, 14 tipos de conexiones de corte o simple, 2 tipos de conexiones arriostradas, para así conocer más a fondo su comportamiento y la forma de actuar de las mismas

- Utilizar la modelación en ANSYS para el análisis de conexiones estructurales ya que este software permite validar la estructura de forma rápida y eficaz mediante el análisis de esfuerzos basados en el criterio de Von-Mises que se aplica a materiales dúctiles como es el caso del acero A36.

## BIBLIOGRAFIA

- AISC. (2010). AISC 360-10. En *Capitulo J, disposiciones generales J.1*.
- Alacero. (2006). *Conexiones estructurales*.
- ALACERO. (s.f.). *Sociedad Latinoamericano del acero, Capitulo J, Disposiciones Generales (J1)*.
- americas, L. c. (s.f.). UDLAP. Obtenido de <http://lacatarina.udlap.mx/>
- AWS. (2010). D1.1.
- Calculo de estructuras por el metodo de elementos finitos*. (2012). Obtenido de [http://elementosfinitosunalmzl.wikispaces.com/04\\_EF\\_vigas.pdf](http://elementosfinitosunalmzl.wikispaces.com/04_EF_vigas.pdf)
- Gomez, M. R. (2005). Soldadura de los aceros y aplicaciones.
- Mayaguez, U. d. (2002). *Universidad de Mayagues*. Obtenido de [http://www.upr.edu/?type=page&id=recintos\\_Mayaguez&ancla=Mayaguez](http://www.upr.edu/?type=page&id=recintos_Mayaguez&ancla=Mayaguez)
- Solidworks. (s.f.). *Simulacion en solidworks*. Obtenido de [www.solidworks.com/Simulation/Checking\\_stresses/prot\\_vonm.htm](http://www.solidworks.com/Simulation/Checking_stresses/prot_vonm.htm)
- Vázquez, R. I. (2012). Tipos de uniones en acero estructural. En R. I. Vázquez, *Tipos de uniones en acero estructural*.



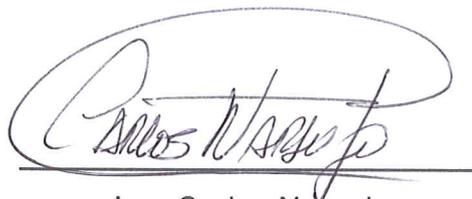
## CERTIFICACIÓN DE LA ELABORACIÓN DEL PROYECTO

El proyecto “DISEÑO, CONSTRUCCION Y SIMULACION DE UN ARBOL DE CONEXIONES TIPO DE ACUERDO A LA NORMA AISC 360-10” fue realizado en su totalidad por los señores Felipe Gabriel Egas Vasconez y Patricio Andrés Cobos Recalde, como requerimiento parcial para la obtención del título de Ingeniero Mecánico.



---

Ing. Fernando Olmedo  
DIRECTOR



---

Ing. Carlos Naranjo  
CODIRECTOR

Sangolquí, Agosto de 2015

## AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD

Nosotros, **EGAS VÁSCONEZ FELIPE GABRIEL Y COBOS RECALDE PATRICIO ANDRES**

### DECLARAMOS QUE:

La tesis/proyecto de grado titulado: **“DISEÑO, CONSTRUCCION Y SIMULACION DE UN ARBOL DE CONEXIONES TIPO DE ACUERDO A LA NORMA AISC 360-10”** ha sido desarrollado en base a una investigación exhaustiva, respetando los derechos intelectuales de terceros, cuyas fuentes se incorporan en la bibliografía. Consecuentemente este trabajo es de nuestra autoría.

En virtud de esta declaración, nos responsabilizamos del contenido, veracidad y alcance científico de la tesis/proyecto de grado en mención.



---

Egas V. Felipe G.

1719897413



---

Cobos R. Patricio A.

1718631615

Sangolquí, Agosto de 2015

**AUTORIZACIÓN**

**Nosotros, EGAS VÁSCONEZ FELIPE GABRIEL Y COBOS RECALDE  
PATRICIO ANDRES**

Autorizamos a la Universidad de las Fuerzas Armadas "ESPE" la publicación, en la biblioteca virtual de la institución, el proyecto de grado titulado **"DISEÑO, CONSTRUCCION Y SIMULACION DE UN ARBOL DE CONEXIONES TIPO DE ACUERDO A LA NORMA AISC 360-10"**, cuyo contenido, ideas y criterios son de nuestra responsabilidad y autoría.



---

Egas V. Felipe G.

1719897413



---

Cobos R. Patricio A.

1718631615

Sangolquí, Agosto de 2015