



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

**CARRERA DE INGENIERÍA MECÁNICA**

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

**TEMA:**

**DISEÑO, SIMULACIÓN DE UN PUENTE TIPO BASCULANTE DE  
DOBLE HOJA Y CONSTRUCCIÓN DE UN MODELO A ESCALA**

**AUTOR: SANDOVAL MOREIRA, JOSÉ LUIS**

**DIRECTOR: ING. PÉREZ ROSALES, JOSÉ EMILIO**

**SANGOLQUÍ**

**2019**



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

**CERTIFICACIÓN**

Certifico que el trabajo de titulación, “**DISEÑO, SIMULACIÓN DE UN PUENTE TIPO BASCULANTE DE DOBLE HOJA Y CONSTRUCCIÓN DE UN MODELO A ESCALA**” fue realizado por el señor SANDOVAL MOREIRA JOSÉ LUIS el mismo ha sido revisado en su totalidad, analizado la herramienta de verificación de similitud de contenido; por lo tanto cumple con los requisitos teóricos, científicos, técnicos, metodológicos y legales establecidos por la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, razón por la cual me permito acreditar y autorizar para que lo sustenten públicamente.



Sangolquí, 26 de Julio de 2019

Ing. José Emilio Pérez Rosales

Director

C.C 1706481957



## DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA ENERGÍA Y MECÁNICA

### CARRERA DE INGENIERÍA MECÁNICA

#### AUTORIA DE RESPONSABILIDAD

Yo, **SANDOVAL MOREIRA JOSÉ LUIS**, declaro que el contenido, ideas y criterios del trabajo de titulación **“DISEÑO, SIMULACIÓN DE UN PUENTE TIPO BASCULANTE DE DOBLE HOJA Y CONSTRUCCIÓN DE UN MODELO A ESCALA”**, es de mi autoría y responsabilidad, cumpliendo con los requisitos teóricos, científicos, técnicos, metodológicos y legales establecidos por la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, respetando los derechos intelectuales de terceros y referenciando las citas bibliográficas.

Consecuentemente el contenido de la investigación es veraz.

Sangolquí, 26 de Julio de 2019

José Luis Sandoval Moreira

CC: 1500565591



**DEPARTAMENTO DE ENERGÍA Y MECÁNICA**

**CARRERA DE INGENIERÍA MECÁNICA**

**AUTORIZACIÓN**

Yo, **SANDOVAL MOREIRA JOSÉ LUIS**, autorizo a la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE publicar el trabajo de titulación **“DISEÑO, SIMULACIÓN DE UN PUENTE TIPO BASCULANTE DE DOBLE HOJA Y CONSTRUCCIÓN DE UN MODELO A ESCALA”** en el Repositorio Institucional, cuyo contenido, ideas y criterios son de mi responsabilidad.

Sangolquí, 26 de Julio de 2019

José Luis Sandoval Moreira

CC: 1500565591

## DEDICATORIA

*Esta tesis la dedico primero a Dios, quien me ha brindado fortaleza y voluntad para no rendirme, porque cada día me ha enseñado que a pesar de las vicisitudes que la vida presenta, el que persevera, alcanza.*

*A mi esposa Gabriela, a mis hijos Luis Ángel y Ana Fiorella que han sido la motivación y el pilar más grande para alcanzar esta meta, además de ser lo más hermoso que Dios me brindo, que a pesar de los días y noches que no he podido estar con ustedes, me brindaron su amor, comprensión y me han impulsado a seguir. Los amo*

*A mis padres y hermana, por su dedicación y consejos hacia mí, por inculcarme con el ejemplo, por enseñarme cual era el buen camino y permitirme transitar sobre él, por corregirme en mis equivocaciones, por apoyarme para culminar esta etapa, por esto y mucho más este logro también es suyo.*

*A mis abuelitos, por ayudarles a mis padres a criarme varios años de mi vida, por brindarme sus enseñanzas y compartir sus experiencias de la vida, lo que permitió ir moldeando mi carácter para seguir adelante.*

*A mis tíos, primos, familia en general, de todo corazón: GRACIAS.*

*José Luis Sandoval*

## AGRADECIMIENTOS

*A mis padres que siempre se esforzaron por brindarnos a mí y a mi hermana la mejor educación posible, para que no nos faltara nada y recalcándonos que “La mejor herencia que les podemos dejar, es el estudio”*

*A mis amigos de Universidad que, durante todos estos años, su ayuda ha sido invaluable, muchas veces compartiendo dolores, angustias, risas y alegrías, siendo un apoyo todo con el fin de que lleguemos a la meta juntos.*

*A mis amigos de trabajo que, durante todos estos años, me impulsaron cada día a obtener el título de Ingeniero, que compartieron sus conocimientos sin recelo y me trataron siempre como su colega.*

*Existen muchas personas por agradecer, pero como no me quiero olvidar de ninguna solo quiero expresar que en mí quedan esos pensamientos de gratitud.*

*José Luis Sandoval*

## ÍNDICE DE CONTENIDOS

CARÁTULA.....	
CERTIFICACIÓN .....	i
AUTORIA DE RESPONSABILIDAD.....	ii
AUTORIZACIÓN.....	iii
DEDICATORIA.....	iv
AGRADECIMIENTOS .....	v
INDICE DE FIGURAS .....	xii
ÍNDICE DE TABLAS .....	xx
INDICE DE ECUACIONES.....	xxii
NOMENCLATURA .....	xxv
RESUMEN.....	xxix
ABSTRACT .....	xxx
CAPÍTULO 1 .....	1
1.1. Introducción .....	1
1.2. Antecedentes .....	2
1.3. Definición del Problema.....	3
1.4. Objetivos .....	4
1.4.1. Objetivo General .....	4
1.4.2. Objetivos Específicos.....	4
1.5. Justificación.....	5
1.6. Alcance.....	6
1.7. Metodología .....	7
1.8. Equipamiento .....	7
1.8.1. Herramientas Computacionales.....	7
CAPÍTULO 2 .....	8
2.1. Introducción .....	8
2.2. Puente Basculante .....	8

	vii
2.3. Puente Scherzer .....	10
2.4. Elementos Especiales .....	12
2.4.1. Cilindros Hidráulicos .....	12
2.4.2. Ejes y Acoples .....	12
2.4.3. Rodamientos .....	13
2.4.4. Frenos .....	13
2.4.5. Unidades Especiales .....	14
2.4.6. Absorbedores de Impacto .....	15
2.4.7. Cerraduras de Bloqueo .....	16
2.4.8. Contrapesos .....	17
2.4.9. Zapatas de carga viva .....	18
2.4.10. Barreras de Tráfico .....	19
2.5. Normativa AASHTO .....	19
2.6. Código de soldadura de Puentes AASHTO/AWS D1.5M/D1.5:2007 .....	21
2.7. Instrumentación para el modelo a escala .....	22
2.8. Formulación general elementos finitos .....	22
2.8.1. Elemento .....	23
2.8.2. Campo de desplazamientos del elemento .....	23
2.8.3. Campo de deformaciones del elemento .....	25
2.8.4. Campo de esfuerzos del elemento .....	26
2.8.5. Equilibrio del elemento .....	26
2.8.6. Integración del sistema de ecuaciones para el medio continuo .....	27
2.9. Las herramientas de Ansys .....	27
2.10. Métodos de Resolución de elementos finitos .....	30
2.10.1. Generación del modelo .....	30
2.10.2. Solución .....	31
2.10.3. Revisión de Resultados .....	31
2.11. Consideraciones AASHTO LRFD 2012 .....	33
2.12. Método y criterio de diseño .....	33
2.13. Diseño por coeficientes de carga y resistencia (LRFD) .....	34
2.14. Criterios de la deflexión .....	37



	viii
2.14.1. Carga para la evaluación opcional de la deflexión por sobrecarga .....	38
2.14.2. Tipos de Cargas .....	38
2.14.2.1. Carga Muerta .....	40
2.14.2.2. Carga Viva .....	40
2.15. Camión Estándar .....	41
2.16 Tándem de diseño .....	41
2.17 Diseño de carga para carril .....	42
2.18 Cargas de Impacto .....	42
2.19 Carga de viento .....	43
2.19.1. Presiones de viento sobre la estructura – WS .....	44
2.20 Cargas Especiales para puentes basculantes .....	47
2.21. Combinaciones de carga para puentes móviles .....	50
2.22. Aplicación de combinaciones de carga para puentes fijos .....	50
2.23. Factores de resistencia .....	51
CAPITULO 3 .....	53
3.1. Sistemas de análisis .....	53
3.2. Materiales .....	54
3.3. Geometría .....	55
3.4. Modelado .....	56
3.5. Asignación de materiales .....	57
3.6. Contactos .....	57
3.7. Mallado .....	58
3.8. Análisis Estructural .....	59
3.9. Condiciones .....	59
3.10. Resultados .....	60
3.11. Análisis dinámico estructural .....	62
3.12. Condiciones .....	62
3.13. Resultados .....	64
3.14. Análisis dinámico estructural II .....	65
3.14.1. Condiciones .....	65

3.14.2. RESULTADOS .....	66
CAPITULO 4 .....	68
4.1. Diseño estructural.....	68
4.1.1. Requerimientos y características puente .....	68
4.1.2. Análisis y selección de alternativas.....	68
4.2. Cálculo estructural.....	71
4.2.1. Desarrollo por sección de tramo basculante.....	71
4.3. Desarrollo de la sección típica .....	71
4.3.1. Tablero de concreto convencional.....	71
4.3.2. Factores de resistencia [a6.5.4.2] .....	72
4.3.3. Selección de factores de resistencia [a6.5.4.2].....	72
4.4. Selección de factores y combinaciones de carga .....	73
4.5. Cálculo efectos de carga viva.....	74
4.6. Cálculo efectos de carga producidas por otras cargas.....	82
4.7. Sección de diseño requerida.....	87
4.8. Sección de diseño requerida.....	108
6.13. Inclinación por carga muerta.....	111
6.14. Hipótesis formuladas en el diseño.....	112
6.15. Esquema del puente.....	114
6.16. Diseño mecánico y requerimientos de potencia.....	114
6.17. Diseño del eje.....	114
6.18. Diseño del muñón.....	120
6.19. Diseño de la cerradura de las hojas .....	130
6.20. Diseño del contrapeso .....	133
6.21. Cálculo de los cilindros hidráulicos .....	135
6.22. Dimensionamiento de unidad de potencia .....	143
6.23. Selección de válvula direccional .....	145
6.24. Selección de la manguera para cilindros .....	147
6.25. Selección de aceite hidráulico:.....	147
6.26. Cálculo de tuberías .....	148

	x
6.27. Soldadura.....	150
6.28. Transiciones ancho de patín (fleje) .....	151
6.29. Transición de espesores.....	152
 CAPITULO 5 .....	 155
5.1. Sistemas de análisis.....	155
5.2. Materiales .....	156
5.3. Geometría.....	157
5.4. Modelado.....	157
5.5. Asignación de materiales .....	158
5.6. Contactos .....	158
5.7. Mallado.....	159
5.8. Análisis estático.....	160
5.8.1. Condiciones.....	160
5.8.2. Deformación a varias cargas aplicadas .....	162
5.9. Construcción del prototipo .....	165
5.10. Descripción de la prueba .....	166
5.10.1. Descripción física.....	166
5.10.2. Dispositivos de la prueba .....	166
5.10.3. Instrumentación y medida .....	169
5.10.4. Desarrollo experimental .....	170
5.10.5. Proceso de Prueba .....	170
5.10.6. Evaluación de los Resultados de los Ensayos de Carga.....	171
5.10.7. Criterios de Aceptación.....	172
5.10.8. Propiedades de sección.....	172
5.10.9. Presentación de resultados .....	174
5.10.10. Criterios de Aceptación Vrs. Resultados Obtenidos .....	186
5.10.11. Diferencias entre valores medidos en la prueba de Carga Real Vrs. Obtenidos en las simulaciones .....	188

	xi
CAPÍTULO 6 .....	191
6.1. Costos de producción .....	191
6.2. Equipos.....	191
6.3. Mano de obra.....	192
6.3.1. Materiales .....	192
6.3.2. Costos unitarios .....	192
6.3.3. Transporte.....	192
6.3.4. Rendimiento .....	192
6.4. Suministro, fabricación y montaje del puente .....	192
6.4.1. Pesos.....	197
6.4.2. Costos de producción del prototipo.....	198
Conclusiones .....	199
Recomendaciones.....	203
BIBLIOGRAFÍA.....	204

**INDICE DE FIGURAS**

<b>Figura 1.</b> Buque Fluvial Tipo Feeder .....	6
<b>Figura 2.</b> Puente basculante.....	9
<b>Figura 3.</b> Puente Tipo Scherzer .....	11
<b>Figura 4.</b> Cilindro hidráulico .....	12
<b>Figura 5.</b> Ejes y Acoples .....	13
<b>Figura 6.</b> Rodamiento.....	13
<b>Figura 7.</b> Freno Tipo Zapata.....	14
<b>Figura 8.</b> Motor AC de Emergencia.....	15
<b>Figura 9.</b> Amortiguador de aire .....	16
<b>Figura 10.</b> Barra de bloqueo mecánica.....	16
<b>Figura 11.</b> Barra de bloqueo hidráulica .....	17
<b>Figura 12.</b> Contrapesos.....	18
<b>Figura 13.</b> Zapatas de Carga Viva.....	18
<b>Figura 14.</b> Barreras de Tráfico .....	19
<b>Figura 15.</b> Vector Columna.....	24

<b>Figura 16.</b> Fuerzas nodales.....	26
<b>Figura 17.</b> Puente analizado con elementos finitos.....	28
<b>Figura 18.</b> Representación FEA en problemas de Ingeniería.....	29
<b>Figura 19.</b> Descripción de la línea, área, y elementos de volumen.....	30
<b>Figura 20.</b> Características camión de diseño LRFD (2012).....	41
<b>Figura 21.</b> Tándem de diseño de acuerdo a LRFD (2012).....	42
<b>Figura 22.</b> Carga de Viento LRFD (2012).....	43
<b>Figura 23.</b> Presiones base, $P_b$ , para varios ángulos de ataque y $VB=100$ mph.....	46
<b>Figura 24.</b> Combinaciones de Carga Específica para Puentes Móviles.....	51
<b>Figura 25.</b> Factores de Resistencia.....	52
<b>Figura 26.</b> Sistema de análisis estructural y estructural transitorio.....	54
<b>Figura 27.</b> Sistemas de análisis estructural y estructural transitorio 2.....	55
<b>Figura 28.</b> Importación de la geometría desde Solidworks 2013.....	56
<b>Figura 29.</b> Modelado.....	56
<b>Figura 30.</b> Materiales asignados de acuerdo a la geometría.....	57
<b>Figura 31.</b> Contacto de vigas.....	58

	xiv
<b>Figura 32.</b> Mallado de puente.....	59
<b>Figura 33.</b> Restricción de movimiento .....	60
<b>Figura 34.</b> Configuración del análisis estructural .....	60
<b>Figura 35.</b> Deformación del puente.....	61
<b>Figura 36.</b> Valores de deformación .....	61
<b>Figura 37.</b> Restricción de movimiento .....	62
<b>Figura 38.</b> Definición de movimientos.....	63
<b>Figura 39.</b> Definición de movimientos.....	63
<b>Figura 40.</b> Definición de movimiento 1 .....	64
<b>Figura 41.</b> Definición de movimiento 2 .....	64
<b>Figura 42.</b> Resultados.....	65
<b>Figura 43.</b> Configuración del análisis estructural .....	66
<b>Figura 44.</b> Resultado deformación exponencial.....	67
<b>Figura 45.</b> Resultado deformación real .....	67
<b>Figura 46.</b> Matriz de Selección de Alternativas .....	70
<b>Figura 47.</b> Puente Basculante viga I.....	70

	xv
<b>Figura 48.</b> Implantación del puente.....	71
<b>Figura 49.</b> Esquema del Puente.....	72
<b>Figura 50.</b> Factor de Presencia Múltiple .....	74
<b>Figura 51.</b> Incremento por carga dinámica Tabla [A3.6.2.1-1] .....	75
<b>Figura 52.</b> Fuerzas para Regla de la Palanca.....	76
<b>Figura 53.</b> Camión, Tandem y Carga Carril para Momento máximo .....	77
<b>Figura 54.</b> Colocación camión de fatiga para Momento máximo.....	77
<b>Figura 55.</b> Distribución de Carga Viva para cortantes vigas interiores .....	79
<b>Figura 56.</b> Colocación camión de fatiga para Momento máximo.....	80
<b>Figura 57.</b> I W24x68 .....	90
<b>Figura 58.</b> Carga de viento actuando en exterior .....	110
<b>Figura 59.</b> Esquema de la viga de acero compuesta .....	114
<b>Figura 60.</b> Esquema de la viga junto al eje y muñón .....	115
<b>Figura 61.</b> Eje redondo con filete en el hombro en torsión.....	116
<b>Figura 62.</b> Ensamble Muñón - Eje .....	120
<b>Figura 63.</b> Esquema ensamble muñón- eje .....	129



	xvi
<b>Figura 64.</b> Cerradura de hojas .....	130
<b>Figura 65.</b> Cerradura de bloqueo.....	133
<b>Figura 66.</b> Isometría de estructura metálica .....	133
<b>Figura 67.</b> Isometría de bloque contrapeso .....	134
<b>Figura 68.</b> Esquema de un cilindro hidráulico .....	137
<b>Figura 69.</b> Cálculo de la longitud libre de pandeo, L.....	140
<b>Figura 70.</b> Cilindro seleccionado .....	141
<b>Figura 71.</b> Datos relevantes cilindro seleccionado.....	142
<b>Figura 72 .</b> Circuito hidráulico y control puente basculante .....	143
<b>Figura 73.</b> Selección de unidad de potencia.....	144
<b>Figura 74.</b> Dimensiones unidad de potencia hidráulica .....	144
<b>Figura 75.</b> Unidad de potencia seleccionada.....	145
<b>Figura 76.</b> Válvula direccional 4/3 centro tándem-retorno resorte .....	146
<b>Figura 77.</b> Características técnicas válvula 4/3 .....	146
<b>Figura 78.</b> Características técnicas manguera .....	147
<b>Figura 79.</b> Características técnicas aceite hidráulico Fi30 .....	147

<b>Figura 80.</b> Características técnicas de la tubería .....	149
<b>Figura 81.</b> Tubería acero inoxidable .....	150
<b>Figura 82.</b> Transición para vigas patines diferentes.....	151
<b>Figura 83.</b> Unión de patines .....	152
<b>Figura 84.</b> Unión de patines 2da. Opción.....	152
<b>Figura 85.</b> Transición de espesores .....	153
<b>Figura 86.</b> Unión viga secundaria a viga principal .....	153
<b>Figura 87.</b> Sistemas de análisis estructural .....	156
<b>Figura 88.</b> Propiedades específicas de ASTM A36 .....	157
<b>Figura 89.</b> Importación de la geometría desde Solidworks 2013.....	157
<b>Figura 90.</b> Modelado .....	158
<b>Figura 91.</b> Materiales asignados de acuerdo a la geometría.....	158
<b>Figura 92.</b> Contacto de vigas.....	159
<b>Figura 93.</b> Mallado del prototipo .....	160
<b>Figura 94.</b> Configuración del análisis estructural .....	161
<b>Figura 95.</b> Deformación del prototipo a 100 kg (0.11 T).....	162

<b>Figura 96.</b> Deformación del prototipo a 200 kg (0.22 T).....	162
<b>Figura 97.</b> Deformación del prototipo a 400 kg (0.44 T).....	163
<b>Figura 98.</b> Deformación del prototipo a 500 kg (0.55 T).....	163
<b>Figura 99.</b> Deformación del prototipo a 750 kg (0.75 T).....	164
<b>Figura 100.</b> Deformación del prototipo a 1000 kg (1 T).....	164
<b>Figura 101.</b> Características Vibroforo AMSLER.....	167
<b>Figura 102.</b> Mallado de acero Aluminio 6063 .....	167
<b>Figura 103.</b> Prototipo Basculante .....	168
<b>Figura 104.</b> Mallado de acero A36.....	169
<b>Figura 105.</b> Celda de Carga S .....	170
<b>Figura 106.</b> Perfiles de Aluminio .....	173
<b>Figura 107.</b> Perfiles de Acero A36.....	174
<b>Figura 108.</b> Simulación Prototipo de Aluminio .....	175
<b>Figura 109.</b> Simulación Prototipo de Acero A36 (prueba 1) .....	176
<b>Figura 110.</b> Simulación Prototipo de Acero A36 (prueba 2) .....	177
<b>Figura 111.</b> Simulación Prototipo de Acero A36 (prueba 3) .....	178

<b>Figura 112.</b> Fuerza vs. Deformación Prototipo Aluminio.....	179
<b>Figura 113.</b> Deformación .....	180
<b>Figura 114.</b> Fuerza vs. Deformación A36 (prueba 1) .....	182
<b>Figura 115.</b> Fuerza vs. Deformación A36 (prueba 2) .....	183
<b>Figura 116.</b> Fuerza vs. Deformación A36 (prueba 3) .....	184
<b>Figura 117.</b> Falla longitudinal Prototipo A36 .....	185
<b>Figura 118.</b> Falla transversal Prototipo A36 .....	185
<b>Figura 119.</b> Costo acero estructural ASTM 709 (M270) .....	193
<b>Figura 120.</b> Costo losa colaborante steel panel $e=0.75$ mm.....	194
<b>Figura 121.</b> Costo Hormigón Steel Panel $e=0.75$ mm .....	195
<b>Figura 122.</b> Costo Acero de Refuerzo $f_y=4200$ kg/cm <sup>2</sup> .....	196

## ÍNDICE DE TABLAS

<b>Tabla 1.</b> <i>Estados límite para deflexión de acuerdo a LRFD (2012)</i> .....	37
<b>Tabla 2.</b> <i>Número de vías cargadas de acuerdo a LRFD (2012)</i> .....	41
<b>Tabla 3.</b> <i>Valores de <math>V_o</math> y <math>Z_o</math> diversas condiciones de superficie aguas arriba</i> .....	44
<b>Tabla 4.</b> <i>Presiones base, <math>P_b</math>, correspondiente a <math>V_B=100</math> mph LRFD (2012)</i> .....	45
<b>Tabla 5.</b> <i>Factores de Resistencia</i> .....	72
<b>Tabla 6.</b> <i>Matriz de Selección de Factores de Resistencia</i> .....	73
<b>Tabla 7.</b> <i>Momentos y cortantes sin factorar vigas interiores</i> .....	83
<b>Tabla 8.</b> <i>Momentos y cortantes sin factorar vigas exteriores</i> .....	84
<b>Tabla 9.</b> <i>Propiedades Sección Compuesta corto plazo, <math>n= 8</math>, <math>b_i=94</math> in</i> .....	91
<b>Tabla 10.</b> <i>Propiedades Sección Compuesta largo plazo <math>3n=24</math>, <math>b_i=94</math> in</i> .....	91
<b>Tabla 11.</b> <i>Esfuerzos en Patín Inferior de viga de acero debido a los Momentos de Servicio II</i> .	99
<b>Tabla 12.</b> <i>Rango de Cortantes por Carga a Fatiga y Espaciamiento Conectores al cortante requeridos</i> .....	106
<b>Tabla 13.</b> <i>Deflexión viga exterior debido a carga muerta</i> .....	111
<b>Tabla 14.</b> <i>Deflexión viga interior debido a carga muerta</i> .....	112
<b>Tabla 15.</b> <i>Peso de aceros</i> .....	134
<b>Tabla 16.</b> <i>Pesos de los elementos mecánicos</i> .....	197
<b>Tabla 17.</b> <i>Costo total de la Superestructura</i> .....	197
<b>Tabla 18.</b> <i>Materiales del modelo a escala</i> .....	198

**Tabla 19.** *Costo total del modelo a escala* ..... 198

## INDICE DE ECUACIONES

<i>Ecuación 1.</i> Diseño por coeficientes de carga y resistencia .....	34
<i>Ecuación 2.</i> Expresión básica de los estados límites .....	35
<i>Ecuación 3.</i> Para cargas cuyo valor máximo de $y_i$ .....	35
<i>Ecuación 4.</i> Para cargas cuyo valor mínimo de $y_i$ .....	36
<i>Ecuación 5.</i> Para vigas de calzada finales, carga viva más el 100% de impacto .....	42
<i>Ecuación 6.</i> Para los puentes de más de 30 pies sobre el nivel del suelo o agua .....	44
<i>Ecuación 7.</i> La presión de viento sobre la estructura .....	45
<i>Ecuación 8.</i> Número de ciclos de apertura y cierre por operación .....	49
<i>Ecuación 9.</i> Estado Límite Resistencia I .....	73
<i>Ecuación 10.</i> Estado Límite Servicio I .....	73
<i>Ecuación 11.</i> Estado Límite Servicio II .....	73
<i>Ecuación 12.</i> Fatiga I y II, y Estado Límite de Fractura .....	74
<i>Ecuación 13.</i> Resistencia I, Estado Construcción .....	74
<i>Ecuación 14.</i> Carga viva [A3.6.1] .....	74
<i>Ecuación 15.</i> número de Carriles [A3.6.1.1.1] .....	74
<i>Ecuación 16.</i> Un solo carril cargado .....	75
<i>Ecuación 17.</i> Dos o más carriles cargados .....	75
<i>Ecuación 18.</i> Fuerzas para regala de la palanca. ....	76

<b><i>Ecuación 19.</i></b> Dos o más carriles cargados .....	76
<b><i>Ecuación 20.</i></b> Puente sesgado.....	77
<b><i>Ecuación 21.</i></b> Momento del tándem.....	78
<b><i>Ecuación 22.</i></b> Vigas exteriores .....	78
<b><i>Ecuación 23.</i></b> Un solo carril cargado .....	79
<b><i>Ecuación 24.</i></b> Dos carriles cargados.....	79
<b><i>Ecuación 25.</i></b> Un solo carril cargado, Regla .....	79
<b><i>Ecuación 26.</i></b> Dos carriles cargados.....	79
<b><i>Ecuación 27.</i></b> Distribución de cortantes cargas vivas .....	80
<b><i>Ecuación 28.</i></b> Distribución de cortantes cargas vivas camión .....	80
<b><i>Ecuación 29.</i></b> Vigas Fatiga.....	80
<b><i>Ecuación 30.</i></b> Cortantes Vigas Interiores .....	81
<b><i>Ecuación 31.</i></b> Cortantes Vigas Exteriores .....	81
<b><i>Ecuación 32.</i></b> Carril de diseño sin considerar ningún factor de distribución.....	81
<b><i>Ecuación 33 .</i></b> Distribución uniforme de carga $w$ en la hoja simple.....	82
<b><i>Ecuación 34.</i></b> Viga interior- Momento y cortante factorado Resistencia I.....	84
<b><i>Ecuación 35.</i></b> Viga interior- Momento y cortante factorado Fatiga I .....	85
<b><i>Ecuación 36.</i></b> Viga interior- Momento y cortante factorado Fatiga II.....	85
<b><i>Ecuación 37.</i></b> Viga interior- Momento y cortante factorado Servicio II.....	85
<b><i>Ecuación 38.</i></b> Construcción.....	86



<i>Ecuación 39.</i> Resistencia I.....	86
<i>Ecuación 40.</i> Sección compuesta con una zapata de 1 in.....	90
<i>Ecuación 41.</i> Patín de compresión (arriostramiento) [A6.10.8].....	93
<i>Ecuación 42.</i> Dos puntos de anclaje asociados al pandeo inelástico $L_p$ , y al pandeo elástico $L_r$ .....	93
<i>Ecuación 43.</i> Radio mínimo de giro del patin de compresión.....	94
<i>Ecuación 44.</i> Resistencia nominal a flexión.....	95
<i>Ecuación 45.</i> Deflexión a carga viva opcional.....	96
<i>Ecuación 46.</i> Factor de distribución por deflexión.....	97
<i>Ecuación 47.</i> Deflexión en cualquier punto.....	97
<i>Ecuación 48.</i> Deflexión máxima.....	97
<i>Ecuación 49.</i> Deflexión debida al carril de diseño.....	98

## NOMENCLATURA

Q	Efecto de carga
R	Componente de resistencia
$\gamma$	Factor de carga
$\phi$	Factor de carga
$\eta_i$	Factor Ductilidad
$\eta_R$	Factor de Redundancia
$\eta_I$	Importancia de funcionamiento
I	Factor de impacto
	L Longitud en pies de la porción del claro que se carga para producir la tensión máxima en el miembro.
V <sub>30</sub>	Velocidad de viento a 30 pies sobre el suelo (mph)
V <sub>B</sub>	Velocidad de viento base igual a 100 mph
	Z Altura de la estructura en la cual el viento será calculado > 30 pies sobre el nivel de piso o agua.
Z <sub>0</sub>	Longitud de fricción aguas arriba (ft)
V <sub>0</sub>	Velocidad de fricción (mph)
P <sub>b</sub>	Presión de viento base (ksf)
n <sub>0</sub>	Número de ciclos de esfuerzo por operación, se estima a partir del tipo de puente.
ADO	Número diario estimado de aperturas
N <sub>L</sub>	Número de carriles
M <sub></sub>	Momento
V <sub></sub>	Esfuerzo cortante
f <sub>l</sub>	Momento flector en patines
b <sub>i</sub>	Ancho efectivo patín viga interior
b <sub>e</sub>	Ancho efectivo patín viga exterior
L <sub>p</sub>	Pandeo inelástico
L <sub>r</sub>	Pandeo elástico
r <sub>t</sub>	Radio mínimo de giro del patin de compresión
V <sub>u</sub>	Fuerza cortante máxima debido a cargas permanentes sin factor y carga de fatiga

$V_{cr}$	Resistencia crítica al pandeo
$C$	Coefficiente de pandeo al cortante, igual a 1
$V_p$	Resistencia plástica al cortante
$\Delta_{CL}$	La deflexión máxima (localizada en el centro) de una viga simplemente apoyada
	ADTT El número de camiones por día en una dirección promedio sobre toda la vida de diseño
$V$	Reacción muñón
$L$	Distancia entre carga y apoyo (brazo de momento)
$T_{amp}$	Amplificación de torsión para los rodamientos
$T_{rat}$	Factor fricción para rodamientos lubricados
$C_{CP}$	Factor de presión de contacto
$N_H$	Conectores por viga
$\sigma_{ultima}$	Resistencia última
$\sigma_{fluencia}$	Resistencia a la fluencia
$r_{filete}$	Radio de filete en el hombro
$\tau_a$	Resistencia al cortante
$r_a$	Proporción de radio de acuerdo a diámetro muñón
$D_R$	Proporción de rodamiento a diámetro muñón
$T_R$	Proporción de rodamiento a diámetro muñón
$d_{agujero}$	Proporción de agujero (20% del diámetro)
$d_{paso}$	Proporción para cálculo diámetro de paso
$K_F$	Factor de concentración de esfuerzo (flexión)
$K_{FS}$	Factor de concentración de esfuerzo (torsión)
$M_a$	Amplitud momento de flexión
$T_m$	Momento torsional medio
$\sigma_e$	Límite de resistencia del eje
$\sigma_{yt}$	Resistencia mínima a la tracción
$\sigma_{ut}$	Resistencia a la tracción mínima especificada
$C_D$	Factor de tamaño basado en el diámetro del eje
$C_S$	Factor de rugosidad superficial
$C_R$	Factor de confiabilidad (99%)

C_T	Factor de temperatura
C_M	Factores misceláneos aplicables
$\sigma_{(a_b)}$	Esfuerzo permisible rodamiento
$\sigma_{(a_t)}$	Esfuerzo permisible tensión
$\tau_a$	Cortante permisible
$\mu$	Fricción entre Eje y muñón
E	Módulo de elasticidad
N_costillas	Número de costillas
T_costillas	Espesor típico costillas
d_perno	Diámetro perno
A_tension	Área tensión perno
K_s	Factor de superficie (0.33 a 0.5)
K_h	Factor de agujero (agujero estándar)
N_s	Número de planos de deslizamiento
$[(BT)]_V$	Tensión perno para resistir cortante
F_e	Fuerza empuje desarrollada por el cilindro, en lbf
d^2	Área del cilindro, en pulg <sup>2</sup> .
P	Presión de servicio a la que se encuentra el aceite hidráulico en el interior del cilindro, en psi. (3000 psi máx, AASHTO Movable Bridge)
$\eta$	Rendimiento de los cilindros
F_r	Fuerza retroceso del émbolo, en lbf
d	Diámetro del émbolo que discurre por el interior del cilindro, en pulgadas.
d_v	Diámetro exterior del vástago que discurre por el interior del cilindro, en pulgadas.
P	Presión de servicio a la que se encuentra el aceite hidráulico en el interior del cilindro, en psi.
v	Velocidad de salida del vástago, en ft/s.
L	Longitud de la carrera del vástago, en ft.
t	Tiempo empleado en salir completamente el vástago del cilindro, en segundos (s).
Q_a	Caudal de fluido necesario para hacer una carrera, en litros/minuto (l/min).
v	Cilindrada o volumen de una carrera, en ft/s.

- S Factor de seguridad de valor 3,5
- K Carga de pandeo (en kg)
- I Momento de inercia de la sección transversal del vástago, para un vástago de sección circular de diámetro d
- L Es la longitud de pandeo del vástago, que depende del método de sujeción empleado en su montaje.
- Q\_a Caudal de avance en gpm
- P Presión de avance en psi
- t Espesor diseñado por presión;
- P Presión manométrica de diseño interna
- D Diámetro exterior de la tubería
- E Factor de calidad (ASME B31.1)
- S Esfuerzo admisible a la temperatura (ASME B31.1)
- Y Coeficiente de temperatura

## RESUMEN

La industria de estructuras metálicas ha tenido un crecimiento sostenido en el país durante estos años, a tal punto que, ha ido desplazando poco a poco a las construcciones netamente de hormigón, razón por la cual el acero se ha convertido en un elemento irremplazable en construcciones modernas, de ahí la necesidad de formar profesionales que apliquen el conocimiento científico técnico en esta rama de la Ingeniería Mecánica, que resulta de vital importancia. En el presente proyecto se diseñó y construyó un prototipo de un puente basculante, para el laboratorio de Resistencia de Materiales de la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE. El desarrollo de este tema es completamente pedagógico teniendo consideraciones claras de las propiedades físicas y mecánicas de los elementos constitutivos de un puente móvil. Como resultado se obtuvo un prototipo capaz de simular las condiciones y resultados que se podrían dar en una situación real, validando así los cálculos utilizados en la etapa de diseño.

### **PALABRAS CLAVES:**

- **ESTRUCTURAS METÁLICAS**
- **ELEMENTOS FINITOS**
- **SISTEMAS HIDRÁULICOS**
- **MECÁNICA DE MATERIALES**
- **ELEMENTOS MECÁNICOS.**

## ABSTRACT

The industry of metallic structures has had a sustained growth in the country during these years, to such an extent that, it has gradually displaced concrete constructions, which is why steel has become an irreplaceable element in buildings. modern, hence the need to train professionals to apply the scientific and technical knowledge in this branch of Mechanical Engineering, which is of vital importance. In the present project, a prototype of a bascule bridge was designed and built for the Materials Resistance Laboratory of the University of the Armed Forces ESPE. The development of this topic is completely pedagogical having clear considerations of the physical and mechanical properties of the constituent elements of a mobile bridge. As a result, a prototype capable of simulating the conditions and results that could occur in a real situation was obtained, thus validating the calculations used in the design stage.

### KEYWORDS:

- **METAL STRUCTURES**
- **FINITE ELEMENTS**
- **HYDRAULIC SYSTEMS**
- **MATERIALS MECHANICS**
- **MECHANICAL ELEMENTS**

## CAPÍTULO 1

### 1.1. Introducción

Los Puentes móviles de un tipo u otro, son casi tan antiguos como la civilización misma, aunque el amplio abanico de accionamiento mecánico es un desarrollo esencialmente moderno.

Antiguos registros pictóricos muestran al temprano Egipto, por lo menos hace 3.000 años, que se utilizan puentes levadizos. Fueron instalados para diversos fines, en particular para proporcionar acceso controlado a las fortificaciones y para el cruce del canal en el Delta del Nilo.

Hoy en día, los puentes móviles pueden tomar muchas formas. Por lo general, se dividen en cuatro grupos principales, a saber, el puente levadizo, el puente giratorio, el puente retráctil de balanceo, y el puente de elevación vertical. El puente transbordador es a veces clasificado entre los puentes móviles, pero esto no es estrictamente correcto. El puente transbordador no se mueve en absoluto, simplemente tolera el transporte en suspensión que se extiende hacia atrás y hacia adelante.

Aunque el puente levadizo medieval fue simplemente un motor de defensa, el objetivo que pretendían los ingenieros a través de los siglos ha sido la provisión de una estructura que permitiera un flujo ininterrumpido de tráfico a través de un canal o falla geográfica.

Los Diseños se volvieron más complejos a medida que nuevos métodos de construcción fueron desarrollados y se descubrieron nuevos materiales.

Entre 1830 y 1880, como el uso del ferrocarril se expandió por todo el mundo, el diseño y construcción de puentes también evolucionaron para poder transportar de forma segura a estos



vehículos pesados a través de nuevos obstáculos. Los diseñadores experimentaron con una amplia variedad de tipo de puente y materiales para satisfacer la demanda de una mayor altura, ancho, y resistencia.

El Inventor británico Sir Henry Bessemer en 1855 desarrolló un proceso práctico para la conversión de hierro fundido en acero. Este proceso aumentó la disponibilidad de acero y redujo considerablemente los costes de producción. La fuerza y la ligereza del acero de revolucionaron totalmente la construcción de puentes.

En el siglo 19 y la primera mitad del siglo 20, los ingenieros empezaron a experimentar con el concreto reforzado y barras de acero para añadirle resistencia.

Actualmente, el concreto reforzado ha sido combinado con vigas de acero. Cuando el sistema de autopistas interestatales en los Estados Unidos y sistemas de vías similares en otros países fueron creados, el puente de vigas de acero y hormigón fue uno de los diseños de puentes más utilizados y extendidos alrededor del mundo.

## **1.2. Antecedentes**

En las últimas tres décadas del siglo 20 se produjo un período de construcción de puentes a gran escala en Europa y Asia. La investigación actual se centra en el uso de computadoras, instrumentación, automatización y nuevos materiales para mejorar el diseño de puentes, su construcción y mantenimiento.

El siguiente tema de tesis nace de una de las necesidades que la sociedad requiere para cumplir sus actividades diarias, que es la buena comunicación vial a través de la construcción de

puentes localizados en puntos estratégicos los cuales permiten movilizarse de forma segura sin inconvenientes o imprevistos.

El Gobierno Nacional ha establecido como políticas de Estado mediante el Decreto Ejecutivo 053 del 15 de Enero de 2007 la implementación de proyectos integrales de infraestructura vial para la operación del transporte que permitan conectar nodos, zonas pobladas y puntos generadores de viajes, a través del Ministerio de Transporte y Obras Públicas, logrando con esto optimizar la accesibilidad de muchas regiones que se encuentran anegadas.

El objetivo de este proyecto es contar con un estudio y diseño que cubra todos los requerimientos técnicos y permita la adecuada construcción a futuro si fuese el caso de este tipo de puentes; que actualmente no han sido desarrollados en el país, garantizando su estabilidad y su durabilidad por mucho tiempo.

### **1.3. Definición del Problema**

El Ecuador posee sitios donde la topografía y el relieve del terreno presentan irregularidades considerables debidas a los cambios geológicos y cauces naturales, es necesario el uso de puentes vehiculares o peatonales que sirvan de enlace entre dos puntos separados por obstáculos, donde antes no existía ningún tipo de acceso. Los obstáculos pueden ser variados y presentan condiciones que obligan a usar diferentes tipos de estructuras, un obstáculo muy común son las autopistas en las cuales no se puede interrumpir el flujo vehicular, para ello se construyen pasos a desnivel, los cuales son muy comunes en países desarrollados.

Por lo tanto, se busca con este proyecto contar con herramientas de cálculo estructural y de potencia mecánica, para llevar a cabo el desarrollo de este tipo de infraestructura; analizando

hipótesis de comportamiento, buscando establecer una metodología práctica y confiable para el diseño de puentes basculantes.

## **1.4. Objetivos**

### **1.4.1. Objetivo General**

Diseñar, simular y construir un prototipo del puente tipo basculante que sirva como elemento integrador bajo la normatividad AASHTO LRFD Bridge Design Specifications.

### **1.4.2. Objetivos Específicos**

- Efectuar la selección del tipo de armadura adecuado para el puente mediante el uso de una matriz de alternativas.
- Realizar el análisis y diseño de los elementos estructurales que constituyen a la superestructura y subestructura del puente basculante.
- Efectuar la selección del sistema que impulsará el puente basculante.
- Simular el comportamiento estático y dinámico del puente mediante el método de elementos finitos usando un programa computacional.
- Fabricar un modelo a escala para comprobar de manera real la resistencia del mismo al someterlo a carga estática, mediante el uso de un medidor digital de tensión y celda de carga tipo S.

### **1.5. Justificación**

Un puente móvil sobre un Canal, Río o Manga de Mar, resuelve el problema de comunicación tanto del tráfico de vehículos a lo largo de la Manga como el de barcos a través de la Manga.

Por lo tanto, un puente basculante constituye una realización singular que aporta un importante impulso de elevadas connotaciones urbanísticas para la zona del entorno del puerto o donde se plantee ubicar el mismo.

Un proyecto de estas características está en consonancia con las futuras líneas de actuación que la zona cercana a un puerto ha de experimentar, a través de los planes especiales urbanísticos, en orden a incrementar los atractivos en ámbitos turísticos y sociales además de funcionales que el puente podría brindar a una respectiva ciudad o población.

El proyecto Manta-Manaos consiste en habilitar un eje vial terrestre capaz de transportar grandes cantidades de carga desde el puerto de Manta, en la provincia costera de Manabí hasta un puerto de transferencia ubicado en la provincia amazónica de Orellana, donde la mercadería pueda ser embarcada en naves fluviales que atraviesen la Amazonía ecuatoriana por el río Napo hasta el puerto de Nuevo Rocafuerte, en la frontera con Perú, continuando con la navegación hasta Manaos y posteriormente Belém, en el estado brasileño de Pará,

Por tal razón un puente de tipo basculante podría ser considerado como solución a futuro si se ha planificado construir un puerto de carga y descarga en la región amazónica, ya que serviría como punto de control para el paso de embarcaciones del tipo feeder pluvial (figura 1.2) que se tomó como referencia y los cuales actualmente sirven como transporte de carga de bienes

y petróleo en países como Paraguay y Brasil evitando menores tiempos muertos y mayor eficiencia.



**Figura 1.** Buque Fluvial Tipo Feeder

### 1.6. Alcance

Con el presente proyecto se busca desarrollar el diseño y simulación de un puente tipo metálico basculante de doble hoja de 35 pies de luz por hoja y 44 pies de ancho con capacidad de carga de 44 kips (20 Ton métricas) de acuerdo a LRFD (2012), bajo los requerimientos y recomendaciones de normas nacionales e internacionales, con principal énfasis en las establecidas por la Asociación Americana de Funcionarios de Carreteras Estatales y Transporte (AASHTO, por sus siglas en inglés).

Cabe mencionar que a partir del diseño final se llevará a cabo la fabricación de un prototipo que permita la posterior utilización como fuente de enseñanza y aprendizaje en materias relacionadas como mecánica y resistencia de materiales, convirtiéndose en un ente facilitador para comprender de mejor manera conceptos como cargas estáticas, dinámicas y deflexiones mediante la experimentación.

Para el desarrollo del presente tema de titulación se realizarán las siguientes actividades:

- Se recopilará la información necesaria para el avance del proyecto, debido a que el puente debe permitir el paso de embarcaciones en el río o manga.
- Se establecerá y seleccionará las alternativas de diseño más convenientes, tomando en cuenta las necesidades.
- Se establecerá un análisis de costos del proyecto.

### **1.7. Metodología**

La metodología utilizada es la apropiada para el diseño y desarrollo, aplicado mediante métodos Inductivos y Deductivos. En ciertos aspectos se aplicará también el Análisis y la Síntesis.

- Diseño del Puente bajo Norma AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, las cuales son las ideales para este tipo de proyecto.
- Diseño de elementos estructurales y mecánicos mediante SOLIDWORKS y AUTOCAD
- Análisis estructural y mecánico en el programa computacional ANSYS.

### **1.8. Equipamiento**

#### **1.8.1. Herramientas Computacionales**

- Software para programación de actividades. Microsoft Project.
- Software para cálculo. MathCAD.
- Software para análisis por elementos finitos. ANSYS
- Software para dibujo mecánico. Autocad Mecánico, Solidworks

## CAPÍTULO 2

### MARCO TEÓRICO

#### 2.1. Introducción

Un puente basculante es un puente a través de una vía navegable que tiene al menos un tramo que se puede mover temporalmente con el fin de aumentar el espacio libre vertical para los buques en el canal. Tales puentes se construyen donde las condiciones del sitio se oponen a la construcción de un puente fijo con un perfil vertical aceptable.

Los puentes móviles son piezas grandes y complejas de maquinaria. Cada parte de un puente móvil tiene una relación con y cada uno de los elementos que conforman el puente además de interactuar entre sí para lograr el movimiento de este.

Al igual que con un puente fijo, los miembros estructurales de un puente móvil deben soportar con seguridad las tensiones impuestas por las cargas muertas, cargas vivas, y otras cargas que se encuentran típicamente. Además, muchos de los miembros estructurales deben soportar las tensiones impuestas por el equipo de operación y el movimiento del puente. Se necesita una gran experiencia en puentes móviles y con los códigos aplicables a entender adecuadamente estas relaciones, evaluar las condiciones de los distintos componentes, y recomendar las medidas apropiadas.

#### 2.2. Puente Basculante

Los Puentes Basculantes<sup>1</sup> son versiones modernas del puente levadizo medieval. Estos puentes medievales no tenían contrapesos por lo que su tamaño y utilidad era limitada.

Los puentes basculantes con frecuencia son seleccionados desde estrechos hasta canales moderadamente anchos para los que se requiere espacio libre vertical ilimitado para la navegación.



*Figura 2.* Puente basculante

Si el canal es estrecho, un solo tramo puede ser suficiente. Esto se llama un puente levadizo de simple hoja. Para los canales más anchos, se utilizan dos hojas, una en cada lado del canal.

Cuando las hojas están en la posición baja, se reúnen en el centro del canal. Esto se conoce como un puente basculante de dos hojas Y una unidad de ajuste y estabilización se requiere para el movimiento de cada hoja. Un contrapeso es necesario para mantenerla hoja en posición vertical.



Se han construido en muchas configuraciones. Por lo general, una hoja basculante se compone de dos vigas longitudinales basculante, o armaduras, que apoyan el encuadre cubierta calzada. Una hoja ancha puede ser apoyada por vigas múltiples.

Una hoja basculante está nominalmente equilibrada por un contrapeso, que se fija a las vigas y situado por debajo de la calzada. Los contrapesos reducen el tamaño de los sistemas mecánicos necesarios para hacer funcionar el puente y proporcionar un mayor margen de seguridad en el caso de que un fallo del sistema de control conduzca a una situación de escape.

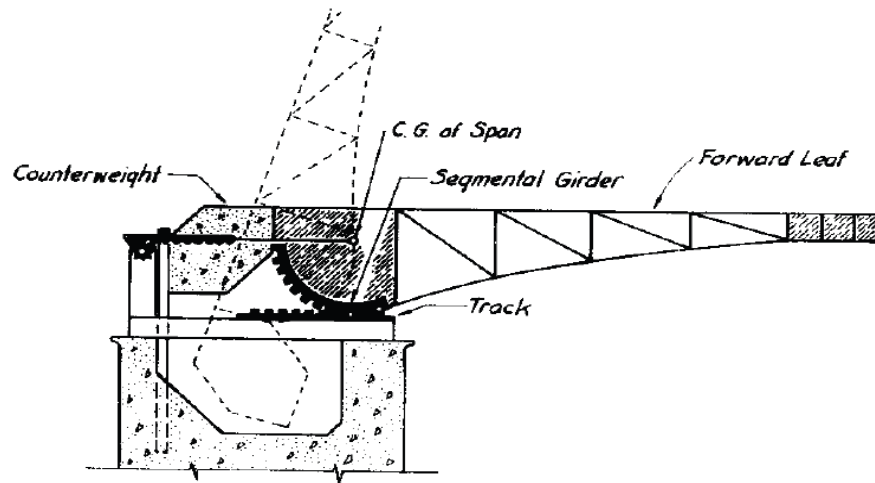
Un dispositivo de transferencia de cizallamiento está previsto entre las hojas del puente para permitir que ambas hojas compartan la carga viva. En un puente levadizo, la cubierta se encuentra por encima de las vigas o armaduras. Todos los tramos móviles utilizan una combinación de rotación y traslación.

### **2.3. Puente Scherzer**

Los puentes basculantes de tipo Scherzer se caracterizan por tener partes curvas de manera cilíndrica en las vigas o armaduras basculantes en los extremos de los muelles. Debido a su gran tamaño, las vigas o armaduras de los puentes Scherzer primero se ensamblan a partir de los segmentos y las vigas son llamadas vigas segmentales.

Cada viga segmental puede ser vista como un segmento de una rueda, unida rígidamente a la hoja basculante. A medida que las ruedas giren a lo largo de las pistas, la hoja basculante gira para abrir o cerrar el puente.

La Figura 3 describe este movimiento de un puente de doble hoja basculante tipo Scherzer. Como los extremos curvados de las vigas ruedan lejos del canal, la hoja se inclina para



### **Rolling-Lift Bascule Bridge**

facilitar el libre paso por el canal. El deslizamiento entre las bandas de rodadura de vigas segmentales y las pistas en las que viajan se evita mediante lengüetas o dientes que se acoplan mecánicamente. Típicamente, las orejetas que sobresalen se encuentran en la pista y los orificios o muescas que reciben están en las bandas de rodadura de viga segmentarias.

**Figura 3.** Puente Tipo Scherzer

El bastidor se muestra situado por encima del piñón, como es común en muchas Scherzers más recientes.

Las Cerraduras Span (también llamadas bloqueos centrales) están obligadas a transferir cizalladura vertical entre las dos hojas de un puente de doble hoja y sirven para asegurar la alineación lateral y vertical adecuada.

## 2.4. Elementos Especiales

### 2.4.1. Cilindros Hidráulicos

Para equipos hidráulicos, pueden incluir cilindros de gran accionamiento o motores hidráulicos (ver figura 4). Cualquier tipo de unidad debe ser suministrado con presión para proporcionar la fuerza y el flujo de fluido para proporcionar la velocidad al sistema operativo. Eléctricamente operados las unidades de potencia hidráulica consiste en un depósito y bomba, con los controles, proporcionan energía a los sistemas operativos.



*Figura 4.* Cilindro hidráulico

### 2.4.2. Ejes y Acoples

Los ejes transmiten potencia de un sistema mecánico a otro. Los acoples transmiten potencia entre los extremos de un eje hacia el siguiente y varios tipos se pueden utilizar para compensar las pequeñas imperfecciones en alineación entre los ejes (véase la figura 5).



*Figura 5. Ejes y Acoples*

### **2.4.3. Rodamientos**

Los Rodamientos proporcionan apoyo y evitan la desalineación de los ejes de rotación, muñones, y pernos (véase figura 6).

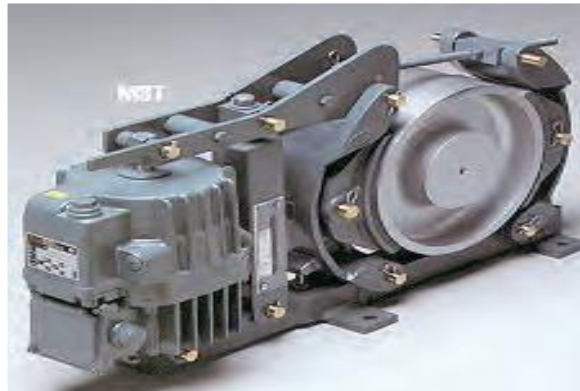


*Figura 6. Rodamiento*

### **2.4.4. Frenos**

Los frenos pueden ser de cualquier tipo, de zapata o del tipo de disco, y pueden ser activados manual, eléctrica o hidráulicamente (Figura 7). Son generalmente del tipo resorte para funcionamiento sin fallas. Los frenos de motor se encuentran cerca de la unidad para proporcionar la capacidad de frenado dinámico, excepto que algunos tipos de unidades pueden proporcionar su propia capacidad de frenado, eliminando así la necesidad de un motor separado.

Generalmente los frenos están situados cerca de la interfaz de operación entre partes móviles y fijas del puente y se utilizan para mantener el lapso estáticamente, que sirven como frenos de emergencia en muchos casos. A veces se proveen frenos de emergencia suplementarios de consulta A veces también se proporcionan los frenos.



*Figura 7.* Freno Tipo Zapata

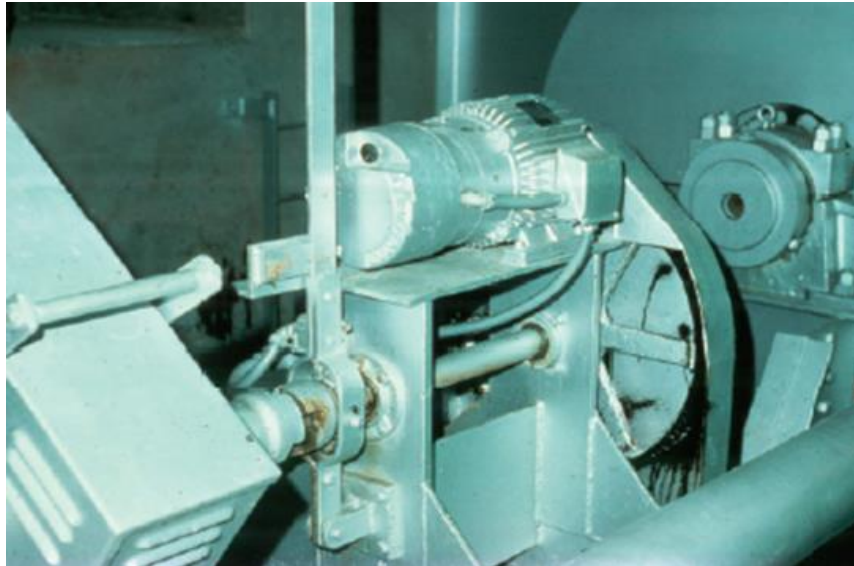
#### **2.4.5. Unidades Especiales**

Las unidades especiales pueden consistir en motores eléctricos, equipos hidráulicos o unidades auxiliares.

Para motores eléctricos, se pueden usar del tipo de AC o DC. Alimentación del tipo AC se utilizan a menudo en motores de rotor con controladores de par en los puentes más antiguos, mientras que los nuevos puentes pueden utilizar motores de inducción de jaula de ardilla con un variador de velocidad ajustable. Los motores de corriente continua también pueden proporcionar control de velocidad.

Para las unidades auxiliares, se proporcionan generadores de emergencia para servir en el caso de fallo en la alimentación eléctrica. Los motores auxiliares y operadores manuales, con sus

embragues y otros componentes de transmisión de potencia mecánica, se proporcionan para servir en el caso de falla de la unidad principal (ver figura 8)



*Figura 8.* Motor AC de Emergencia

#### **2.4.6. Absorbedores de Impacto**

Amortiguadores de aire y absorbedores de impacto son aquellos que se encuentran entre la hoja y el muelle en los puntos donde puede ocurrir un impacto entre los dos (véanse las Figuras 9 y 10).

Una sección cruzada muestra la cámara de aire y sellos del pistón. A medida que la hoja desciende, la varilla es empujada en ella, haciendo que el aire en el interior sea comprimido (véase Figura 11). Una válvula de alivio de presión permite que el aire escape más allá del seteo de la presión. Las Fuerzas son necesarias para aumentar y mantener la presión del aire durante el movimiento de la hoja para crear un contacto suave sobre los cojinetes. Los amortiguadores proporcionan el mismo propósito que los absorbedores de impacto. Sin embargo, son completamente herméticos y, por lo tanto, requieren muy poco mantenimiento.

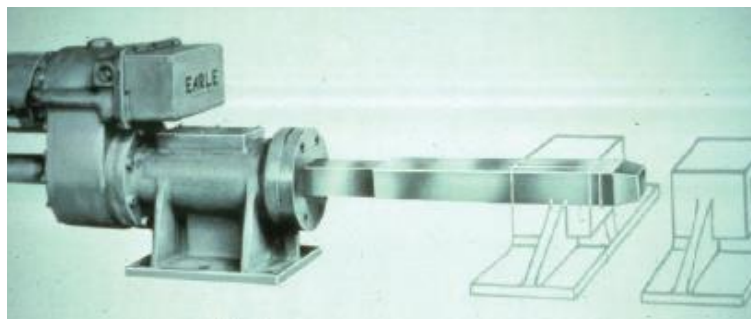


*Figura 9.* Amortiguador de aire

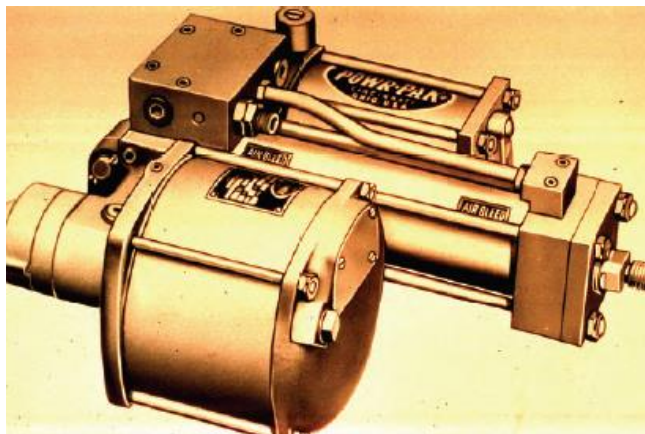
### **2.4.7. Cerraduras de Bloqueo**

Las barras de bloqueo en el extremo de la extensión son accionadas cuando la hoja está completamente cerrada y así evitar el movimiento bajo carga viva.

Otras barras de bloqueo también se pueden proporcionar en otras ubicaciones en la hoja para mantenerla en una posición abierta contra los vientos fuertes o para evitar el movimiento desde una posición intermedia. Estas barras pueden funcionar mecánica o hidráulicamente (véanse las Figuras 10 y 11).



*Figura 10.* Barra de bloqueo mecánica



*Figura 11.* Barra de bloqueo hidráulica

#### **2.4.8. Contrapesos**

Se pueden proporcionar bloques adicionales de contrapeso en cantidades variables además del contrapeso permanente, que es parte de la estructura, de modo que los ajustes pueden ser hechos de vez en cuando debido a cambios en las condiciones (véase las Figura 14).

Una hoja móvil está diseñada para funcionar en una condición de equilibrio, y condiciones desequilibradas graves que causarán sobrecarga o falla de los elementos mecánicos o estructurales.

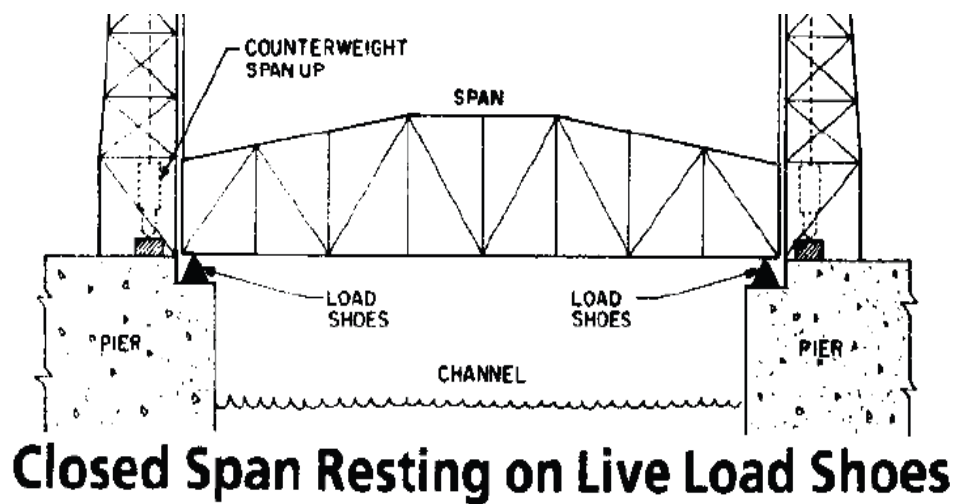




*Figura 12.* Contrapesos

#### 2.4.9. Zapatas de carga viva

Zapatas de carga viva y placas de huelga entre las partes móviles y fijas del puente son elementos que están diseñados para soportar la mayor parte o la totalidad de la carga viva cuando sobre el puente se encuentra circulando tráfico o se encuentra detenido sobre este (ver figura 13).



*Figura 13.* Zapatas de Carga Viva

#### **2.4.10. Barreras de Tráfico**

Las Barreras de tráfico son puertas o entradas de trabajo pesado que están diseñadas para prevenir que un vehículo ingrese al puente o quede bajo el pozo del puente durante el movimiento de este.

Su funcionamiento es importante para la seguridad pública. Se utilizan principalmente en situaciones en las que existe una gran abertura entre las hojas móviles y el lapso mientras está abierto es considerable.



*Figura 14.* Barreras de Tráfico

#### **2.5. Normativa AASHTO**

Para el desarrollo del presente proyecto de tesis se utilizará la filosofía de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD) misma que toma en cuenta la variabilidad del comportamiento de los elementos estructurales de forma explícita. El diseño por factores de carga y resistencia confía exhaustivamente en los métodos estadísticos, pero permite obtener resultados de forma fácilmente utilizable por los diseñadores y calculistas.

La norma AASHTO 2012 para el diseño de puentes por el método LRFD se dividen en 15 secciones que se indican a continuación:

- Introducción
- Diseño general y ubicación
- Cargas y factores de carga
- Análisis y Evaluación Estructural
- Estructuras de Hormigón
- Estructuras de Acero
- Estructuras de aluminio
- Cubiertas y sistemas de cubiertas
- Cimientos
- Pilares, muelles y Paredes
- Estructuras enterradas y revestimientos de túneles
- Barandillas
- Juntas y cojinetes
- Diseño de barreras de sonido

De estas 15 secciones el diseño del puente basculante se basará en la división 3 la cual nos permitirá obtener las consideraciones necesarias de carga y la combinación-distribución de estas en el puente, la división 6 acerca de propiedades mínimas de materiales y límites máximos de deflexiones en estructuras de acero.

Además, se complementará el diseño con las directrices de la AASHTO LRFD Movable Highway Bridge Design Specifications 2012 que se refieren al diseño de puentes de carretera que utilizan los estándares de diseño de puentes LRFD. Esta guía incluye información sobre el diseño de los tramos del puente, los sistemas mecánicos (motores, sistemas hidráulicos, etc), sistemas eléctricos, sistemas de protección del puente. Las directrices también abarcan el análisis sísmico y el análisis del impacto de buques.

## **2.6. Código de soldadura de Puentes AASHTO/AWS D1.5M/D1.5:2007**

El Código de Soldadura de Puentes es el resultado de un acuerdo entre AASHTO y AWS, que contiene los requisitos de soldadura para la fabricación de puentes de carretera en aceros estructurales al carbono y de baja aleación que cubra y satisfaga las necesidades esenciales establecidas por la AASHTO y a su vez sea sujeto de revisiones obligatorias. Además, cubre lo referente a inspección, calificación, detalles estructurales, soldadura con espárragos, detalles de las juntas soldadas y otros.

Este código de puentes debe ser usado conjuntamente con las especificaciones estándar para el diseño de puentes de carreteras o con las especificaciones para el diseño de puentes por el método LRFD, ambas de la AASHTO.

El código no está destinado a ser utilizado para las siguientes aplicaciones:

Aceros con un límite elástico mínimo especificado mayor que 690 MPa (100 ksi).

- Recipientes o tuberías a presión.
- Metales bases distintos a acero al carbono o de baja aleación.

- Estructuras compuestas de tubos estructurales.
- Reparación de estructuras existentes.
- Estructuras estáticamente cargadas.

## **2.7. Instrumentación para el modelo a escala**

Para el modelo a escala se tendrá como objetivo el medir la deflexión total y la fuerza a la cual se suscita este fenómeno, tratando de emular lo que sucedería en la realidad con el puente de acero, y comparando a su vez que las asunciones hechas para la simulación sean correctas.

Para la obtención de los valores de deflexión se han considerado el uso de un medidor digital de tensión, una celda de carga tipo S y un comparador de reloj de apreciación de 0.001 pulgadas para observar el desplazamiento que permitirá ir verificando a medida que se incrementa paulatinamente la carga hasta llegar al valor de la simulación.

## **2.8. Formulación general elementos finitos**

El método de elementos finitos como tal consiste, en la discretización del problema, es decir, separar en pequeños elementos bien definidos que contendrán una porción de información del conjunto, según su posición en el medio continuo y que se encuentran ensamblados entre sí en puntos llamados nodos y de los cuales nos interesa extraer o transportar dicha información.

Los nodos poseen grados de libertad en este caso traslación o rotación y como máximo serán tres grados rotacionales y tres traslacionales y la forman una matriz global del sistema.

La resolución del mismo como un todo, se obtendrá el campo de desplazamientos para cada uno de los nodos y, a partir de él y si fuera necesario, el campo de tensiones.

El comportamiento en el interior del elemento se interpolará a partir de los desplazamientos nodales mediante las llamadas funciones de forma. Según este planteamiento Budynas y Nisbett (2008), los errores se deberán:

- Errores computacionales: Éstos se deben a errores de redondeo provenientes de los cálculos de punto flotante de la computadora y de las formulaciones de los esquemas de integración numérica que se utilizan. La mayoría de los códigos comerciales de elemento finito se concentran en reducir estos errores y, en consecuencia, el analista por lo regular se interesa en los factores relacionados con los valores discretos.
- Errores de conversión discreta: La geometría y distribución del desplazamiento de una estructura real varía continuamente. Mediante el uso de un número finito de elementos para modelar la estructura introduce errores al igualar la geometría y distribución del desplazamiento debido a las limitaciones matemáticas inherentes a los elementos.

### **2.8.1. Elemento**

El subsiguiente desarrollo matemático considerará de acuerdo Martin (2010). un elemento genérico e de nodos  $i, j, \dots$  de superficie  $S_e$  y volumen  $V_e$

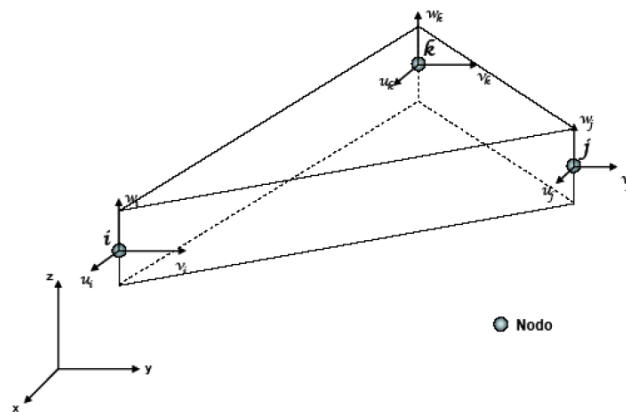
### **2.8.2. Campo de desplazamientos del elemento**

El cual se especifica bajo este esquema en Martin (2010):

$$\{a^e\} = \begin{Bmatrix} \{a_i\} \\ \{a_j\} \\ - \\ - \\ \cdot \\ \cdot \\ - \end{Bmatrix}$$

Donde  $\{a_i\}$  es el vector columna de desplazamientos de cada nodo en coordenadas locales, que será de la forma:

$$\{a_i\} = \begin{Bmatrix} u_i \\ v_i \\ w_i \end{Bmatrix}$$



**Figura 15.** Vector Columna

El campo de desplazamientos del elemento quedará definido por tanto por la relación:

$$\{u(x \ y \ z)\} = [N(x \ y \ z)] \cdot \{a^e\} = \{[N_i(x \ y \ z)], [N_j(x \ y \ z), \dots]\} \cdot \begin{Bmatrix} \{a_i\} \\ \{a_j\} \\ - \\ - \\ \cdot \\ \cdot \\ - \end{Bmatrix}$$

Donde  $[N_i(x, y, z)], [N_j(x, y, z)], \dots$  son las denominadas matrices de forma, que se caracterizan por las siguientes propiedades:

- Son cuadradas, ya que el número de componentes del vector columna  $\{u(x, y, z)\}$  es igual al número de componentes en  $\{a_i\}, \{a_j\}$
- Cumplen  $[N_i(x_i, y_i, z_i)] = [I][N_i(x_j, y_j, z_j)] = [0]$  si  $i \neq j$  puesto que las funciones de interpolación toman los valores de los desplazamientos nodales en los mismos.

Por lo tanto, si se considerasen las mismas funciones de forma en todas las componentes de  $\{u(x, y, z)\}$  se deduce que  $[N_i(x_i, y_i, z_i)] = [N_i(x_i, y_i, z_i)] * [I]$  en donde  $N_i(x, y, z)$  es función escalar de forma.

### 2.8.3. Campo de deformaciones del elemento

Las deformaciones se obtienen mediante derivadas parciales de las componentes del corrimiento (Martin, 2010), y en general se escriben de la forma:

$\{\gamma\} = [S] \cdot \{u\} = [S] \cdot [N] \cdot \{ae\} = [B] \cdot \{ae\}$  con  $[B] = [S] \cdot [N]$  donde  $[S]$  es una matriz operacional que incluye las derivaciones parciales adecuadas, como se verá más abajo. Teniendo en cuenta que  $[N] = [[N_i], [N_j], \dots]$  se tendrá:

$$[B] = [S] \cdot [N] = [[S] \cdot [N_i], [S] \cdot [N_j], \dots] = [[B_i], [B_j], \dots] \text{ en donde } [B_i] = [S] \cdot [N_i]$$

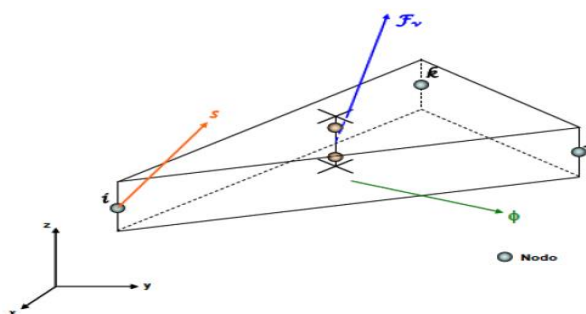


### 2.8.4. Campo de esfuerzos del elemento

El campo de esfuerzos  $\{\sigma\}$ , que contendrá el mismo número de elementos que el campo de deformaciones  $\{\gamma\}$ , vendrá dado por:  $\{\sigma\}=[D].\{\varepsilon\}=[D].\{\gamma\}-[D]\{\eta\}$  donde  $[D]$  es la matriz de rigidez del material y  $\{\eta\}$  son las deformaciones térmicas (Martin,2010).

### 2.8.5. Equilibrio del elemento

Suponiendo que existe una distribución de fuerzas volumétricas por unidad de volumen  $\{FV\}$  y que en sus bordes libres –si los tuviese- pueden actuar además fuerzas superficiales por unidad de superficie  $\{\phi\}$ , se trata de calcular el conjunto de fuerzas nodales  $\{s\}$  que permite el equilibrio del elemento (Martin, 2010).



**Figura 16.** Fuerzas nodales

Aplicando el principio de los desplazamientos virtuales en correspondencia a un desplazamiento virtual del elemento arbitrario  $\{\delta a_e\}$ , el campo de desplazamientos de dicho elemento vendrá dado por:

Mientras que el campo de deformaciones virtuales cinemáticamente consistente con  $\{\delta a_e\}$  será, de acuerdo con el principio de los desplazamientos virtuales resultará:

Sustituyendo los valores de  $\{\delta u\}$ ,  $\{\delta \gamma\}$  y  $\{\sigma\}$  quedará:

Como la expresión anterior debe verificarse para cualquiera que sea el valor del desplazamiento virtual  $\{\delta_{ae}\}$  que se considere, deberá ser:

Donde  $[k_e]$  es la matriz de rigidez del elemento,  $\{s_0\}$  son las fuerzas térmicas y  $\{p_e\}$  la resultante de fuerzas volumétricas y superficiales en el elemento.

### **2.8.6. Integración del sistema de ecuaciones para el medio continuo**

Una vez calculadas las matrices de rigidez de cada uno de los elementos y las resultantes de fuerzas equivalentes en los mismos, es necesario generar las matrices de transformación de coordenadas locales del elemento a coordenadas globales del medio continuo (Martin,2010).

Se obtienen así las matrices de rigidez y los vectores de fuerzas equivalentes en ejes globales. Mediante un proceso de ensamblado, se constituirá el sistema completo de ecuaciones con los desplazamientos en los nodos como incógnitas, que se resolverá eliminando los grados de libertad dependientes como consecuencia de las diferentes ligaduras (i.e. los nodos comunes a uno y otro elemento tendrán los mismos desplazamientos).

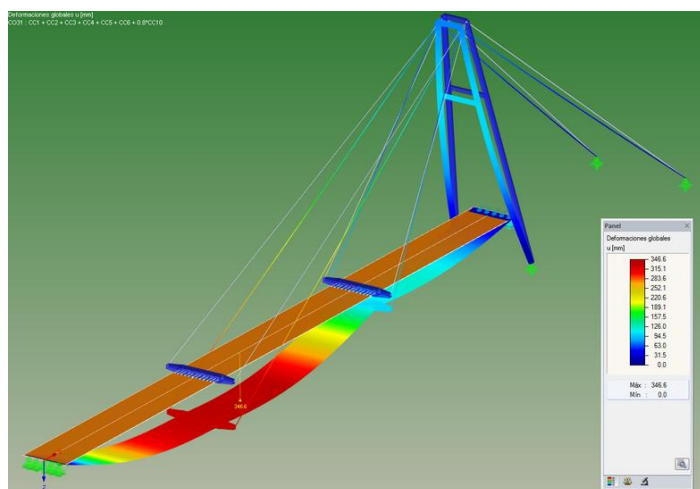
A partir de sus soluciones y mediante la ecuación  $\{\sigma\} = [D] \cdot \{\varepsilon\} = [D] \cdot \{\gamma\} - [D] \{\eta\}$  se recuperará el campo de esfuerzos en cada elemento.

### **2.9. Las herramientas de Ansys**

En esta parte del proyecto se explicará brevemente el método de análisis y herramienta de elementos finitos:

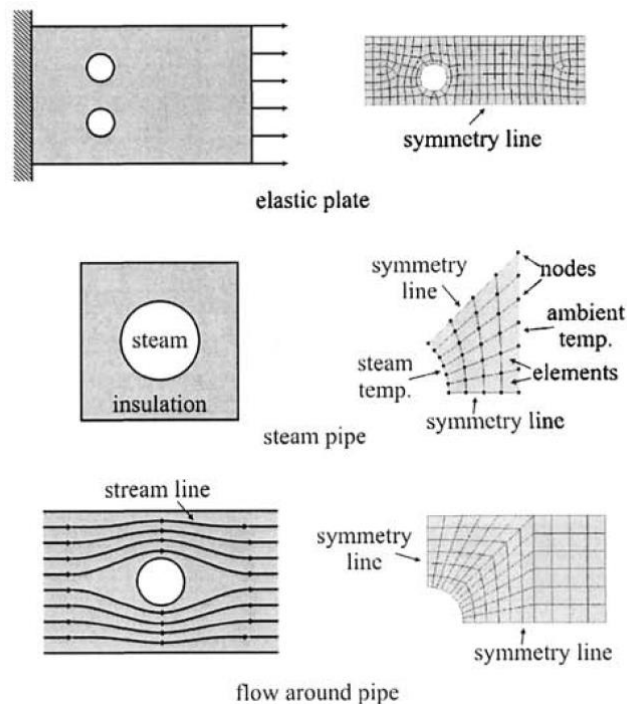
El método de Análisis por Elementos Finitos (FEA), al principio introducido por Turner et al. (1956), es una técnica computacional poderosa para generar soluciones aproximadas en una variedad de problemas de la ingeniería reales que tienen dominios complejos y sujetos a condiciones límites generales. FEA ha llegado a ser un paso esencial en el diseño y modelamiento en varias disciplinas de Ingeniería.

La base del FEA se establece en la descomposición del dominio en un fínito número de subdominios (elementos) para los cuales una solución sistemática es construida por medio de aplicar los métodos variacionales o método de los residuos ponderados.



**Figura 17.** Puente analizado con elementos finitos

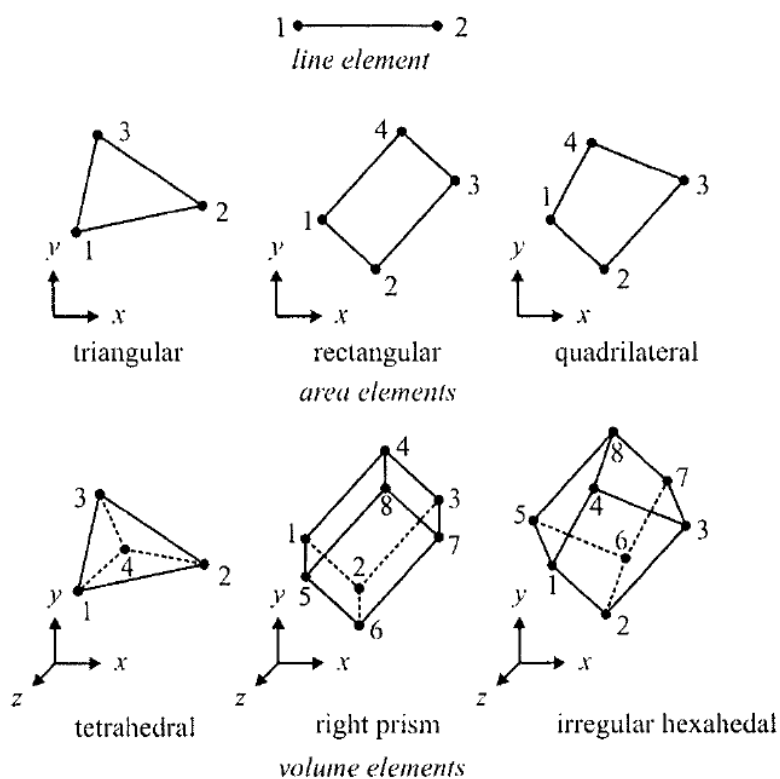
FEA aborda el problema al dividir el dominio en elementos y expresar la variable de campo desconocida en términos de una función de aproximación, asumida dentro de cada elemento. Esta función (también llamada función de interpolación) es definida en términos de los valores de variable de campo en puntos específicos referidos como nodos. Los nodos son



usualmente localizados a lo largo de los límites de los elementos y ellos conectan elementos adyacentes.

**Figura 18.** Representación FEA en problemas de Ingeniería

Dependiendo de la geometría y de la naturaleza física del problema, el dominio de interés puede ser individualizado empleando la línea, el área, o elementos de volumen. Algunos de los elementos comunes en FEA. Cada elemento, es definido por una secuencia específica de números de nodo globales.



**Figura 19.** Descripción de la línea, área, y elementos de volumen con números de nodo en el nivel del elemento

## 2.10. Métodos de Resolución de elementos finitos

En este apartado se pretende explicar las opciones del programa que se van a utilizar posteriormente en las simulaciones (tratando de mantener el mismo orden que en la programación de éstas).

Hay tres pasos principales en un análisis:

### 2.10.1. Generación del modelo

La generación del modelo implica la definición de material, la creación de un modelo sólido y finalmente el mallado. Las tareas importantes son:

- Especificar el tipo de elemento.
- Definir las constantes reales (si procede por el tipo de elemento).
- Definir las características materiales,
- Crear la geometría modelo.
- Generar el mallado.

Aunque las condiciones de frontera se puedan también especificar en este paso, generalmente se lo hace en el procesador de la solución.

### **2.10.2. Solución**

El procesador se utiliza para obtener la solución para el modelo de elemento finito que se genera dentro del preprocesador, las tareas importantes dentro de este procesador son:

- Se definen las opciones del tipo del análisis
- Se especifica las condiciones de límite
- Obtiene la solución

### **2.10.3. Revisión de Resultados**

En el procesador general, los resultados en un momento específico (si el tipo del análisis es transitorio) sobre el total o una porción del modelo se revisan. Esto incluye la graficación de contornos, visualización vectorial, deformadas, y el listado de los resultados en formato tabular.

- Graficación y listado de resultados
- Comprobación de la validez de los mismos

En el procesador histórico se utiliza para revisar resultados en los puntos específicos en tiempos determinados (si el tipo del análisis es transitorio). Similar al procesador general, proporciona variaciones gráficas y listados tabulares de los datos de los resultados como funciones de tiempo.

A continuación, se detallan los tipos de análisis estructurales bajo los cuales será analizado el puente. Las primeras incógnitas (grados de libertad nodales), que son calculadas en un análisis estructural son los desplazamientos. Otras magnitudes, tales como, tensiones, y las fuerzas de reacción, se derivan de los desplazamientos nodales:

- Análisis estático: se utiliza para determinar los desplazamientos, tensiones, etc. bajo condiciones de carga estática. Ambos análisis, estático lineal y no lineal, pueden incluir no linealidades como plasticidad, rigidez estrés, grandes deformaciones, grandes tensiones, hiper-elasticidad, superficies de contacto, y fluencia.
- Análisis Estructural Transitorio: se utiliza para determinar la respuesta de una estructura de forma que en el tiempo se produce una variación de las cargas.

Todas las no linealidades comentadas en el análisis estático se pueden introducir. Para este caso solo se va a usar el modelo estático para la resolución de la estructura, el análisis estructural dinámico para la simulación de movimiento y el efecto que produce el camión de carga al atravesar el puente.

### **2.11. Consideraciones AASHTO LRFD 2012**

Los Puentes son estructuras que se diseñan para estados límites los cuales permitan alcanzar los objetivos en cuanto a la facilidad en su construcción, seguridad, y mantenimiento, teniendo debidamente en cuenta las cuestiones de inspeccionabilidad, economía y la estética.

Durante las últimas décadas el conocimiento acerca de los puentes ha crecido considerablemente debido a las investigaciones y desarrollo tecnológico en temas como propiedades, nuevos y mejores materiales, metodología de cálculo más racional y precisa en el comportamiento estructural que combinadas con herramientas computacionales permiten dar una idea clara y tan cercana a la realidad de la conducta de los puentes ante eventos sísmicos, socavación entre otros.

La parte fundamental del puente levadizo de tipo basculante, de doble hoja; es que cada una de ellas estará formada por una zona central en voladizo y un pequeño tramo dorsal de compensación bajo el que se situarán los contrapesos, de modo que el centro de gravedad de todas las hojas móviles resulta muy próximo al eje de giro de los tableros.

### **2.12. Método y criterio de diseño**

Para el diseño del puente se usará el método de coeficientes de carga y resistencia (LRFD) que actualmente está reemplazando al método por esfuerzos admisibles (ASD) y el diseño por resistencia o coeficiente de carga (LFD).

El LRFD es una metodología de diseño que hace uso de la carga y factores de resistencia que se basa en la variabilidad conocida de cargas aplicadas y las propiedades del material.



Está basado en la premisa que cuatro estados límites deben ser considerados para alcanzar los objetivos básicos de diseño en contractibilidad, seguridad y utilidad. Todos los estados límites tienen igual importancia. Los cuatro estados límites son:

- Estado límite de Servicio: El esfuerzo, deformación y ancho de fisura están limitados bajo condiciones de servicio.
- Estado límite de Fatiga y Fractura: El rango del esfuerzo de fatiga está limitado por el número de ciclos de esfuerzos esperado debido a un camión de diseño, esto permite controlar el inicio de la fisura y la propagación con el fin de prevenir fracturas durante el tiempo de vida del puente.
- Estado límite de Fuerza: La Fuerza y estabilidad son dos parámetros previstos para resistir combinaciones de carga significantes que en un puente se espera que experimente durante su tiempo de vida.
- Estado límite de evento extremo: Este estado límite se considera para evitar el colapso debido a eventos extremos tales como terremotos, inundaciones, avalanchas, colisiones de buques entre otros.

### **2.13. Diseño por coeficientes de carga y resistencia (LRFD)**

La expresión básica del método de LRFD (2012):

*Ecuación 1.*

$$\sum \gamma Q \leq \phi R_n$$

Dónde:

Q-Efecto de carga

R-Componente de resistencia

$\gamma$ -Factor de Carga

$\phi$ -Factor de Carga

La expresión básica de los estados límites es:

***Ecuación 2.***

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r$$

Dónde:

Q-Efecto de carga

$\gamma$ -Factor de Carga

$\eta_i$ -Modificador de Carga

En las cuales:

Para cargas cuyo valor máximo de  $\gamma_i$  es apropiado:

***Ecuación 3.***

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0.95$$

Para cargas cuyo valor mínimo de  $\gamma_i$  es apropiado:

**Ecuación 4.**

$$\eta_i = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} \leq 1.0$$

Donde los Estados Límites -Modificadores de carga son los siguientes:

Se aplica sólo al Estado Límite de Resistencia:

$\eta_D$ - Factor Ductilidad:

$\eta_D=1.05$  para miembros no dúctiles

$\eta_D=1.00$  para los diseños convencionales y detalles que cumplan con las especificaciones

$\eta_D=0,95$  para los componentes de las medidas de ductilidad adicionales han sido consideradas

$\eta_R$ -Factor de Redundancia:

$\eta_R=1.05$  para los miembros no redundantes

$\eta_R=1.00$  para los niveles convencionales de redundancia

$\eta_R=0,95$  para niveles excepcionales de redundancia

$\eta_I$ -Importancia de funcionamiento:

$\eta_I=1,05$  para puentes importantes

$\eta_I=1,00$  para puentes típicos

$\eta_I=0,95$  para puentes relativamente menos importantes

Estos modificadores se aplican a nivel de elementos, no de toda la estructura.

## 2.14. Criterios de la deflexión

Principios que se aplican:

- Al investigar la desviación absoluta, se cargan todos los carriles y se asumirá que todas las componentes se desvían igualmente.
- Al investigar la desviación relativa, seleccione el número y posición de carriles cargados para maximizar el efecto.

Parte de la carga viva de la combinación de carga viva Servicio I (más impacto) debe ser utilizado.

Para puentes asimétricos, una sección transversal de la derecha se puede usar, por curvada puentes, se puede usar una sección transversal radial.

En ausencia de otro criterio, estos límites son aplicados para puentes de acero, aluminio y/o concreto.

### **Tabla 1.**

*Estados límite para deflexión de acuerdo a LRFD (2012)*

Carga	Límite
<b>Carga vehículo general</b>	Luz / 800
<b>Carga vehículo y/o peatonal</b>	Luz / 1000
<b>Carga vehículo en carga en voladizo</b>	Luz / 300
<b>Vehículo y/o peatonal en brazo en voladizo</b>	Luz / 375

Para soporte de vigas de acero tipo I, las disposiciones de los Artículos. 6.10.4.2 y 6.11.4 se aplicarán acerca del control de deflexión a través de bridas de fatiga.

### **2.14.1. Carga para la evaluación opcional de la deflexión por sobrecarga**

- La deflexión debida al camión de diseño solamente, o
- La deflexión debida al 25 por ciento del camión de diseño considerado juntamente con la carga del carril de diseño.

### **2.14.2. Tipos de Cargas**

El LRFD Sección 3 de la Norma AASHTO LRFD especifica requisitos mínimos para cargas y fuerzas, sus límites de aplicación, factores de cargas y combinaciones de cargas usadas para diseñar puentes nuevos. Los requisitos de carga también se pueden aplicar a la evaluación estructural de puentes existentes. Además de las cargas tradicionales, esta Sección incluye las solicitaciones provocadas por colisiones, sismos, asentamiento y distorsión de la estructura. (LRFD Arto. 3.1) Se deben considerar las siguientes cargas y fuerzas permanentes y transitorias (LRFD Arto. 3.3.2)

#### **Cargas permanentes:**

- DD = Fricción Negativa (downdrag).
- DC = Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales.
- DW = Peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos.

- EH = Empuje horizontal del suelo.
- EL = Tensiones residuales acumuladas resultantes del proceso constructivo, incluyendo las fuerzas secundarias del postesado.
- ES = Sobrecarga del suelo.
- EV = Presión vertical del peso propio del suelo de relleno.

### **Cargas transitorias:**

- BR = Fuerza de frenado de los vehículos.
- CE = Fuerza centrífuga de los vehículos.
- CR = Fluencia lenta.
- CT = Fuerza de colisión de un vehículo.
- EQ = Sismo.
- FR = Fricción.
- IM = Incremento por carga vehicular dinámica.
- LL = Sobrecarga vehicular.
- LS = Sobrecarga viva.
- PL = Sobrecarga peatonal.
- SE = Asentamiento.
- SH = Contracción.
- TG = Gradiente de temperatura.
- TU = Temperatura uniforme.
- WA = Carga hidráulica y presión del flujo de agua.
- WL = Viento sobre la sobrecarga.

- WS = Viento sobre la estructura.

#### ***2.14.2.1. Carga Muerta***

Las cargas muertas son aquellas que se mantienen constantes en magnitud y fijas en posición durante la vida de una estructura. Generalmente la mayor parte de la carga muerta es el peso propio de la estructura.

Consisten en los pesos de los diversos miembros estructurales y en los pesos de cualesquiera objetos que estén permanentemente unidos a la estructura.

La carga muerta es fácil de determinar si se conoce las dimensiones de los elementos estructurales considerados. La norma ASSHTO detalla que para el acero debe considerarse un peso específico de 490 lb/pie<sup>3</sup> (7850 kg/m<sup>3</sup>).

#### ***2.14.2.2. Carga Viva***

Se considerarán cargas vivas las fuerzas gravitacionales, que obran en una estructura y que no tienen carácter permanente. Consisten principalmente en cargas de ocupación y tráfico. Estas pueden estar total o parcialmente en su sitio o no estar presentes, y a su vez cambiar de ubicación.

Su magnitud y distribución son inciertas en un momento dado, sus máximas intensidades a lo largo de la vida de la estructura no se conocen con precisión.

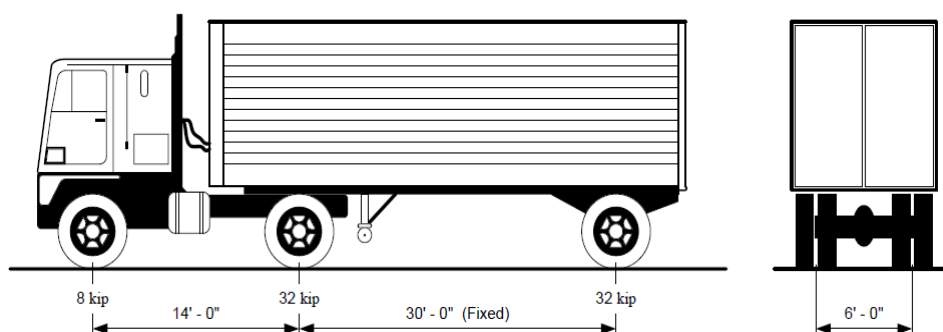
La AASHTO LRFD 2012 establece tres alternativas de carga viva para el diseño de puentes de carreteras fijos y móviles los cuales se detallan a continuación:

**Tabla 2.**  
*Número de vías cargadas de acuerdo a LRFD (2012)*

Número de Vías cargadas	Porcentaje de carga efectiva
<b>1 y 2 vías</b>	100%
<b>3 vías</b>	90%
<b>4 o más vías</b>	75%

### 2.15. Camión Estándar

El método consiste en tomar dos tipos de camiones para simular el efecto de la permanencia de vehículos sobre el puente para lo cual los camiones son tratados como un sistema de cargas puntuales. Los pesos y las separaciones entre los ejes y las ruedas del camión de diseño serán como se especifica en la Figura 20. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica como se especifica en el LRFD Artículo 3.6.2.

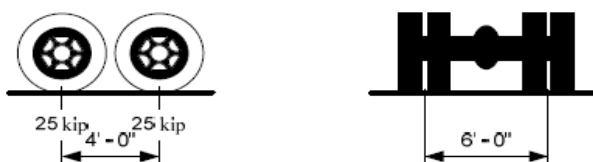


**Figura 20.** Características camión de diseño LRFD (2012)

### 2.16 Tándem de diseño

El tándem de diseño consistirá en un par de ejes de 25 kip con una separación de 4 pies. La separación transversal de las ruedas se deberá tomar como 6 pies. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica según lo especificado en el Artículo 3.6.2. (LRFD Arto. 3.6.1.2.3).





**Figura 21.** Tándem de diseño de acuerdo a LRFD (2012)

### 2.17 Diseño de carga para carril

La carga del carril de diseño consistirá en una carga de 0,64 klf distribuida de manera uniforme en la dirección longitudinal. Transversalmente, la carga del carril de diseños supone que será uniformemente distribuida sobre un ancho de 10,0 metros.

Los efectos de la carga del carril de diseño no estarán sujetos a un incremento por carga dinámica. El factor de impacto, IM, no se aplica a la carga de carril. Es sólo aplicada a la carga de camión o tándem.

### 2.18 Cargas de Impacto

Es igual a la carga muerta más el 20%. Esto se aplica a las piezas estructurales en el que el esfuerzo varía con el movimiento del tramo. No se combina con las tensiones por carga viva.

Para partes estructurales con tensiones causadas por la maquinaria o fuerzas aplicadas para mover o parar el movimiento, se usa el 100% de impacto. Para vigas de calzada finales, carga viva más el 100% de impacto es utilizado.

#### **Ecuación 5.**

$$I = \frac{50}{L+125} \leq 0.30$$

Dónde:

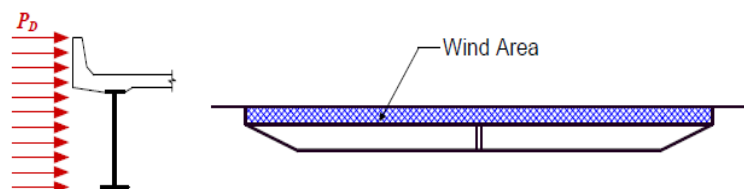
$I$ =Factor de impacto (máximo 30% o 0.3)

$L$ = Longitud en pies de la porción del claro que se carga para producir la tensión máxima en el miembro.

## 2.19 Carga de viento

La carga de viento sobre un puente debe ser considerada como una carga uniformemente distribuida sobre al área de acción o elementos expuestos de la estructura. La norma menciona que la superficie expuesta a la carga de viento será la suma de las superficies de todas las componentes, incluyendo los sistemas de pisos, barandilla, y barreras de sonido, asumiendo una acción perpendicular del viento al eje longitudinal de la estructura.

Esta dirección se puede variar para determinar el efecto de la fuerza extrema en la estructura o en sus componentes. Las áreas que no contribuyen al efecto de la fuerza extrema bajo esta consideración pueden no considerarse en el análisis.



**Figura 22.** Carga de Viento LRFD (2012)

Para ambos WS y WL, el primer paso es encontrar la velocidad de viento de diseño, VDZ, a una elevación en particular, Z. Para los puentes de más de 30 pies sobre el nivel del suelo o agua, se debe usar lo siguiente:

**Ecuación 6.**

$$V_{DZ} = 2.5V_o \left( \frac{V_{30}}{V_b} \right) \ln \left( \frac{Z}{Z_o} \right)$$

Dónde:

$V_{30}$ =Velocidad de viento a 30pies sobre el suelo (mph)

$V_B$  = Velocidad de viento base igual a 100 mph

$Z$  = Altura de la estructura en la cual el viento será calculado > 30 pies sobre el nivel de piso o agua.

$Z_0$ =Longitud de fricción aguas arriba (ft)

$V_0$ = Velocidad de fricción (mph)

**Tabla 3.**

*Valores de  $V_o$  y  $Z_o$  diversas condiciones de superficie aguas arriba*

	<b>País</b>	<b>Suburbano</b>	<b>Ciudad</b>
<b>Condiciones</b>			
<b><math>V_o</math> (mph)</b>	8.20	10.90	12.00
<b><math>Z_o</math> (ft)</b>	0.23	3.28	8.20

Para puentes de menos de 30metros sobre nivel del suelo o nivel de agua, utilizar  $V_{DZ}$ =100 mph.

**2.19.1. Presiones de viento sobre la estructura – WS**

Si las condiciones locales lo justifican, se puede seleccionar una velocidad básica del viento de diseño diferente para las combinaciones de cargas que no involucran viento actuando sobre la sobrecarga. Se asumirá que la dirección del viento de diseño es horizontal, a menos que

el LRFD Artículo 3.8.3 especifique lo contrario. En ausencia de datos más precisos, la presión del viento de diseño, se puede determinar cómo:

La presión de viento sobre la estructura puede determinarse a partir de:

*Ecuación 7.*

$$P_D = P_B \left( \frac{V_{DZ}}{V_B} \right) = P_B * \left( \frac{V_{DZ}^2}{10,000} \right) \left( \frac{kip}{ft^2} \right)$$

Dónde:

P<sub>b</sub>=Presión de viento base (ksf)

**Tabla 4.**

*Presiones base, P<sub>b</sub>, correspondiente a V<sub>B</sub>=100 mph LRFD (2012)*

Superstructure Component	Windward Load, ksf	Leeward Load, ksf
Trusses, Columns, and Arches	0.050	0.025
Beams	0.050	NA
Large Flat Surfaces	0.040	NA

Además, es necesario considerar lo siguiente:

Si se justifica debido a las condiciones locales, se puede utilizar una velocidad base diferente para combinaciones de carga que no impliquen viento en LL (carga vehicular).

A menos que sea requerido por el artículo 3.8.3 (inestabilidad aeroelástica), se supone que el viento siempre actuará en dirección horizontal.

Si es necesario usar datos más precisos, estos pueden ser utilizados en lugar de la ecuación 3.8.1.2.1-1.

La carga total del viento no deberá ser inferior a:

- Para cerchas, columnas y arcos: 75lb/pie de acuerdo a LRFD (2012) la carga total de viento no se tomará menos 300 lb/pies lineales en el plano de barlovento y 150 lb/pie en el plano de sotavento.
- Para vigas principales y vigas: 50 lb/pie<sup>2</sup>, no menos de 300 lb/pie en la luz de vigas principales.

Si el ángulo de viento no es perpendicular, se deben usar los valores de la siguiente tabla:

Skew Angle of Wind (degrees)	Trusses, Columns and Arches		Girders	
	Lateral Load (ksf)	Longitudinal Load (ksf)	Lateral Load (ksf)	Longitudinal Load (ksf)
	0	0.075	0.000	0.050
15	0.070	0.012	0.044	0.006
30	0.065	0.028	0.041	0.012
45	0.047	0.041	0.033	0.016
60	0.024	0.050	0.017	0.019

**Figura 23.** Presiones base,  $P_b$ , para varios ángulos de ataque y  $VB=100$  mph

- El ángulo de inclinación se mide desde una perpendicular al eje longitudinal.
- La dirección será aquella que produzca el efecto de una fuerza extrema.
- Las presiones longitudinales y transversales se considerarán simultáneamente.
- Fuerzas longitudinales y transversales se calculan a partir de una supuesta presión de viento base de 0.040 kip/ft<sup>2</sup>.
- Si se sesga el ángulo del viento, la presión del viento se resuelve en componentes.
- El componente perpendicular al extremo actúa sobre el área, como se ve a partir de la elevación final.

- El componente perpendicular a la vista en alzado frontal actúa sobre el área visto desde el alzado frontal y se aplica simultáneamente con la carga de viento en la superestructura.

Las características anteriormente expuestas son necesarias para el diseño de una hoja fija del puente, adicional a esto se requiere tomar en consideración las condiciones para una hoja móvil abierta:

Cuando la hoja móvil se deja normalmente en la posición cerrada, la estructura está diseñada a 30 libras por pie cuadrado (psf) (1.436 kPa) carga de viento sobre la estructura, combinada con carga muerta, y 20% de carga muerta para permitir el impacto, a 1,25 veces el esfuerzo permisible.

Cuando el lapso móvil se deja normalmente en la posición abierta, la estructura está diseñada a 50 libras por pie cuadrado (2.394 kPa) carga de viento sobre la estructura, junto con la carga muerta, en 1.33 veces el esfuerzo permisible.

## **2.20 Cargas Especiales para puentes basculantes**

Las cargas viva y muerta son especificadas en la sección 3 de la AASHTO LRFD Bridge Design Specifications bajo las designaciones DC, DW, EL, EH, ES, EV, LL, IM, BR, CE, PL y LS. Las cargas muertas  $D_o$  y  $D_w$  deben ser aplicadas como se indica a continuación:

- Caso I: Carga muerta puente abierto en cualquier posición

La suma de DC y DW son apropiadas cuando el puente se encuentra abierto en cualquier posición o cerrado con los finales apenas tocándose.

- Caso II: Carga muerta, puente cerrado

La suma de DC y DW son apropiadas cuando el puente se encuentra cerrado con el contrapeso apoyado para reparaciones.

- Tolerancia de carga dinámica viva (IM)

La tolerancia de carga dinámica para cargas vivas debe ser según lo especificado en la presente edición AASHTO LRFD Bridge Design Specifications.

- Toleración de carga dinámica muerta (DAD).

Las partes estructurales en las cuales los efectos de la fuerza varían con el movimiento del tramo, o en partes que se mueven o soportan partes móviles deben ser diseñados para una carga tomada como el 20% de  $D_o$ . Esta tolerancia dinámica no debe ser combinada con carga viva.

- Efecto de fuerza debido a operación de maquinaria (DAM).

Los Componentes estructurales que soportan fuerzas causadas por maquinaria durante la operación del tramo móvil deben ser diseñados al 100% de la tolerancia de carga dinámica.

Las fuerzas producidas por la maquinaria son transferidas al sistema estructural por lo cual deben ser consideradas como se especifica para el estado límite de servicio por maquinaria en el Artículo 5.7 y 7.4, aumentando la tolerancia de carga dinámica y el factor para el diseño estructural por estado límite de fuerza.

- Vigas finales de pisos

Las vigas de piso del tramo móvil deben ser diseñadas para un factor a plena carga viva más el doble incremento por carga dinámica normal especificada en el artículo 3.6.2 de la AASHTO LRFD Bridge Design Specifications.

- Estado límite fatiga

Para el caso de puentes móviles, la fatiga debe ser revisada basándose en el número de veces que el puente será abierto.

El rango de esfuerzo incrementa a medida que la operación del tramo desde la posición totalmente cerrada hasta la posición totalmente abierto, y viceversa, incluyendo el efecto del viento y el paso del último camión antes de la apertura y el primer camión después de cerrarse, debe ser menor que el rango de esfuerzo permitido en el artículo 6.6.1.

Para este caso, el valor de “N” en la ecuación 6.6.1.2.5.2- de la AASHTO LRFD Bridge Design Specifications debe ser reemplazado con “No”, el número de ciclos de apertura y cierre por operación:

***Ecuación 8.***

$$N_o = (365)(75)(n_o)(ADO)$$

Dónde:

$n_o$ =Número de ciclos de esfuerzo por operación, se estima a partir del tipo de puente.

$ADO$ = Número diario estimado de aperturas



### **2.21. Combinaciones de carga para puentes móviles**

Las combinaciones de carga identificadas en la tabla 2.4.2.3-1 y las comprendidas en el artículo 2.3 deben ser consideradas en el diseño de este tipo de puentes.

### **2.22. Aplicación de combinaciones de carga para puentes fijos**

Las combinaciones de carga, especificadas en la Tabla 3.4.1-1 de la AASHTO LRFD Bridge Design Specifications para todos los estados límites deben ser de igual manera aplicados en puentes móviles; usando el respectivo factor de resistencia detallado en este.

La tabla 4.7 contiene casos adicionales a los detallados en la Tabla 3.4.1.-1 de la AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, estos casos adicionales aplican para el diseño estructural de puentes móviles. La tabla contiene un conjunto de casos de diseño para puentes basculantes como para puentes de elevación vertical y otro conjunto para puentes giratorios.

Combinaciones carga para puentes basculantes y verticales:

- Resistencia BV-I.- Combinación de carga referida cuando la estructura se encuentra en posición abierta o cerrada y a efectos dinámicos producidos por la operación de la maquinaria.
- Resistencia BV-II.- Combinación de carga referida a la estructura en cualquier posición de apertura, efectos dinámicos por la operación de la maquinaria; además de viento.
- Resistencia BV-III.- Combinación de carga referida a la estructura en posición cerrada, con carga viva y contrapeso independientemente soportado.

Con respecto a las combinaciones de carga requeridas para puentes basculantes y elevados verticalmente, el caso de carga BV-I trata con la estructura en la posición abierta, incluyendo el efecto dinámico resultante de la aceleración de la hoja para detenerse o elevarse. Este caso tiene un factor de carga similar al mostrado en puentes fijos para componentes de carga muerta.

El caso BV-II trata con carga muerta y efectos dinámicos en combinación con carga de viento detallado en la presente especificación para puentes móviles en la posición abierta.

Caso BV-III trata con la situación donde el puente se encuentra en posición cerrada y su contrapeso es soportado independientemente del puente y el cual es apropiado para mantenimiento o condiciones de rehabilitación, y que la estructura se encuentre habilitada al tráfico.

Load Combination	$D_O$	$D_{eff}$	$L_S$	$L_c$	$L_{eff}$	$W_O$	$DAD$	$M_D$
Bascule and Vertical Lift Bridges								
Strength BV-I	1.55	0	N/A	N/A	0	0	1.55	1.55
Strength BV-II	1.25	0	N/A	N/A	0	1.25	1.25	1.25
Strength BV-III	0	1.25	N/A	N/A	1.40	0	0	0
Swing Bridges								
Strength S-I	1.55	N/A	0	0	N/A	0	1.55	1.55
Strength S-II	1.35	N/A	1.75	0	N/A	0	0	0
Strength S-III	1.35	N/A	0	1.75	N/A	0	0	0
Strength S-IV	1.25	N/A	0	0	N/A	1.25	1.25	1.25
Strength S-V	1.25	N/A	1.40	0	N/A	1.25	0	0
Strength S-VI	1.25	N/A	0	1.40 <sub>v</sub>	N/A	1.25	0	0

**Figura 24.** Combinaciones de Carga Específica para Puentes Móviles

### 2.23. Factores de resistencia

Los Factores de resistencia,  $\phi$ , para el estado límite de resistencia deberá tomarse de la siguiente manera:

- For flexure  $\phi_y = 1.00$
- For shear  $\phi_v = 1.00$
- For axial compression, steel only  $\phi_c = 0.90$
- For axial compression, composite  $\phi_c = 0.90$
- For tension, fracture in net section  $\phi_u = 0.80$
- For tension, yielding in gross section  $\phi_y = 0.95$
- For bearing on pins in reamed, drilled or bored holes and on milled surfaces  $\phi_b = 1.00$
- For bolts bearing on material  $\phi_{bb} = 0.80$
- For shear connectors  $\phi_{sc} = 0.85$
- For A 325 and A 490 bolts in tension  $\phi_t = 0.80$
- For A 307 bolts in tension  $\phi_t = 0.80$
- For F 1554 bolts in tension  $\phi_t = 0.80$
- For A 307 bolts in shear  $\phi_s = 0.75$
- For F 1554 bolts in shear  $\phi_s = 0.75$
- For A 325 and A 490 bolts in shear  $\phi_s = 0.80$
- For block shear  $\phi_{br} = 0.80$
- For shear, rupture in connection element  $\phi_{sv} = 0.80$
- For web crippling  $\phi_w = 0.80$
- For weld metal in complete penetration welds:
  - shear on effective area  $\phi_{e1} = 0.85$
  - tension or compression normal to effective area same as base metal
  - tension or compression parallel to axis of the weld same as base metal
- For weld metal in partial penetration welds:
  - shear parallel to axis of weld  $\phi_{e2} = 0.80$
  - tension or compression parallel to axis of weld same as base metal
  - compression normal to the effective area same as base metal
  - tension normal to the effective area  $\phi_{e1} = 0.80$
- For weld metal in fillet welds:
  - tension or compression parallel to axis of the weld same as base metal
  - shear in throat of weld metal  $\phi_{e2} = 0.80$
- For resistance during pile driving  $\phi = 1.00$
- For axial resistance of piles in compression and subject to damage due to severe driving conditions where use of a pile tip is necessary:
  - H-piles  $\phi_c = 0.50$
  - pipe piles  $\phi_c = 0.60$
- For axial resistance of piles in compression under good driving conditions where use of a pile tip is not necessary:
  - H-piles  $\phi_c = 0.60$
  - pipe piles  $\phi_c = 0.70$
- For combined axial and flexural resistance of undamaged piles:
  - axial resistance for H-piles  $\phi_c = 0.70$
  - axial resistance for pipe piles  $\phi_c = 0.80$
  - flexural resistance  $\phi_f = 1.00$
- For shear connectors in tension  $\phi_{sc} = 0.75$

*Figura 25.* Factores de Resistencia

## CAPITULO 3

### ANÁLISIS Y SIMULACIÓN DEL PUENTE BASCULANTE

El objetivo de este capítulo es el análisis de la estructura real mediante el método de los elementos finitos. El programa de elementos finitos que se ha usado para este análisis es el programa de simulación ANSYS 14.0 en su interfaz Workbench.

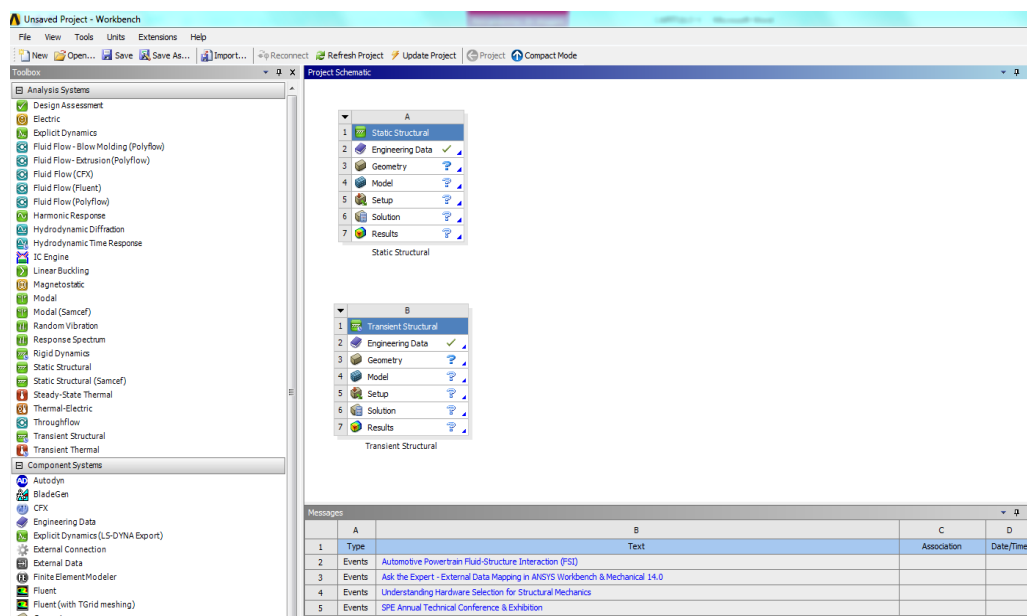
En este análisis de la estructura, se va a comprobar si se cumplen los distintos parámetros de diseño que mediante cálculo fueron determinados, como por ejemplo la deflexión máxima bajo la carga de camión HL-93, la integridad estructural del puente y fallos cuando el puente se encuentra en movimiento. El cálculo de la estructura según el modelo de los elementos finitos permite un análisis más riguroso que el realizado en un principio de la estructura y más parecido al comportamiento real que tendrá.

#### 3.1. Sistemas de análisis

Para tener una simulación lo más parecida a la realidad es necesario definir los sistemas de análisis adecuados para cada situación a la que se encuentre expuesto el puente, es decir, para este proyecto, condiciones internas del material tales como resistencia a la fluencia, resistencia a la tensión, conductividad térmica, entre otras, además de recrear tanto las condiciones externas (cargas puntuales, distribuidas, etc.)

Una vez en la interfaz del software de simulación se ha decidido que los sistemas de análisis más acordes son Static Structural para simular el proceso de deformación y Transient Structural para simular el proceso de deformación a medida que el puente rota sobre su eje. En la

figura 23 se observa la pantalla principal del Workbench, y se indica los sistemas de análisis antes mencionado.



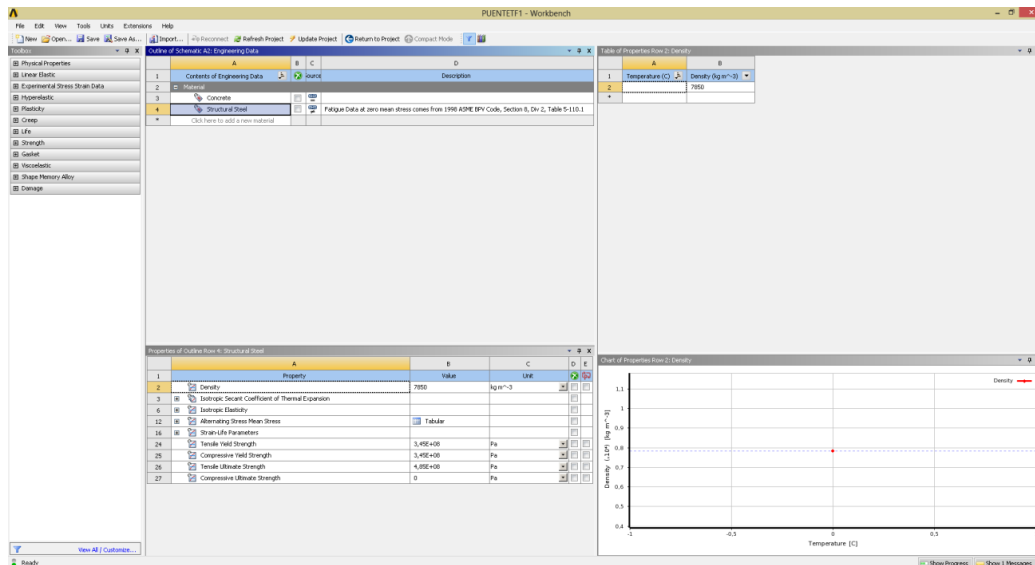
**Figura 26.** Sistema de análisis estructural y estructural transitorio  
Fuente: (Imagen tomada de ANSYS- Workbench)

### 3.2. Materiales

La selección y caracterización de los materiales es un parte fundamental dentro del proceso de simulación, por lo tanto, se debe tomar en cuenta, que el proceso de deformación trabaja dentro de la zona elástica del diagrama esfuerzo-deformación. Esto quiere decir que los materiales seleccionados para el puente deben cumplir con este requisito, es necesario seleccionar los materiales que no se deformen y soporten las cargas a la que va a estar bajo las que va a estar trabajando.

Para esta simulación se ha seleccionado dos tipos de materiales. Un acero estructural para las vigas, concreto para la base del puente y contrapeso adicionando capa de asfalto. También se

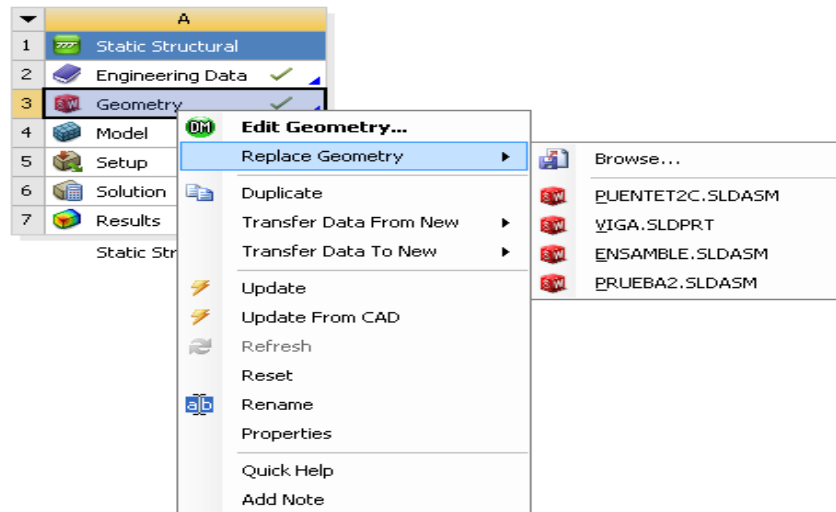
le ha agregado al acero las propiedades necesarias para esta simulación como la resistencia a la fluencia y la resistencia última.



**Figura 27.** Sistemas de análisis estructural y estructural transitorio 2

### 3.3. Geometría

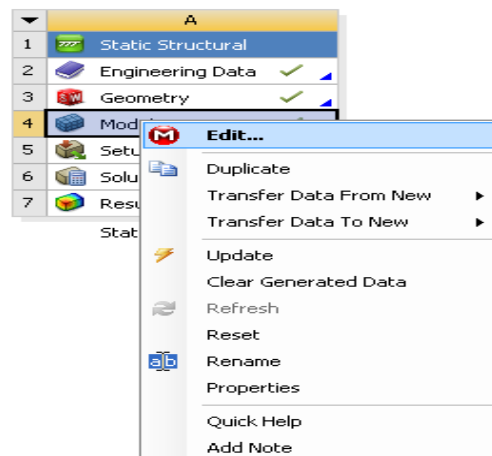
En este paso se ingresa la geometría del puente. Para esto el Workbench permite dibujar la geometría o importarla desde otros softwares de dibujo CAD como por ejemplo Solidworks, Catia, Autodesk Inventor, Etc. En esta simulación se escogió importarlo en ensamblajes desde Solidworks como se observa en la Figura 25.



**Figura 28.** Importación de la geometría desde Solidworks 2013

### 3.4. Modelado

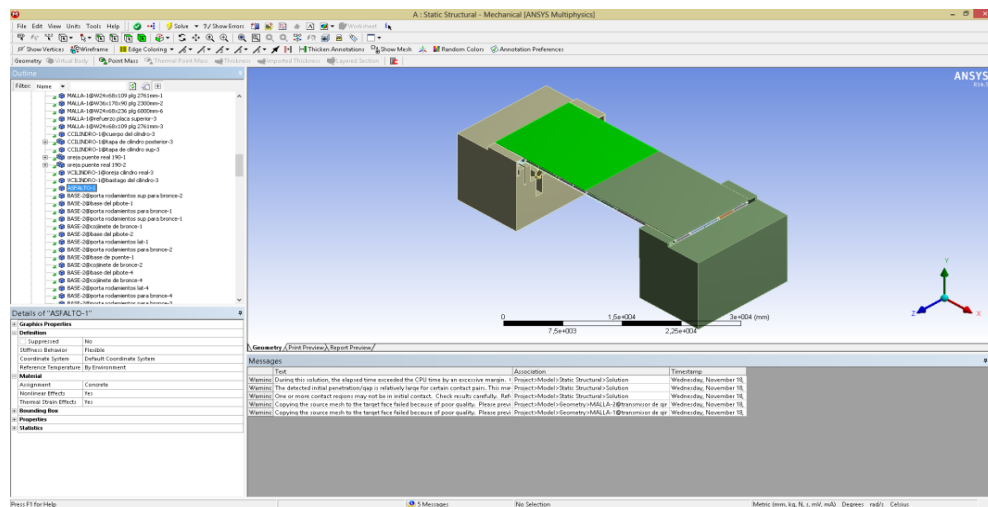
En el modelado es donde se va a colocar todas las condiciones a las que va a estar sometido el puente, tanto internas (propiedades mecánicas del material) como externas (condiciones de temperatura, cargas aplicadas, relaciones de contactos entre las piezas).



**Figura 29.** Modelado

### 3.5. Asignación de materiales

Al abrir la interfaz de modelado, lo primero que se debe hacer es asignar los materiales previamente definidos a las diferentes piezas de la geometría. Como se muestra en la figura 3.5. la base del puente y al concreto ubicado sobre las vigas se le asigna el material concreto, mientras que a las vigas se les asigna el acero estructural.

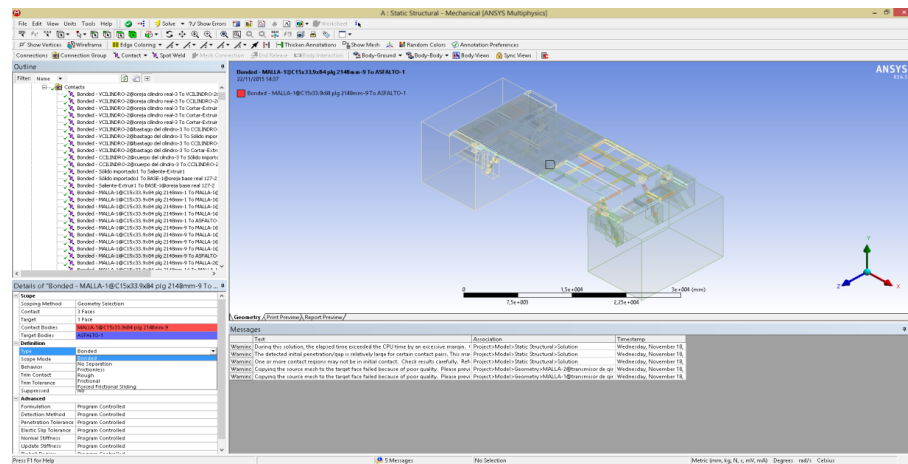


*Figura 30.* Materiales asignados de acuerdo a la geometría

### 3.6. Contactos

Las condiciones de contacto son algo muy importante que afectará al resultado de no escogerse bien, Workbench ofrece distintos tipos de contacto entre piezas. En la figura 3.6 se ha escogido de unión entre las vigas, para así simular un solo cuerpo.





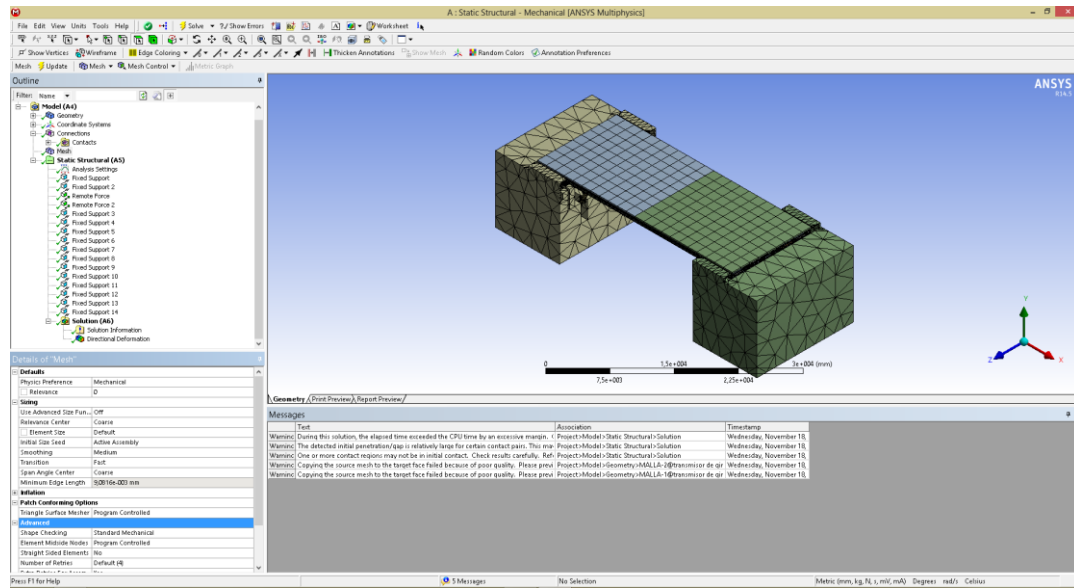
**Figura 31.** Contacto de vigas

### 3.7. Mallado

En esta etapa del proceso de modelado se debe escoger adecuadamente el tipo de mallado a realizarse, pudiendo ser este de tipo ortogonal o tetragonal dependiendo principalmente del tipo de elemento que va a ser mallado.

El tamaño del mallado es otra variable que se debe controlar, ya que de realizar un mallado muy grande la simulación no se realizaría de manera correcta o inclusive no se realizaría, en cambios si se selecciona un tamaño de malla muy pequeño, los resultados obtenidos serán mucho más confiables pero el tiempo en realizarse será muy largo, esto también depende de los recursos del ordenador en el que se trabaje.

En la figura 29 se observa que para las piezas la base, los cilindros se ha realizado un mallado tetragonal, mientras que para las vigas se ha realizado un mallado ortogonal.



**Figura 32.** Mallado de puente

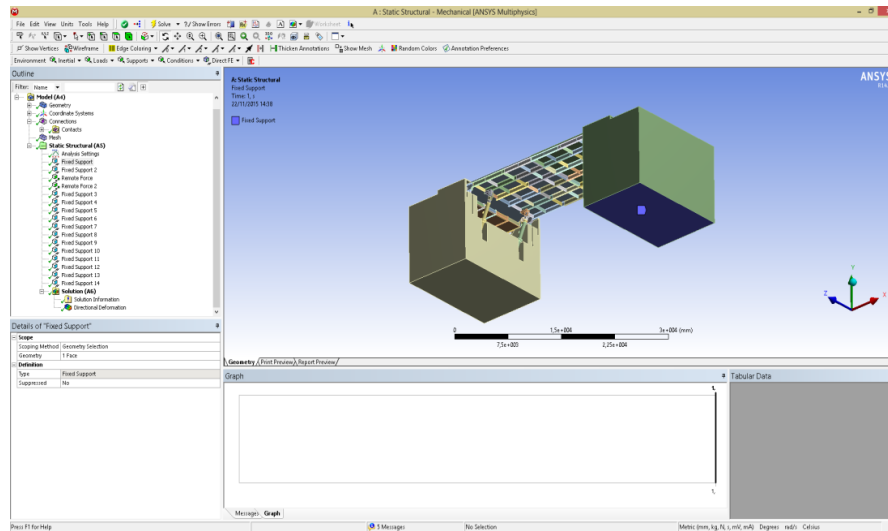
Una vez acabado esto, se procede a definir el análisis al que va a estar sometido el puente.

### 3.8. Análisis Estructural

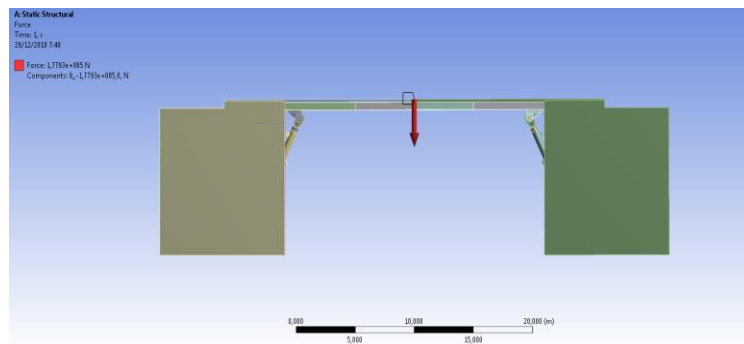
Ahora se agregarán condiciones como: el tiempo de análisis, el número de pasos en los que va llevar a cabo la simulación, las restricciones de movimiento, la fuerza aplicada y el tipo de resultado que se quiere obtener una vez concluida la simulación.

### 3.9. Condiciones

En las figuras colocadas a continuación se indica las condiciones de restricción de movimiento colocadas al puente, específicamente se observa la restricción de desplazamiento colocado en la base del puente. En la siguiente figura se ve claramente la colocación de la fuerza normal a la superficie del puente, simulando el peso de máximo al que va a estar cargado el puente.



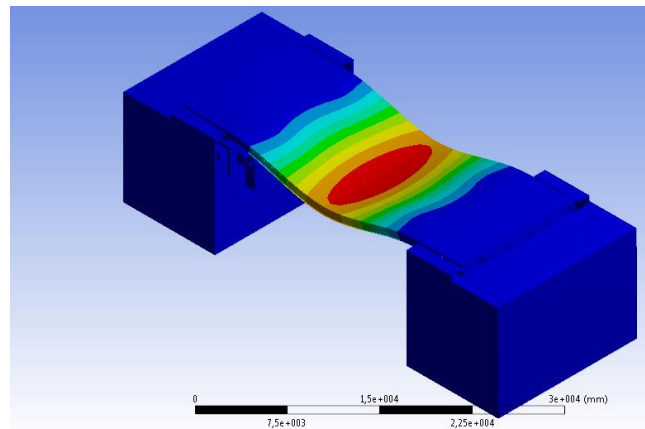
**Figura 33.** Restricción de movimiento



**Figura 34.** Configuración del análisis estructural

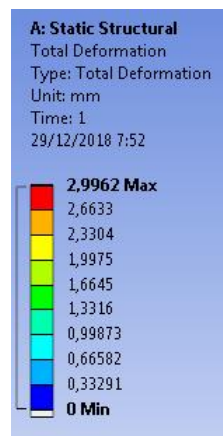
### 3.10. Resultados

Al finalizar la simulación se puede ver como se deforma el puente al estar bajo la acción de la carga máxima de 20TN, en la figura se observa que el máximo valor es en dirección de la carga aplicada y es de 2.99 mm. Mediante cálculos detallados en el próximo capítulo se determina que la deformación es 3.65mm. Cabe acotar que la deformación máxima bajo carga de servicio según la norma es  $Luz/800$ , por lo cual el valor máximo de deformación es 0.53 in (13.46 mm), por lo cual el análisis de simulación está dentro de los parámetros exigidos por norma.



**Figura 35.** Deformación del puente

En la figura 33, se aprecia de mejor manera la deformación que ha sufrido el prototipo.



**Figura 36.** Valores de deformación

De esta manera se ha determinado que las asunciones realizadas previamente estaban dentro de lo estipulado, sin embargo, en el capítulo siguiente se determinan los cálculos de todos los elementos con el fin de corroborar que la simulación se acerca a la realidad.

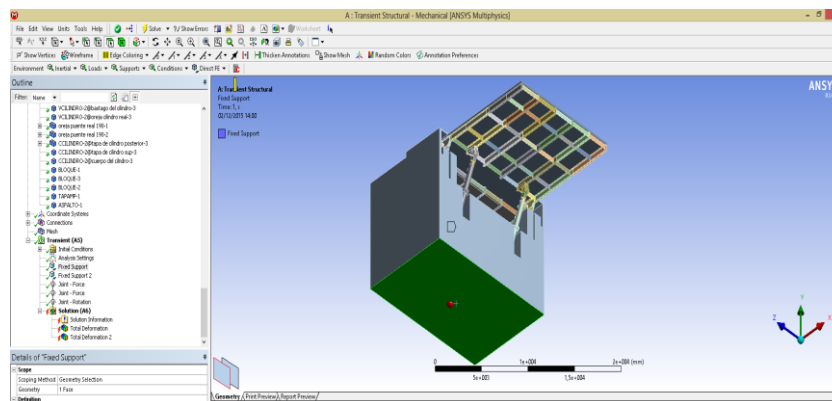
### 3.11. Análisis dinámico estructural

En un sentido amplio, un sistema dinámico es aquel cuyas variables experimentan variaciones en el tiempo y, si se conocen las influencias externas que actúan sobre el sistema, podrá predecirse el comportamiento de este.

Una acción tiene carácter dinámico cuando su variación con el tiempo es rápida y da origen a fuerzas de inercia comparables en magnitud con las fuerzas estáticas. Algunas fuentes importantes de vibraciones estructurales son para este proyecto, los vehículos que transiten sobre él.

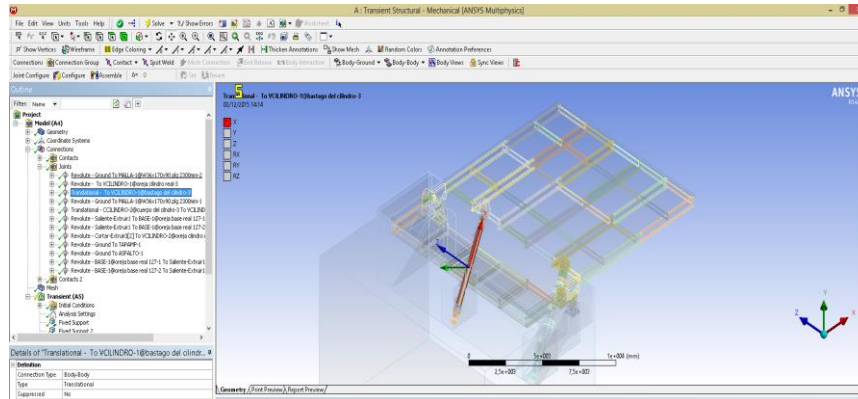
### 3.12. Condiciones

En la figura 34, colocada a continuación se indica las condiciones de restricción de movimiento colocadas al puente, específicamente se observa la restricción de desplazamiento colocado en la base del puente.



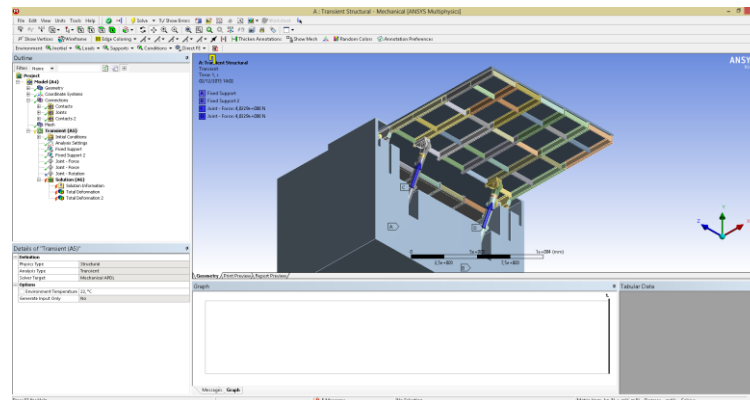
*Figura 37.* Restricción de movimiento

También se debe colocar las condiciones de movimiento de revolución en los pasadores de los elementos móviles, así como la condición de movimiento traslacional entre el cilindro y el vástago de este como se observa en la figura 35.



**Figura 38.** Definición de movimientos

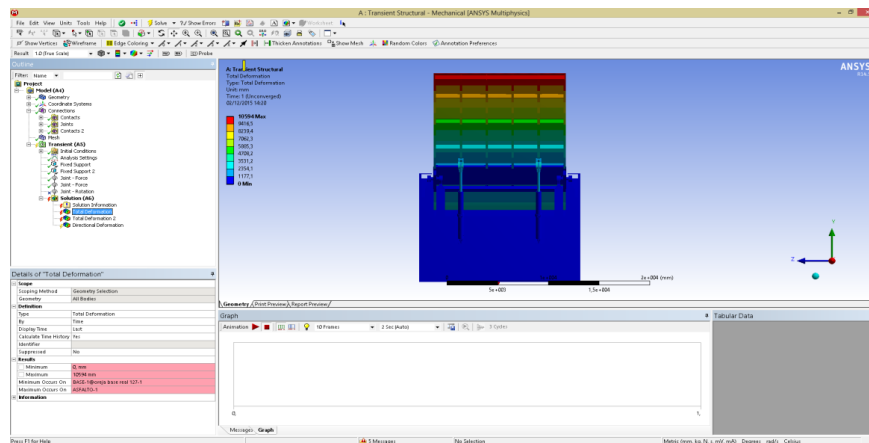
En la siguiente imagen se ve la aplicación de las fuerzas en los cilindros, este valor corresponde a 416093.97N para cada uno.



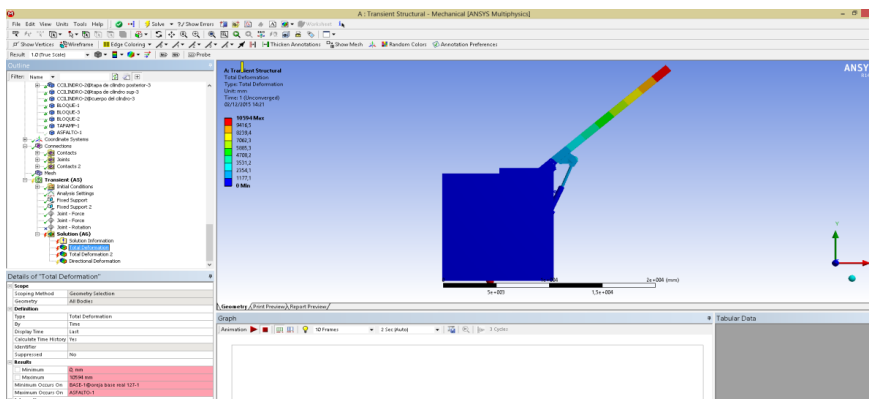
**Figura 39.** Definición de movimientos

### 3.13. Resultados

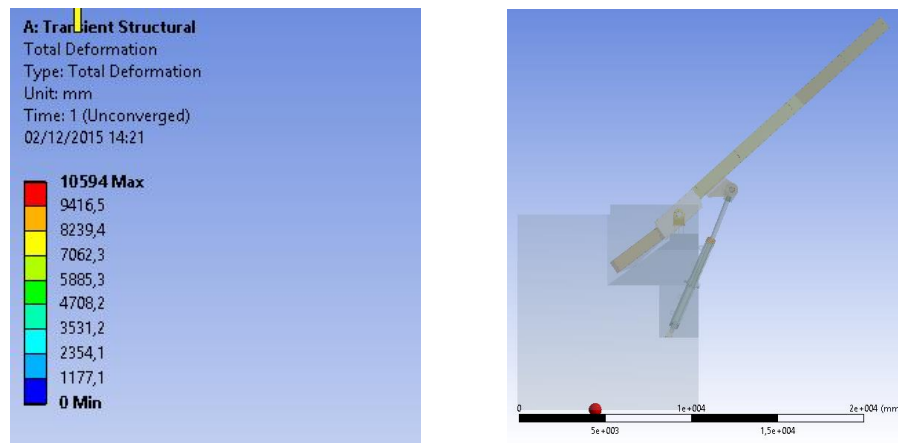
Al finalizar la simulación se observa que al aplicar la fuerza de 416093.97N en cada cilindro se ha logrado elevar la malla del puente, cambiando de posición el extremo del puente verticalmente en 10594 mm. Esto se demuestra en las siguientes imágenes.



**Figura 40.** Definición de movimiento 1



**Figura 41.** Definición de movimiento 2



*Figura 42.* Resultados

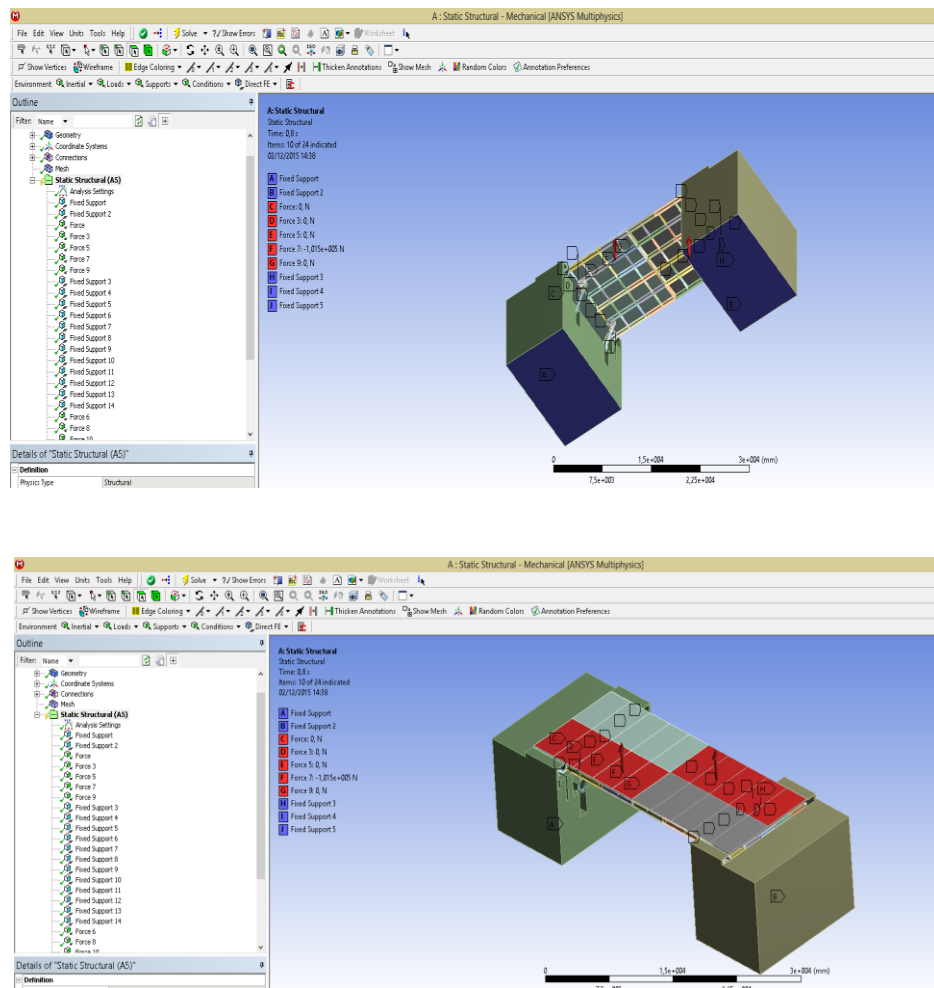
### 3.14. Análisis dinámico estructural II

En este análisis se intenta simular el desplazamiento de dos camiones HL-93 (20 Ton) a través del puente, y conocer su deformación a medida que los dos se acercan a un punto en común que en este caso sería el punto medio.

#### 3.14.1. Condiciones

En las figuras que prosiguen se indica las condiciones de restricción de movimiento colocadas en la base del puente, también se colocó la fuerza de 101499 N a cada lado del puente a fin de simular el comportamiento del puente si dos camiones de lo estuviesen cruzando en sentido opuesto cada uno.

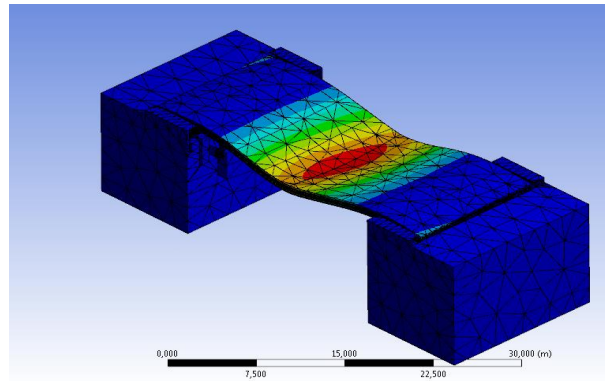




**Figura 43.** Configuración del análisis estructural

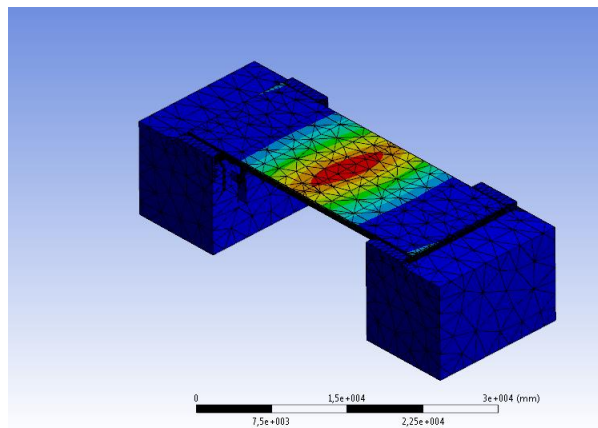
### 3.14.2. RESULTADOS

Al finalizar la simulación se observa que, al momento de aplicar la carga transitoria a lo largo del puente, la deformación máxima ocurre en la mitad del puente, este se deforma 5,40 mm máximo en dirección de la fuerza aplicada. La figura mostrada a continuación se observa una deformación exagerada debido a la escala automática del programa Ansys.



**Figura 44.** Resultado deformación exponencial

Al cambiar la escala a la escala verdadera se ve la deformación real.



**Figura 45.** Resultado deformación real

## CAPITULO 4

### DISEÑO DEL PUENTE BASCULANTE

#### 4.1. Diseño estructural

##### 4.1.1. Requerimientos y características puente

El Diseño consiste en un puente de viga de acero laminado compuesto con una longitud de 70 pies (35 pies por tramo basculante) para una carga viva HL-93 (33,2 Ton). El ancho de la calzada es de 44 pies de acera a acera. Se permite una superficie de rodadura de 3 pulgadas de espesor de recubrimiento. Se replicará la metodología usada en el libro Design of Highway Bridges del Autor R. Barker.

Se utilizará una fuerza de compresión del concreto de  $f'_c = 4$  ksi y un acero M270 grado 50W (A709 grado 50W), el acero no contará con recubrimiento anticorrosivo.

Por lo tanto, la fatiga al centro de la luz es de categoría B. La barrera es de 15 pulgadas de ancho y pesa 0,5 kp/pie.

Se utilizará la norma AASHTO (2012) LRFD Bridge Specifications, Sección 6.

##### 4.1.2. Análisis y selección de alternativas

En el diseño de un puente se presenta una variedad de parámetros que deben ser tomados en consideración tales como elementos, funciones que desempeñan y materiales, partir de los cuales se determina la opción que más se ajusta a las necesidades y viabilidad del proyecto. Los criterios de valoración que se consideran como determinantes son:

- Fiabilidad
- Peso de la estructura
- Disponibilidad de materiales
- Disponibilidad de equipos y maquinaria
- Proceso de fabricación
- Costos
- Montaje
- Mantenimiento
- Transporte
- Inspección
- Estética

Debido a lo anteriormente expuesto se hace imprescindible realizar una valoración a los parámetros detallados, todo con el fin de seleccionar el puente más adecuado a la aplicación propuesta en este proyecto de grado.

Se procede a realizar la matriz de selección de alternativas en la cual se evaluarán tres alternativas para la realización de puentes del tipo modular que son: tipo Warren, tipo Bailey y puente de vigas. Ahora es necesario definir la valoración para los parámetros detallados:

MATRIZ SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS					
ITEM	PARAMETROS	VALORACIÓN	TIPOS		
			WARREN	BAILEY	VIGA
1	Fiabilidad	10	10	10	10
2	Peso de la Estructura	10	7	8	10
3	Disponibilidad de materiales	10	8	8	8
4	Disponibilidad de equipos y maquinaria	10	7	7	7
5	Proceso de fabricación	10	5	5	8
6	Costos	10	7	7	9
7	Montaje	8	8	7	6
8	Mantenimiento	8	6	6	8
9	Transporte	8	8	8	9
10	Inspección	4	3	3	6
11	Estética	4	4	4	4
12	Versatilidad	2	2	2	2
13	Funcionabilidad	2	2	2	2
14	Transitabilidad	2	2	2	2
15	Serviciabilidad	2	2	2	2
<b>TOTAL</b>		100	81	81	93

**Figura 46.** Matriz de Selección de Alternativas

De acuerdo al análisis antes descrito y como resultado de la evaluación se concluye que se utilizará para el presente diseño es un puente de acero con vigas tipo I porque provee un sistema de alma suficiente que puede diseñarse económicamente y la mayoría de puentes en la actualidad presentan esta configuración.



**Figura 47.** Puente Basculante viga I

## 4.2. Cálculo estructural

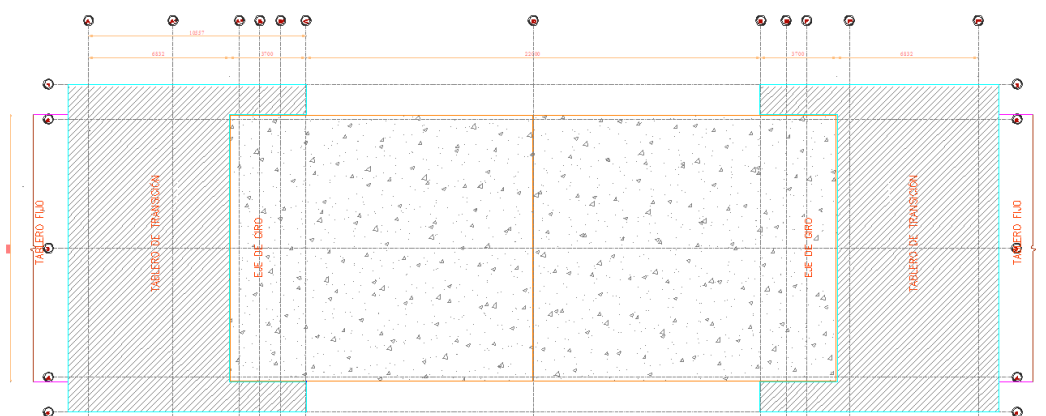
### 4.2.1. Desarrollo por sección de tramo basculante

La función del puente consistirá en llevar el tráfico de un lado a otro a través de un río. El puente considerado será un puente de acero con vigas tipo I.

$$Ancho_{puente} = 44 \text{ ft}$$

$$Luz_{puente} = 35 \text{ ft}$$

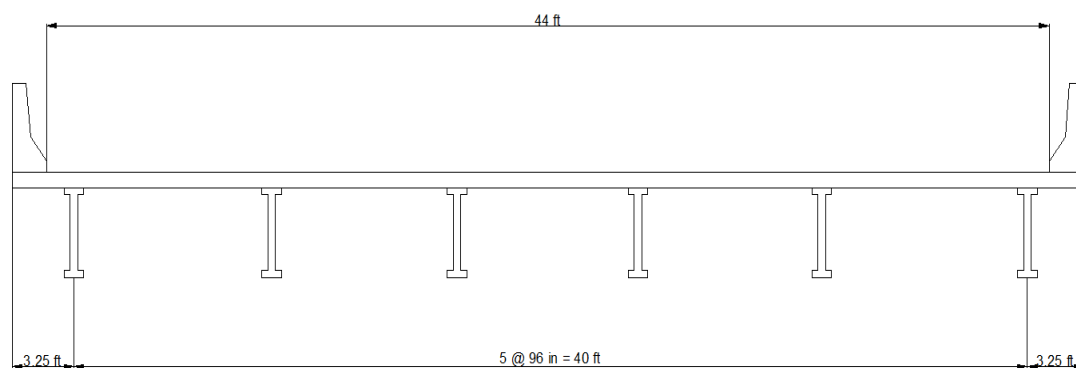
### 4.3. Desarrollo de la sección típica



*Figura 48.* Implantación del puente

#### 4.3.1. Tablero de concreto convencional

En el presente proyecto no se profundiza en lo referente al diseño del tablero, debido a que no es el objetivo del mismo, por tal razón se considera para los cálculos un tablero constituido por una losa de hormigón de 127 mm de altura. Adicionalmente se considera sobre la losa de hormigón una carpeta asfáltica de 76.2 mm de altura y un sistema de protección lateral formado por barreras de concreto.



**Figura 49.** Esquema del Puesto

#### 4.3.2. Factores de resistencia [a6.5.4.2]

**Tabla 5.**

*Factores de Resistencia*

Estado Límite de Resistencia	$\phi$
Fatiga	1.00
Cortante	1.00
Estados límites de no resistencia	1.00

#### 4.3.3. Selección de factores de resistencia [a6.5.4.2]

Para el diseño, por facilidad, los factores son seteados a la unidad, y  $n_i = n$

**Tabla 6.**  
*Matriz de Selección de Factores de Resistencia*

	RESISTENCIA	SERVICIO	FATIGA
Ductilidad, $n_D$ , [A1.3.3]	1.00	1.00	1.00
Redundancia, $n_R$ , [A1.3.4]	1.00	1.00	1.00
Importancia, $n_I$ , [A1.3.5]	1.00	N/A	N/A
$n = n_D n_R n_I$ , [A1.3.2.1]	1.00	1.00	1.00

#### 4.4. Selección de factores y combinaciones de carga

##### 1. Estado Límite Resistencia I

##### *Ecuación 9.*

$$U = n[1.25DC + 1.50DW + 1.75(LL + IM) + 1.0FR + \gamma_{TG}TG]$$

##### 2. Estado Límite Servicio I

##### *Ecuación 10.*

$$U = n[1.0(DC + DW) + 1.0(LL + IM) + 0.3(WS + WL) + 1.0FR]$$

##### 3. Estado Límite Servicio II

##### *Ecuación 11.*

$$U = n[1.0(DC + DW) + 1.3(LL + IM)]$$



## 4. Fatiga I y II, y Estado Límite de Fractura

**Ecuación 12.**

$$U_{fatigaI} = n[1.5(LL + IM)]$$

$$U_{fatigaII} = n[0.75(LL + IM)]$$

## 5. Resistencia I, Estado Construcción

**Ecuación 13.**

$$U = n[1.25DC + 1.75(\text{Cargas vivas de construcción} + 1.5IM)]$$

**4.5. Cálculo efectos de carga viva**

## 1. Carga viva [A3.6.1] y número de Carriles [A3.6.1.1.1]

**Ecuación 14. Carga viva [A3.6.1]**

$$N_L = \text{INT}(\lceil \text{Ancho} \rceil_{\text{puente}} / 12)$$

**Ecuación 15. Número de Carriles [A3.6.1.1.1]**

$$\text{INT}(44/12) = 3.66$$

## 2. Presencia Múltiple [A3.6.1.1.2], Tabla [A3.6.1.1.2-1]

Number of Loaded Lanes	Multiple Presence Factors, $m$
1	1.20
2	1.00
3	0.85
>3	0.65

**Figura 50.** Factor de Presencia Múltiple

## 3. Incremento por carga dinámica [A3.6.2]

Component	IM
Deck Joints—All Limit States	75%
All Other Components:	
• Fatigue and Fracture Limit State	15%
• All Other Limit States	33%

**Figura 51.** Incremento por carga dinámica Tabla [A3.6.2.1-1]

## 4. Factor de distribución para momentos [A4.6.2.2.2]

Se asume un diseño preliminar,  $\frac{K_g}{12*L*t_s^3} = 1.00$

- Vigas interiores [A4.6.2.2.2b] [Tabla A4.6.2.2.2b-1]

Un solo carril cargado:

**Ecuación 16.**

$$m_{g_{MIuncarril}} = 0.06 + \left(\frac{S}{14}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{12L(t_s^3)}\right)^{0.1}$$

$$m_{g_{Muncarril}} = 0.06 + \left(\frac{8}{14}\right)^{0.4} \left(\frac{8}{35}\right)^{0.3} (1)^{0.1} = 0.576$$

Dos o más carriles cargados:

**Ecuación 17.**

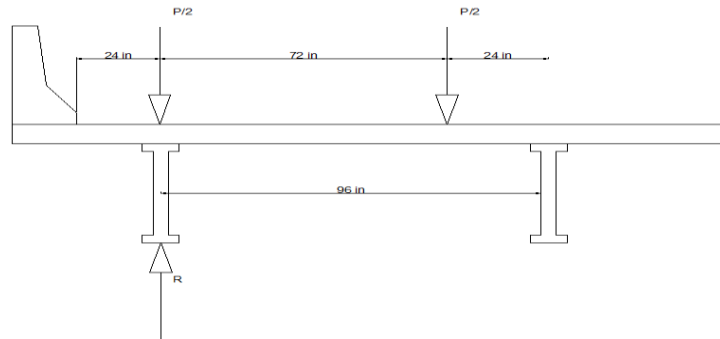
$$m_{g_{MIascarriles}} = 0.075 + \left(\frac{S}{9.5}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{12L(t_s^3)}\right)^{0.1}$$

$$m_{g_{MIascarriles}} = 0.075 + \left(\frac{8}{9.5}\right)^{0.6} \left(\frac{8}{35}\right)^{0.2} (1.0)^{0.1} = 0.749$$

Por los resultados obtenidos dos o más carriles cargados gobiernan el diseño.

Vigas exteriores [A4.6.2.2.2d] [Tabla A4.6.2.2.2d-1]

Un solo carril cargado, se usará la regla de la palanca:



**Figura 52.** Fuerzas para Regla de la Palanca

**Ecuación 18.**

$$R = P/2((24+96)/96) = 0.625 P$$

$$(g_{ME})^{SE} = 0.626$$

$$m_{gMEuncarril} = 1.25(0.625) = 0.76$$

Dos o más carriles cargados:

**Ecuación 19.**

$$d_e = 3.25 - 1.25 = 2 \text{ ft}$$

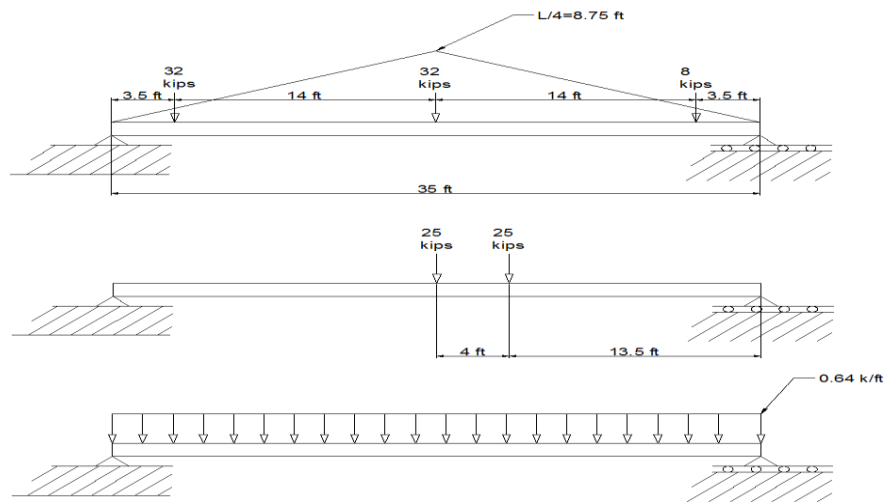
$$e = 0.77 + d_e/(9.1) = 0.77 + 2/(9.1) = 0.999$$

$$m_{gMEascarriles} = e(m_{gMIascarriles})$$

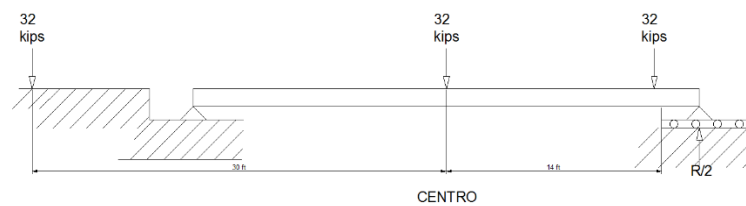
$$m_{gMEascarriles} = 0.99(0.75) = 0.744$$

Puente sesgado [A4.6.2.2.2e]

Este puente es totalmente horizontal por lo que no se requiere ajuste por sesgo. Momentos por carga viva (figura 47).



**Figura 53.** Camión, Tándem y Carga Carril para Momento máximo



**Figura 54.** Colocación camión de fatiga para Momento máximo

**Ecuación 20.**

$$M_{LL+IM} = mg \left[ (M_{\text{camión}} \text{ o } M_{\text{Tandem}}) \left( 1 + \frac{IM}{100} \right) + M_{\text{carril}} \right]$$

$$M_{\text{camión}} = 32(8.75) + (32 + 8)(1.75) = 351 \text{ k.ft}$$

$$M_{\text{tandem}} = 25(8.75 + 6.75) = 387,8 \text{ k.ft}$$

$$M_{\text{fatiga}} = 32(8.75) + (8)(1.75) = 295 \text{ k.ft}$$

Para el caso de diseño, el momento máximo se produce debido al tándem y cuyo valor es de 387.5 k.ft, este valor es alto debido a que se añaden otras cargas que son máximos en la línea central y estos pueden ser anexados al momento del tándem:

**Ecuación 21.**

$$M_{carril} = \frac{0.64*(35^2)}{8} = 99 \text{ k. ft}$$

Vigas interiores

$$M_{LL+IM} = 0.743[(387.5)(1.33) + 98] = 455,8 \text{ k. ft}$$

$$M_{Fatiga+IM} = \left(\frac{0.573}{1.2}\right) [(294)(1.15)] = 161,9 \text{ k. ft}$$

Vigas exteriores

**Ecuación 22.**

$$m_{LL+IM} = 0.75[(387.5)(1.33) + 98] = 460,05 \text{ k. ft}$$

$$M_{Fatiga+IM} = \left(\frac{0.75}{1.2}\right) [(294)(1.15)] = 211,4 \text{ k. ft}$$

$$M_{(Fatiga+IM)} = \left(\frac{0.75}{1.2}\right) [(294)(1.15)] = 211,4 \text{ k.ft}$$

5. Factor de distribución para cortantes [A4.6.2.2.3]

Se usará una sección transversal típica (Tabla 4.6.2.2.3 a-1)

Vigas interiores [A4.6.2.2.3a]

Concrete Deck, Filled Grid, Partially Filled Grid, or Unfilled Grid Deck Composite with Reinforced Concrete Slab on Steel or Concrete Beams; Concrete T-Beams, T-and Double T-Sections	a, e, k and also i, j if sufficiently connected to act as a unit	$0.36 + \frac{S}{25.0}$	$0.2 + \frac{S}{12} - \left(\frac{S}{35}\right)^{2.0}$	$3.5 \leq S \leq 16.0$ $20 \leq L \leq 240$ $4.5 \leq t_r \leq 12.0$ $N_b \geq 4$
		Lever Rule	Lever Rule	$N_b = 3$

**Figura 55.** Distribución de Carga Viva para cortantes vigas interiores

Un solo carril cargado:

**Ecuación 23.**

$$mg_{Vuncarril} = 0.36 + \left(\frac{S}{25}\right)$$

$$mg_{V1uncarril} = 0.36 + \left(\frac{8}{25}\right) = 0.69.$$

Dos carriles cargados:

**Ecuación 24.**

$$mg_{VImascarriles} = 0.2 + \left(\frac{S}{12}\right) - \left(\frac{S}{L}\right)^{2.0}$$

$$mg_{VImascarriles} = 0.2 + \left(\frac{8}{12}\right) - \left(\frac{8}{35}\right)^{2.0} = 0.819$$

Vigas exteriores [A4.6.2.2.2b]. Un solo carril cargado, Regla de Palanca:

**Ecuación 25.**

$$mg_{VEuncarril} = 0.75$$

Dos carriles cargados:

**Ecuación 26.**

.  $d_e = 2 \text{ ft}$

$$e = 0.6 + \frac{d_e}{10} = 0.6 + \frac{2}{10} = 0.81$$

$$mg_{VEmascarriles} = e(mg_{V1uncarril}) = 0.80 * 0.81 = 0.66$$

Distribución de cortantes cargas vivas:

**Ecuación 27. Distribución de cortantes cargas vivas**

$$V_{LL+IM} = mg \left[ (V_{camión} \text{ o } V_{tandem}) \left( 1 + \frac{IM}{100} \right) + V_{carril} \right]$$

**Ecuación 28.**

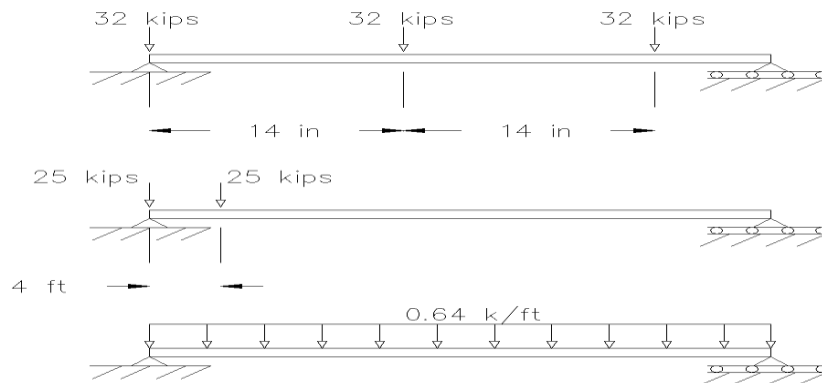
$$V_{camión} = 32(1 + 0.60) + 8(0.20) = 52.9 \text{ kips}$$

$$\cdot V_{tandem} = 25(1 + 0.886) = 47.3 \text{ kips}$$

$$V_{carril} = \frac{0.64(35)}{2} = 11.3 \text{ kips}$$

**Ecuación 29.**

$$V_{fatiga} = 32(1) + 8(0.60) = 36.8 \text{ kips}$$



**Figura 56.** Colocación camión de fatiga para Momento máximo

## Cortantes Vigas Interiores

**Ecuación 30.**

$$V_{LL+IM} = 0.81[52.8(1.33) + 11.2] = 66.0 \text{ kips}$$

$$V_{Fatiga+IM} = \left(\frac{0.68}{1.2}\right)[36.8(1.15)] = 24.0 \text{ kips}$$

## Cortantes Vigas Exteriores

**Ecuación 31.**

$$V_{LL+IM} = 0.75[52.8(1.33) + 11.2] = 61.2 \text{ kips}$$

$$V_{Fatiga+IM} = \left(\frac{0.75}{1.2}\right)[36.8(1.15)] = 26.6 \text{ kip}$$

## 6. Rigidez [A6.10.1.5]

Las cargas se aplican al acero desnudo es decir a la sección no compuesta.

## 7. Efecto de Viento [A4.6.2.7]

La presión del viento sobre la superestructura será de 50 lb/pie<sup>2</sup> o igual a 0.050 ksf. Esta carga se aplica para vigas, cubierta, barreras y diafragmas.

## 8. Reacciones de subestructura [A3.6]

Las siguientes reacciones se deben al carril de diseño sin considerar ningún factor de distribución:

**Ecuación 32.**

$$R_{100} = V_{100} = 1.33V_{camión} + V_{carril}$$



$$R_{100} = V_{100} = 1.33V_{camión} + V_{carril}$$

#### 4.6. Cálculo efectos de carga producidas por otras cargas

- D1= Carga muerta de elementos estructurales y sus acoples, actuando sobre la sección no compuesta.
- D2= Superficie de rodadura (DW)
- D3= Barreras con sección transversal de  $300 \text{ in}^2 = 2.08 \text{ ft}^2$ , y un peso de  $0.32 \text{ k/ft}$

Además, se debe considerar una zapata (haunch) de concreto en cada viga para dar la forma a la unión y no que quede apuntalada durante la construcción. Se asume que tenga una profundidad de 1 pulgada por cálculos de resistencia y debido a la variabilidad de embeber el patín.

Suponer un peso a lo largo de la viga de  $0.10 \text{ k/ft}$ . Para realizar la distribución uniforme de carga  $w$  en la hoja simple se tiene lo siguiente:

#### ***Ecuación 33 .***

$$M_{105} = (1/8) (35)^2 w = 153.1w$$

$$. V_{100} = 17.5w$$

Vigas interiores

D1	Tablero	$(0.15) \left(\frac{8}{12}\right) (8) = 0.81 \text{ k/ft}$
----	---------	--

	Viga	$= 0.11 \text{ k/ft}$
--	------	-----------------------

	Zapata	$\frac{(2)(12)(0.150)}{144} = 0.026 \text{ k/ft}$
--	--------	---

$$w_{ID1} = 0.94 \text{ k/ft}$$

$$\begin{aligned} \text{D2} \quad \text{Pavimento 3"} \quad w_{ID2} &= \left(\frac{3}{12}\right) (0.14)(8) \\ &= 0.28 \frac{\text{k}}{\text{ft}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{D3} \quad \text{Barreras} \quad w_{ID3} &= \left(\frac{2(0.32 \text{ k/ft})}{6}\right) \\ &= 0.12 \frac{\text{k}}{\text{ft}} \end{aligned}$$

**Tabla 7.**

*Momentos y cortantes sin factorar vigas interiores*

<i>Tipo Carga</i>	$w \left(\frac{\text{k}}{\text{ft}}\right)$	<i>Momento (k ft)</i> $M_{105}$	<i>Cortante (kips)</i> $V_{100}$
<b>D1 (DC)</b>	0.94	142.5	16.3
<b>D2 (DW)</b>	0.28	43	4.9
<b>D3 (DC)</b>	0.12	16.9	1.9
<b>LL + IM</b> <i>(distribuida)</i>	N/A	458.8	66.1
<b>Fatiga + IM</b> <i>(distribuida)</i>	N/A	161.4	24

La tabla 7 resume los momentos y cortantes sin factor en secciones críticas de las vigas interiores.

Los valores LL+IM fueron determinados anteriormente.

#### 1. Vigas exteriores

$$\text{D1} \quad \text{Tablero} \quad (0.15)(8/12)(3.25+8/2)=0.73 \text{ k/ft}$$

$$\text{Viga} \quad =0.10 \text{ k/ft}$$

$$\text{Zapata} \quad =0.025 \text{ k/ft}$$

$$w_{ED1}=0.93 \text{ k/ft}$$

$$\begin{aligned} D2 \quad \text{Pavimento 3''} \quad w_{ED2} &= (3/12)(0.14)*(3.25+8/2) \\ &= 0.25 \text{ k/ft} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} D3 \quad \text{Barreras} \quad w_{ED3} &= ((2(0.32 \text{ k/ft}))/6) \\ &= 0.11 \text{ k/ft} \end{aligned}$$

**Tabla 8.**

*Momentos y cortantes sin factorar vigas exteriores*

<i>Tipo Carga</i>	$w \left( \frac{k}{ft} \right)$	<i>Momento (k ft)</i>	<i>Cortante (kips)</i>
		$M_{105}$	$V_{100}$
<b>D1 (DC)</b>	0.86	131.7	15.1
<b>D2 (DW)</b>	0.25	38.3	4.4
<b>D3 (DC)</b>	0.11	16.8	1.9
<b>LL + IM</b> <i>(distribuida)</i>	N/A	467.4	61.0
<b>Fatiga + IM</b> <i>(distribuida)</i>	N/A	211.3	26.5

Efectos carga factorizada

a. Viga interior- Momento y cortante factorado

Resistencia I

**Ecuación 34.**

$$U = \eta [1.25D1 + 1.50D2 + 1.25D3 + 1.75(LL+IM)]$$

$$V_{Resistencial} = 1.0[1.25(16.3) + 1.50(4.9) + 1.25(1.9) + 1.75(66.1)]$$

$$V_{Resistencial} = 145.08 \text{ kips}$$

$$M_{Resistencial} = 1.0[1.25(142.4) + 1.50(4.9) + 1.25(16.8) + 1.75(458.8)]$$

$$M_{Resistencial} = 1066.3 \text{ k.ft}$$

Fatiga I

**Ecuación 35.**

$$U = \eta[1.5(LL + IM)]$$

$$V_{FatigaI} = 1.0[1.5(24)] = 36 \text{ kips}$$

$$M_{FatigaI} = 1.0[1.5(161.4)] = 242.1 \text{ k.ft}$$

Fatiga II

**Ecuación 36.**

$$U = \eta[0.75(LL + IM)]$$

$$V_{FatigaII} = 1.0[0.75(24)] = 18 \text{ kips}$$

$$M_{FatigaII} = 1.0[0.75(161.4)] = 121.1 \text{ k.ft}$$

Servicio II

$$U = \eta[1.0D1 + 1.0D2 + 1.0D3 + 1.30(LL + IM)]$$

**Ecuación 37.**

$$V_{servicioII} = 1.0[1.0(16.3) + 1.0(4.9) + 1.0(1.9) + 1.3(66.0)] = 108.9 \text{ kip}$$

$$M_{servicioII} = 1.0[1(142.4) + 1(42.6) + 1(16.8) + 1.3(458.8)] = 798.2 \text{ k.ft}$$

Construcción

**Ecuación 38.**

$$U = \eta[1.25(D1)]$$

$$V_{Construcción} = 1.0[1.25(16.3)] = 20.4 \text{ kips}$$

$$M_{Construcción} = 1.0[1.25(142.4)] = 178.0 \text{ k ft}$$

Viga exterior - Momento y cortante factorado

Resistencia I

**Ecuación 39.**

$$U = \eta[1.25D1 + 1.50D2 + 1.25D3 + 1.75(LL + IM)]$$

$$V_{Resistencial} = 1.0[1.25(15.1) + 1.50(4.4) + 1.25(1.9) + 1.75(61)]$$

$$V_{Resistencial} = 134.6 \text{ kips}$$

$$M_{Resistencial} = 1.0[1.25(131.7) + 1.50(38.3) + 1.25(16.8) + 1.75(467.4)]$$

$$M_{Resistencial} = 1061.0 \text{ k. ft}$$

Fatiga I

$$U = \eta[1.5(LL + IM)]$$

$$V_{Fatigal} = 1.0[1.5(26.5)] = 39.8 \text{ kips}$$

$$M_{Fatigal} = 1.0[1.5(211.3)] = 317.0 \text{ k ft}$$

Fatiga II

$$U = \eta[0.75(LL + IM)]$$

$$V_{FatigalI} = 1.0[0.75(26.5)] = 19.9 \text{ kip}$$

$$M_{Fatigal} = 1.0[0.75(211.3)] = 158.5 \text{ k ft}$$

#### Servicio II

$$U = \eta[1.0D1 + 1.0D2 + 1.0D3 + 1.30(LL + IM)]$$

$$V_{servicioII} = 1.0[1.0(15.1) + 1.0(4.4) + 1.0(1.9) + 1.3(61.0)] = 100.7 \text{ kips}$$

$$M_{servicioII} = 1.0[1(131.7) + 1(38.3) + 1(16.8) + 1.3(467.4)] = 794.4 \text{ k ft}$$

#### Construcción

$$U = \eta[1.25(D1)]$$

$$V_{Construcción} = 1.0[1.25(15.1)] = 18.9 \text{ kips}$$

$$M_{Construcción} = 1.0[1.25(131.7)] = 164.6 \text{ k ft}$$

### 4.7. Sección de diseño requerida

#### 1. Diseño a flexión

a. Sección compuesta: Las propiedades de la sección transversal compuesta son calculadas incluyendo una varilla de acero, cubierta compuesta para largo plazo, y cubierta para carga a corto plazo.

#### b. Esfuerzo en patines momentos flectores

Debido a que este puente no es sesgado, los efectos por flexión lateral se consideran ser mínimos y el esfuerzo lateral fl es considerada como cero:

$$f_l=0.0$$

c. Propiedades Fundamentales de Sección

1. Se considera la secuencia de la carga y colocación del concreto.

Caso 1, peso de la viga y losa (D1), apoyado por viga de acero solo.

Caso 2, Carga muerta sobrepuesta (FWS, bordillos y barandas), apoyado por sección compuesta a largo plazo.

Caso 3, Carga viva más impacto (LL+IM), soportada por sección compuesta a corto plazo.

Determinación de ancho efectivo de patín [A4.6.2.6]

Para vigas interiores el ancho efectivo del patín es el ancho cooperante:

$$b_i = 8 \text{ ft} = 96 \text{ in}$$

Para vigas exteriores el ancho efectivo del patín es el ancho cooperante

$$b_e = b_i + 39 = 96/2 + 39 = 88 \text{ in.}$$

Radio Modular [A6.10.5.1.1b]

Para

$$f_c' = 4 \text{ ksi} \quad n = 8$$

4. Propiedades de sección de prueba:

Para el diseño como ya se calculó anteriormente se determinó que para las vigas interiores los valores críticos son el momento y Cortante de Resistencia I, y el momento de fatiga y cortante son críticos en las vigas exteriores. Para la realización del chequeo de la sección se usará los siguientes valores:

$$M_u = 1066.3 \text{ k ft}$$

$$V_u = 145.8 \text{ kips}$$

Para fatiga I incluyendo cargas muertas:

$$M_{fatiga} = 345.3 \text{ k ft}$$

$$V_{fatiga} = 41.3 \text{ kips}$$

Para fatiga I incluyendo solo cargas vivas:

$$M_{fatigaV} = 317.0 \text{ k ft}$$

$$V_{fatigaV} = 39.8 \text{ kips}$$

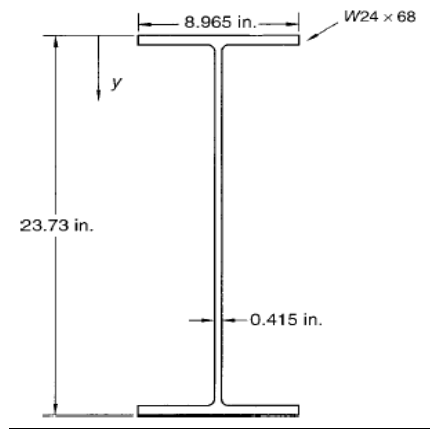
La sección de prueba está basada en el gráfico 4.7 donde se detalla el ancho efectivo del tablero que es de 96 in.

a. Sección de acero en el punto medio:

Se utilizará una viga W24x68 (como análisis inicial, la cual tendrá las siguientes características.



$$\begin{aligned}
 I_x &= 1830 \text{ in}^4 \\
 I_y &= 70.4 \text{ in}^4 \\
 A &= 20.1 \text{ in}^2 \\
 Z_x &= 177 \text{ in}^3 \\
 S_x &= 154 \text{ in}^3 \\
 b_f &= 8.965 \text{ in} \\
 t_f &= 0.585 \text{ in} \\
 t_w &= 0.415 \text{ in} \\
 d &= 23.73 \text{ in}
 \end{aligned}$$



**Figura 57.** I W24x68

B. Sección compuesta, n=8:

La figura 4.11 muestra la sección compuesta con una zapata de 1 in, un espesor neto de tablero de 7.5 in (sin 0.5 in que corresponde a la superficie de sacrificio) y un ancho efectivo de 96 in.

**Ecuación 40.**

$$\bar{y} = \frac{\sum Ay}{\sum A} = \frac{2802}{110.1} = 25.5 \text{ in}$$

$$y_t = 23.73 + 1 + 7.5 - 25.4 = 6.83 \text{ in}$$

$$I_x = 4533 + 2252 = 6785 \text{ in}^4$$

$$S_t = 6785 / 6.78 = 1001 \text{ in}^3$$

$$S_b = 6785 / 25.5 = 266 \text{ in}^3$$

**Tabla 9.**

*Propiedades Sección Compuesta corto plazo, n= 8, bi=94 in*

<i>Componente</i>	<i>A</i>	<i>y</i>	<i>Ay</i>	$ y - \bar{y} $	$A(y - \bar{y})^2$	<i>I<sub>0</sub></i>
<i>Concreto</i> $\left(\frac{b_i x t_s}{n}\right)^a$	7.5 96 * 8 = 90	1 + $\frac{7.5}{2}$ + 23.73 = 28.48	2563	2.98	799	422
<i>Acero</i>	20.1	11.87	239	13.6	3743	1830
$\Sigma$	110.1		2802		4533	2252

El parámetro bi es usado debido a que las vigas interiores controlan el diseño. Como acotación, los cálculos no son muy sensibles a esta anchura.

C. Sección compuesta, 3n=24: Los cálculos de propiedades de sección compuesta, que reducen el efecto creep en el tablero de concreto se resumen en la tabla 4.18.

$$\bar{y} = \frac{\Sigma Ay}{\Sigma A} = \frac{1093}{50.1} = 21.8 \text{ in}$$

$$y_t = 10.4 \text{ in}$$

$$I_x = 3321 + 1971 = 5292 \text{ in}^4$$

$$S_t = \frac{5292}{10.4} = 509 \text{ in}^3$$

$$S_b = \frac{5292}{21.8} = 243 \text{ in}^3$$

**Tabla 10.**

*Propiedades Sección Compuesta largo plazo 3n=24, bi=94 in*

<i>Componente</i>	<i>A</i>	<i>y</i>	<i>Ay</i>	$ y - \bar{y} $	$A(y - \bar{y})^2$	<i>I<sub>0</sub></i>
<i>Concreto</i> $\left(\frac{b_i x t_s}{n}\right)^a$	7.5 * $\frac{96}{24}$ = 30	1 + $\frac{7.5}{2}$ + 23.73 = 28.48	854.4	6.68	1339	141
<i>Acero</i>	20.1	11.87	239	9.93	1982	1830

$\Sigma$	50.1	1093	3293	1971
----------	------	------	------	------

5. Propiedades de sección de prueba:

$$\frac{D}{t_w} \leq 150$$

$$\frac{23.73 - 2(0.585)}{0.415} = \frac{22.56}{0.415} = 54 \leq 150 \quad \text{OK}$$

Esto es conservativo para una sección de patín ancho como se esperaba. Para determinar la estabilidad del patín:

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 12$$

$$\frac{8.965}{2(0.415)} = 10.8 \leq 12 \quad \text{OK}$$

:

$$b_f \geq \frac{D}{6}$$

$$\frac{8.965}{2(0.415)} = 10.8 \leq 12 \quad \text{OK}$$

$$t_f \geq 1.1t_w$$

$$0.585 \geq 1.1(0.415) = 0.46 \quad \text{OK}$$

Y para la manipulación:

$$0.1 \leq \frac{I_{\text{patincompresión}}}{I_{\text{patintensión}}} \leq 1$$

$$0.1 \leq 1.0 \leq 1 \quad \text{OK}$$

Todas las proporciones en general fueron correctas tal como se esperaba.

## D. Constructibilidad.

## 1. General [A2.10.5.1.1b] [A6.10.3.1]

- La resistencia de las vigas durante la construcción debe ser chequeadas. Tenga en cuenta que las longitudes no soportadas son importantes para el pandeo lateral torsional bajo una carga de concreto húmedo. Comportamiento a flexión o pandeo post-concreto no es permitido durante la construcción.
- Pandeo Local [A6.10.3.2] El sección de prueba de ala ancha no tendrá problemas por pandeo local.
- Flexión [A6.10.3.2] [A6.10.8.2] Los Soporte laterales para patin de compresión no está disponible cuando el hormigón fresco está siendo colocado y deben ser evaluados para verificar que los soportes son los adecuados.

Patín de compresión (arriostamiento) [A6.10.8]

***Ecuación 41.***

$$f_{bu} + \frac{1}{3}f_l \leq \phi_f * F_{nc}$$

Dónde:  $F_{nc} = R_b R_h F_{yc}$

Para vigas laminadas [A6.10.8.2.2], la resistencia al pandeo local se encuentra cubierto.

La resistencia al pandeo lateral torsional [A6.10.8.2.3] depende de la longitud no soportada. Los dos puntos de anclaje asociados al pandeo inelástico  $L_p$ , y al pandeo elástico  $L_r$ , son:

***Ecuación 42.***

$$L_p \leq 1.0 r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$

$$\cdot L_r \leq \pi r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$

$r_t$  = Radio mínimo de giro del patín de compresión de la sección de acero (sin un tercio del alma en compresión) tomada sobre el eje vertical.

**Ecuación 43.**

$$r_t = \frac{b_{fc}}{12\left(1 + \frac{1}{3} \frac{d_c \cdot t_w}{b_{fc} \cdot t_{fc}}\right)}$$

$$r_t = \frac{8.965}{12\left(1 + \frac{1}{3} \cdot \frac{22.56/2}{8.965} \cdot \frac{0.415}{0.585}\right)} = 2.58 \text{ in}$$

Por lo tanto:

$$L_p \leq 1.0(2.58) \sqrt{\frac{29000}{50}} = 62 \text{ in}$$

Y:

$$L_r \leq \pi(2.58) \sqrt{\frac{29000}{50}} = 195 \text{ in}$$

Se proporcionan apoyos para los patines de compresión en un cuarto de puntos de tal manera que:

$$L_b = (35 \cdot 12) / 4 = 105 \text{ in}$$

Estos apoyos no deben ser permanentes debido a que la cubierta compuesta provee un patín de compresión una vez que se ha curado.

Resistencia nominal a flexión:

$$F_{nc} = (\text{LTB factor}) R_b R_h F_{yc}$$

$$R_h = 1.0 \text{ para secciones homogéneas [A6.10.1.10.1]}$$

Por lo tanto, para  $R_b=1.0$

**Ecuación 44.**

$$F_{nc} = C_b \left[ 1 - \left( 1 - \frac{F_{yr}}{R_h F_{yc}} \right) * \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] R_b R_h F_{yc}$$

$$F_{nc} = 1.0 \left[ 1 - \left( 1 - \frac{0.7F_y}{1.0F_{yc}} \right) * \left( \frac{105 - 62}{195 - 62} \right) \right] 1.0 * 1.0 * F_{yc}$$

$$F_{nc} = 0.90F_{yc} = 45.5 \text{ ksi} \leq 50 \text{ ksi} \quad \text{OK}$$

Comparación de la Resistencia por efecto de carga bajo construcción:

$$M_{105} = 1.0 * 1.25 * 142.5 = 178 \text{ k.ft}$$

$$f_{bu} = \frac{178 * 12}{154} = 13.9 \text{ ksi} \leq 45.1 \text{ ksi OK}$$

2. Cortante [A6.10.10.3]: Este artículo no aplica a secciones con rigidizadores debido a que la fuerza de corte se limita al esfuerzo a la fluencia o a la fuerza cortante de pandeo en el estado límite de resistencia. Por [A6.10.3.3], la resistencia al cortante es:

$$V_u \leq \phi_v V_{cr} = \phi_v C V_p$$

Dónde:

$V_u$ =Fuerza cortante máxima debido a cargas permanentes sin factor y carga de fatiga

$V_{cr}$ =Resistencia critica al pandeo

$C$ = Coeficiente de pandeo al cortante, igual a 1

$V_p$ = Resistencia plástica al cortante

$$\phi_v V_{cr} = 1.0 * 0.58 * 50 * 23.73 * 0.415 = 286 \text{ kips}$$

$$V_u = 1.25 * 20.4 = 25.5 \text{ kips} \leq 286 \text{ kips OK}$$

3. Colocación de la Cubierta [A6.10.3.4] El tablero es una sección compuesta y debido a que la luz es corta, la colocación es al mismo tiempo y el patrón de carga muerta no es necesario que sea considerado.

E. Estado Limite de Servicio [A6.5.2] [A6.10.4]

1. Deformación Elástica [A6.10.4.1]

A. Deflexión a carga viva opcional [A2.5.2.6.2]

***Ecuación 45. Deflexión a carga viva opcional [A2.5.2.6.2]***

***Deflexión admisible bajo carga de servicio  $\leq \frac{1}{800} \text{ luz}$***

$$\text{Deflexión admisible bajo carga de servicio} \leq \frac{35 * 12}{800} = 0.53 \text{ in}$$

De [A3.6.1.3.2] la deflexión se toma como el mayor de que:

- Como resultado del camión de diseño solamente,
- Como resultado del 25% del camión de diseño tomado junto a la carga del carril de diseño

El factor de distribución por deflexión debe ser tomado como el número de carriles dividido por el número de vigas [C2.5.2.6.2] porque todos los carriles de diseño deben ser cargados, y todos los elementos de soporte deben asumirse que flejan igualmente:

**Ecuación 46.**

$$m_{gdeflexión} = m \left( \frac{N_{carriles}}{N_{vigas}} \right) = 0.85 \left( \frac{3}{6} \right) = 0.56$$

Deflexión resultante debido al camión de diseño solamente:

$$P_1=P_2=0.56*32(1+IM/100)$$

$$P_1=P_2=0.56*32(1+0.33)= 23.83 \text{ kips}$$

$$P_3=0.56*8(1+0.33)= 5.95 \text{ kips}$$

La deflexión en cualquier punto,  $\Delta_{(x)}$  debido al punto de carga P puede ser tomado de la norma AISC Manual (2005) para  $x \leq a$ :

**Ecuación 47.**

$$m_{gdeflexión} = m \left( \frac{N_{carriles}}{N_{vigas}} \right) = 0.85 \left( \frac{3}{6} \right) = 0.43$$

La deflexión máxima (localizada en el centro) de una viga simplemente apoyada, se encuentra en la norma AISC Manual (2010):

**Ecuación 48.**

$$\Delta_{CL} = \frac{PL^3}{48EI}$$

$$\Delta_{CLcamión} = (\Delta_{P1} + \Delta_{P2}) + \Delta_{P3}$$

$$\Delta_{CLcamión} = \frac{(18.3 + 4.58)(42) \left( \frac{420}{2} \right)}{6(29000)(6785)(420)} * \left[ (420^2) - (42^2) - \left( \frac{420}{2} \right)^2 \right] + \frac{18.3(420^3)}{48(29000)(6785)}$$



La deflexión máxima resultante de 25% del camión de diseño conjuntamente con la carga del carril de diseño:

$$\Delta_{CL} = 0.25 * (0.1435) = 0.03587 \text{ in}$$

La deflexión debida al carril de diseño se lo toma de la norma AISC Manual (2005):

**Ecuación 49 .**

$$\Delta_{max} = \frac{5wL^4}{384EI}$$

$$\Delta_{CLcarril} = \frac{5(0.43)\left(\frac{0.64}{12}\right)(420)^4}{384(29000)(6785)} = 0.047 \text{ in}$$

$$\Delta_{CL} = \Delta_{CL25\%camión} + \Delta_{CLcarril}$$

$$\Delta_{CL} = 0.03587 + 0.047 = 0.08287 \text{ in}$$

$$\therefore \Delta_{CLcamión} = 0.1435 \text{ in}$$

Por los resultados obtenidos la deflexión por el camión gobierna todo el diseño.

$$\Delta_{CL} = 0.1435 \text{ in} < \Delta_{\text{máx}}$$

$$0.1435 \text{ in} < 0.5 \text{ in} \quad \text{OK}$$

B. Criterio opc. para radio de profundidad de tablero [A2.5.2.6.3]

El radio de profundidad para el tablero es de 0.033L para la barra de acero y 0.040L para la sección total:

$$0.033L = 0.033 * 35 * 12 = 13.9 \text{ in} \leq 23.73 \text{ in} \quad \text{OK}$$

$$0.040L = 0.040 * 35 * 12 = 16.8 \text{ in} \leq 32.23 \text{ in} \quad \text{OK}$$



## F. Estado Limite de Fractura y Fatiga [A6.5.3] [A6.10.5]

1. Fatiga [A6.10.5.1] [A6.6.1] El rango de esfuerzo de fatiga depende en los ciclos de carga y detalles de la conexión. La fractura depende del grado del material y su temperatura.

A. Ciclos de Esfuerzos: Asumiendo que corresponde a una autopista con 20000 vehículos por carril y por día,[C3.6.1.4.2-1]

Fracción de camiones en tráfico=0.20

ADTT= El número de camiones por día en una dirección promedio sobre toda la vida de diseño

**Ecuación 51.**

$$ADTT=0.20*ADT$$

$$ADTT=0.20*20000*2\text{carriles}=8000 \text{ camiones/día}$$

$$p=0.85 \quad [A3.6.1.4.2-1]$$

[[ADTT]] \_SL= El número de camiones por día en un solo carril promedio sobre toda la vida de diseño

$$[[ADTT]] \_SL=p*ADTT$$

$$ADTT=0.85*8000=6800 \text{ camiones/día}$$

### A. Rango permisible Esfuerzo a Fatiga

Categoría A por [A3.6.1.4.2-1], como el número de camiones por día supero los 530 diarios, el estado límite de Fatiga I ( $\gamma_{fatiga I}=1.5$ ) debe utilizarse y la resistencia debe ser tomada bajo el concepto de vida infinita. Asumiendo que la viga está expuesta a la intemperie sin recubrimiento, entonces la categoría de fatiga es B (Tabla A6.6.1.2.3-1 Caso 1.2):

$$[(\Delta F)]_{n=7} = [(\Delta F)]_{TH=16 \text{ ksi}} \quad \text{Fatiga I}$$

### B. Incremento por Carga dinámica para fatiga es IM=15%

$M_{(LL+IM)}$  es máximo en la viga exterior, sin presencia múltiple (rango de carga viva solamente)

$$M_{fatigal} = 1.5(211.3) = 317 \text{ k ft}$$

$$f = \frac{M}{S} = \frac{317 * 12}{266} = 14.3 \text{ ksi} \leq 16 \text{ ksi}$$

Debido a que se cumple el criterio de fatiga a vida infinita, entonces la comprobación no es necesaria.

2. Fractura [A6.10.5.2] [A6.6.2]: El acero especificado cumple con los requisitos de la fractura de un sistema de fractura no crítico.

3. Requerimientos especiales de fatiga para Almas [A6.10.5.3]

El esfuerzo cortante debido al camión de fatiga es determinado con el uso del camión de fatiga (viga interior gobierna y sin presencia múltiple) [A3.6.1.1.2], entonces la carga muerta es considerada como 1.5 por la carga de fatiga.

$$V_u = m g_{fatiga}$$

$$V_u = 1.5V_{fatiga} + V_{DC} + V_{DW}$$

$$V_u = 1.5(26.5) + 15.1 + 19.1 + 4.4 = 61.1 \text{ kips} \leq 286 \text{ kips}$$

G. Estado Limite de Resistencia [A6.5.4] [A6.10.6]

1. Sección compuesta en Flexión Positiva [A6.10.6.2.2]: [A6.10.7]

Las secciones en momento positivo deben ser consideradas como compuestos compactos si se cumple lo siguiente:

- La resistencia a la fluencia mínima especificada para el patín no debe exceder 70 ksi.
- El alma cumple con [A6.10.2.1.1] :  $(2D_{cp})/t_w \leq 3.76 \sqrt{(E/F_y)} = 90.6$

Como se muestra la profundidad del eje neutro plástico se encuentra en el tablero, por lo tanto, ninguna porción del alma se encuentra en compresión.

El  $A_{acero} = 20 \text{ [in]}^2$  y el esfuerzo de fluencia es 50 ksi, por lo tanto, la capacidad de tracción del acero es 1005 kips. Si el tablero está completamente en compresión, entonces la fuerza será:

***Ecuación 52.***

$$C = 0.85(f_c')b_e t_s$$

$$C = 0.85(4)(96)(7.5) = 2448 \text{ kips} \geq 1005 \text{ kips}$$

Por lo tanto, el eje neutro se encuentra dentro del tablero

$$C = 0.85(f'_c)b_e a$$

$$C = 0.85(4)(96)(a) = 326.4a$$

$$326.4a = 1005 \text{ kips}$$

$$a = 3.08 \text{ in}$$

El brazo de palanca entre la fuerza de tensión y compresión es:

$$\text{Palanca} = (23.73 + 1 + 7.5) - 23.73/2 - 3.08/2 = 18.8 \text{ in}$$

Y la capacidad de flexión es:

$$\phi_m M_n = 1.0(1005)(18.8) = 18894 \text{ k in} = 1575 \text{ k ft}$$

$$M_u \leq \phi_m M_n$$

$$M_u = 1066.3 \text{ kft} \leq 1575 \text{ kft} \quad \text{OK}$$

El requerimiento de ductilidad [A6.10.6] es:

**Ecuación 53.**

$$D_p \leq 0.42 D$$

$$3.15 \leq 0.42 (32.23) = 13.5 \quad \text{OK}$$

2. Diseño al Cortante

a. General [A6.10.9.1]: la sección es de patín ancho y la resistencia al cortante estará en la capacidad plástica al cortante. No se requieren rigidizadores. La resistencia al cortante fue anteriormente calculada:

**Ecuación 54.**

$$V_u \leq \phi V_{cr} = \phi C V_p$$

$$V_u = (1.0)(1.0)(286) = 286 \text{ kips}$$

$$V_u = 145.8 \text{ kips} \leq V_r = 286 \text{ kips} \quad \text{OK}$$

3. Conectores al cortante [A6.10.10]

Los conectores al cortante deben ser proporcionados a lo largo de la longitud del puente.

A. Se asumirán conectores de  $\frac{3}{4}$  pulgadas de diámetro, 4 pulgadas de largo. El radio de altura respecto al diámetro es:

$$4/0.75=5.33 >4 \quad \text{OK [A6.10.10.1.1]}$$

Espaciamiento transversal [A6.10.10.1.3]

El espaciamiento de centro a centro de los conectores no puede ser menor que el diámetro de 4, o 3 in. La distancia entre el borde del patín superior y el borde del conector no debe ser menor a 1 pulgada.

1. Cubierta y Penetración [A6.10.10.1.4]: La penetración en el tablero debe ser al menos 2 pulgadas, el claro de la cubierta debe de ser de al menos de 2.5 pulgadas.

2. Resistencia Fatiga [A6.10.10.2]: La resistencia a la fatiga para los conectores de cortante es controlado por el criterio de vida infinita como el número de ciclos mayor a 960 camiones por día; por lo tanto, la resistencia por conector es:

**Ecuación 55.**

$$Z_r = 5.5d^2 = 5.5(0.75)^2 = 3.1 \text{ kips}$$

$$p = (nZ_r I) / (V_{sr} Q)$$

$I = 6785 \text{ (in)}^4$ , momento de inercia para la sección compuesta

$n = 3$ , conectores al cortante en sección transversal

$Q$  = el primer momento del área transformada sobre el eje neutral de la sección compuesta

$$Q = \left( y_b - \frac{d}{2} \right) A_{acero}$$

$$Q = \left( 25.5 - \frac{23.73}{2} \right) (20.1) = 274 \text{ in}^3$$

$V_{sr}$  = rango de fuerza cortante bajo LL+IM determinado por el estado límite de fatiga

El rango de cortante es calculado por la diferencia de los cortantes positivo y negativo en el punto donde actúa el camión de fatiga, multiplicado por el incremento de carga por fatiga (1.15), el factor de distribución máximo para un carril de diseño cargado sin presencia múltiple (0.765/1.2) para viga exterior, y por el factor de carga del estado límite de Fatiga I (1.5). Los valores son simétricos alrededor del centro del puente, localización 105.



**Tabla 12.**

*Rango de Cortantes por Carga a Fatiga y Espaciamiento Conectores al cortante requeridos*

Localización	Cortante positivo máximo Sin factorar( <i>kips</i> )	Cortante negativo máximo Sin factorar( <i>kips</i> )	Rango de cortante factorado ( <i>kips</i> )	Diámetro ( <i>in</i> )
100	26.5	0.00	39.6	6
101	23.6	-2.4	39.05	5.9
102	20.7	-4.6	38.0	6.1
103	17.9	-7.0	37.5	6.4
104	15.0	-9.2	36.2	6.4
105	12.1	-12.1	36.2	6.4

$$V_{sr} = [23.6 - (-2.4)](1.5) = 39.0 \text{ kips}$$

$$p = \frac{(3)(3.1)(6785)}{(39.0)(272)} = 5.9 \text{ in}$$

$$6d_s = 4.5 \text{ in} < p < 24 \text{ in} \quad \text{OK}$$

Debido a que el diámetro requerido de la Tabla 4.20 no varía mucho entre los diez puntos, se usará un diámetro de 6 pulgadas a lo largo del tramo de cortante es calculado por la diferencia de los cortantes positivo y negativo en el punto donde actúa el camión de fatiga, multiplicado por el

incremento de carga por fatiga (1.15), el factor de distribución máximo para una carril de diseño cargado sin presencia múltiple (0.765/1.2) para viga exterior, y por el factor de carga del estado límite de Fatiga I (1.5).

Los valores son simétricos alrededor del centro del puente, localización 105.

Estado Límite de Resistencia [A6.10.10.4]:

$$Q_r = \phi_{sc} Q_n$$

$$\phi_{sc} = 0.85$$

**Ecuación 56**

$$Q_n = 0.5 A_{sc} \sqrt{f_c' E_c} \leq A_{sc} F_u$$

$$A_{sc} = \frac{\pi}{4} (0.75)^2 = 0.44 \text{ in}^2$$

$$E_c = 1820 \sqrt{f_c'} = 1820 \sqrt{4} = 3640 \text{ ksi}$$

$$Q_n = 0.5(0.44) \sqrt{4(3640)} = 26.5 \text{ kips}$$

$$A_{sc} F_u = 0.44(60) = 26.4 \text{ kips}$$

Se toma el mayor, 26.5 kips

$$Q_n = 26.5 \text{ kips}$$

$$Q_r = 0.85(26.5) = 22.5 \text{ kips}$$

Entre la sección de momento máximo positivo y los puntos de momento cero, el número de conectores al cortante requerido es:

**Ecuación 57.**

$$n = \frac{V_h}{Q_r}$$

Para lo cual:

$$V_h = \min\{0.85f'_c b t_s = 0.85(4)(96)(7.5) = 2448 \text{ kips}\}$$

$$V_h = \min\{A_s F_y = (20.1)(50) = 1005 \text{ kips}\}$$

Por lo tanto, se usara una fuerza cortante nominal  $V_h$ , de 1005 kips:

**Ecuación 58.**

$$z = \frac{V_h}{Q_r} = \frac{1005}{22.5} = 44.7$$

Por lo tanto, se requiere un mínimo de 45 conectores de cortante en el estado límite de resistencia en la mitad del tramo (o 3 grupos de 15).

**4.8. Sección de diseño requerida**

1. Espesor del material [A6.7.3] Refuerzos y marcos transversales deberán ser menor que 0.3125 pulgadas de espesor. El espesor del alma de vigas roladas no deberá ser menor de 0.25 pulgadas.

$$t_w = 0.47 \text{ in} > 0.25 \text{ in} \quad \text{OK}$$

2. Diafragmas y Marcos transversales [A6.7.4]

Soporte lateral de compresión antes del curado de la cubierta sirve para:

- La transferencia de carga de viento en la viga exterior a todas las vigas

- Distribución de cargas muertas y vivas verticales aplicadas sobre la estructura
- Estabilidad del patín inferior para todas las cargas cuando se encuentran en compresión.

Para secciones I, los marcos transversales deberán ser al menos la profundidad de la viga.

A. Diafragma Intermedio [A6.10.10.4]: Se probaran diafragmas intermedios C15x33.9 a un cuarto de punto, para:

$$A_s = 9.96 \text{ [in]}^2$$

$$r_y = 0.904 \text{ in}$$

$$L_b = 35/4 = 8.75 \text{ ft} = 105 \text{ in}$$

La carga de viento actuando en la mitad inferior de la viga se transfiere hacia el patín inferior y es:

**Ecuación 59.**

$$w_{bot} = \frac{\gamma P_D d}{2} = \frac{1.4(0.050)\left(\frac{30}{12}\right)}{2} = 0.0875 \text{ k/ft}$$

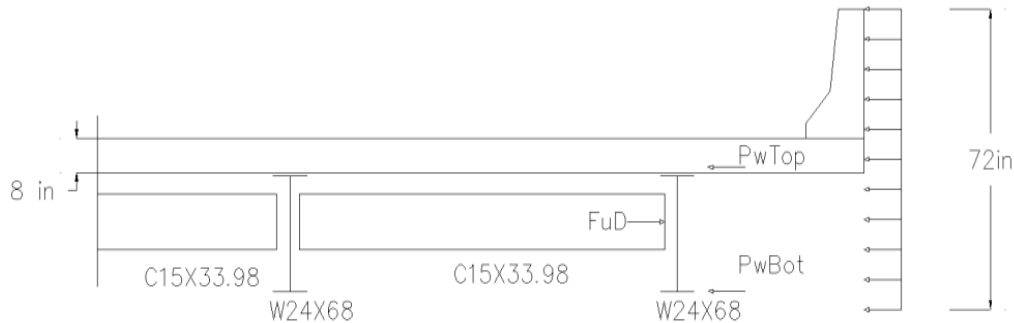
$$P_{wbot} = w_{bot} L_b = (0.0875)(8.75) \left(\frac{1}{2}\right) = 0.38 \text{ kips}$$

La carga de viento remanente es transmitida a la región del pilar por los diafragmas de la cubierta. La reacción final debe ser transferida a los apoyos en partes iguales por las seis vigas.

La fuerza resultante ES  $F_{UD}$ .

$$P_{wTop} = \left[ 1.4(0.050)(30 + 8 + 34) \left( \frac{1}{12} \right) \right] \left[ \frac{32 - 87.5}{6 \text{ vigas}} \right] = 0.81 \text{ kips}$$

$$F_{uD} = P_{wBot} + P_{wTop} = .38 + 0.81 = 1.19 \text{ kips}$$



**Figura 58.** Carga de viento actuando en exterior

La resistencia axial es [A6.9.3,A6.9.4]

$$\frac{kL}{r_y} = \frac{(1.0)(96)}{0.904} = 106 < 140$$

$$P_e = \frac{\pi^2 E A_g}{(KL/r_y)^2} = \frac{\pi^2 (29000)(9.96)}{(106)^2} = 253.7 \text{ kips}$$

$$P_o = Q F_y A_g = 1.0(50)(9.96) = 498.0 \text{ kips}$$

$$P_n = 0.658^{P_o/P_e} F_y A_s = 0.658^{1.96} (498.0) = 219 \text{ kips}$$

$$P_r = \phi_c P_n = 0.9(220) = 198 \text{ kips} \gg P_{wBot} = 0.38 \text{ kips OK}$$

A. Diafragma Final: Debe adecuadamente transmitir todas las fuerzas a los apoyos:

$$P_r = 198 \text{ kips} \gg F_{uD} = 1.19 \text{ kips} \quad \text{OK}$$

La carga de viento remanente es transmitida a la región del pilar por los diafragmas de la cubierta. La reacción final debe ser transferida a los apoyos en partes iguales por las seis vigas.

La fuerza resultante es  $F_{uD}$ .

Se usará la misma sección que el diafragma intermedio. Este componente está sobredimensionado, sin embargo, la profundidad de la sección de 15 pulgadas facilita la conexión a las vigas.

Se usará C15x33.9, M270 Grado 50W, para todos los diafragmas incluyendo los laterales.

### 6.13. Inclinación por carga muerta

La deflexión en la línea central debido a la carga uniforme en un tramo simplemente apoyado:

*Ecuación 60.*

$$\Delta_{CL} = \frac{5}{384} * \frac{\left(\frac{W_D}{12} L^4\right)}{EI}$$

$$\Delta_{CL} = \frac{5}{384} * \frac{\left(\frac{W_D}{12} 420^4\right)}{29000I} = 1164 * \frac{W_D}{I}$$

Mediante la sustitución de las cargas muertas de la Tabla 4.15 y Tabla 4.16, y utilizando los valores de  $I_o$  previamente determinados para cargas a largo plazo, las desviaciones de la línea central se calculan en la Tabla 4.21 y Tabla 4.22, se usará una inclinación de  $\frac{3}{4}$  pulgada para todas las vigas.

### **Tabla 13.**

*Deflexión viga exterior debido a carga muerta*

Tipo Carga	Carga $w$ (kft)	I ( $in^4$ )	$\Delta_{CL}$ (in)
<b>D1</b>	0.86	1830	0.55
<b>D2</b>	0.25	5292	0.06
<b>D3</b>	0.11	6785	0.02
<b>Total</b>			0.63

**Tabla 14.**  
*Deflexión viga interior debido a carga muerta*

Tipo Carga	Carga $w$ (kft)	I ( $in^4$ )	$\Delta_{CL}$ (in)
<b>D1</b>	0.93	1830	0.59
<b>D2</b>	0.28	5292	0.06
<b>D3</b>	0.11	6785	0.02
<b>Total</b>			0.67

#### 6.14. Hipótesis formuladas en el diseño

Casi todos los requisitos se cumplen usando una viga W24x68. Esta viga tiene un peso propio de 0.068 k/m; Por lo tanto, la asunción de un peso de viga de 0.10 k/ft es conservador.

También para el diseño preliminar se consideró que  $\left[\frac{K_g}{12Lt_s^3}\right]^{0.1}$  tenía un valor de 1 en el cálculo de la distribución de momentos.

El valor actual es el siguiente:

$$K_g = n(I + Ae_g^2)$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{29000}{1820\sqrt{4}} = 7.98$$

$$I = 1830 \text{ in}^4$$

$$e_g = \left(\frac{d}{2} + t_h + \frac{t_s}{2}\right)$$

$$e_g = \left(\frac{23.73}{2} + 1 + \frac{7.5}{2}\right) = 16.6 \text{ in.}$$

$$K_g = 8[(1830) + (20.1)(16.6^2)] = 58950 \text{ in}^4$$

$$\frac{K_g}{12Lt_s^3} = \frac{58950}{12(35)(7.5^3)} = 0.33$$

$$\left(\frac{K_g}{12Lt_s^3}\right)^{0.1} = 0.90$$

Se recalcula los factores de distribución:

$$mg_{Mluncarril} = 0.06 + \left(\frac{S}{14}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{12L(t_s^3)}\right)^{0.1}$$

$$mg_{Mluncarril} = 0.06 + \left(\frac{8}{14}\right)^{0.4} \left(\frac{8}{35}\right)^{0.3} (0.90) = 0.52$$

$$mg_{MImascarriles} = 0.075 + \left(\frac{S}{9.5}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{12L(t_s^3)}\right)^{0.1}$$

$$mg_{MImascarriles} = 0.075 + \left(\frac{8}{9.5}\right)^{0.6} \left(\frac{8}{35}\right)^{0.2} (0.90) = 0.68$$

Esto demuestra que las cargas vivas calculadas en el diseño preliminar son aproximadamente un 12% mayor que lo real por esta razón se ha manejado el criterio conservador (para la viga interior solamente misma que gobierna el diseño).

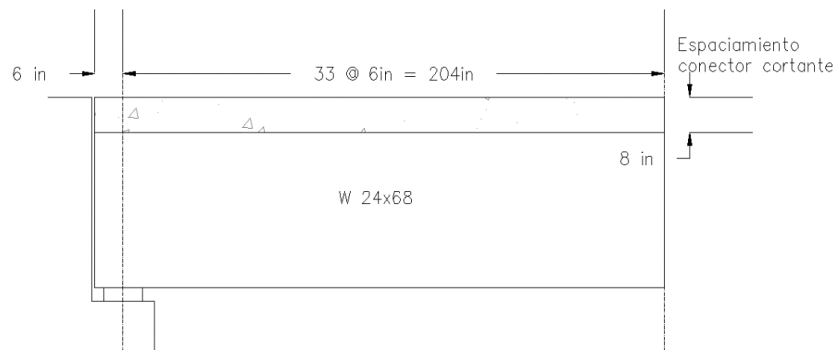


Sin embargo, los factores de distribución no se aplican a la carga muerta cuando los efectos por carga viva y muerta se combinan.

Las vigas exteriores no cuentan con este factor, por lo que los factores de distribución no varían con la mejor estimación de la rigidez transversal a longitudinal (también llamada el término  $K_g$ )

### 6.15. Esquema del puente

El diseño del tramo simple compuesto con vigas de acero tipo I roladas se resume a continuación:



**Figura 59.** Esquema de la viga de acero compuesta

### 6.16. Diseño mecánico y requerimientos de potencia

### 6.17. Diseño del eje

Datos:

$$V = 81 \text{ kips} \quad \text{Reacción muñón}$$

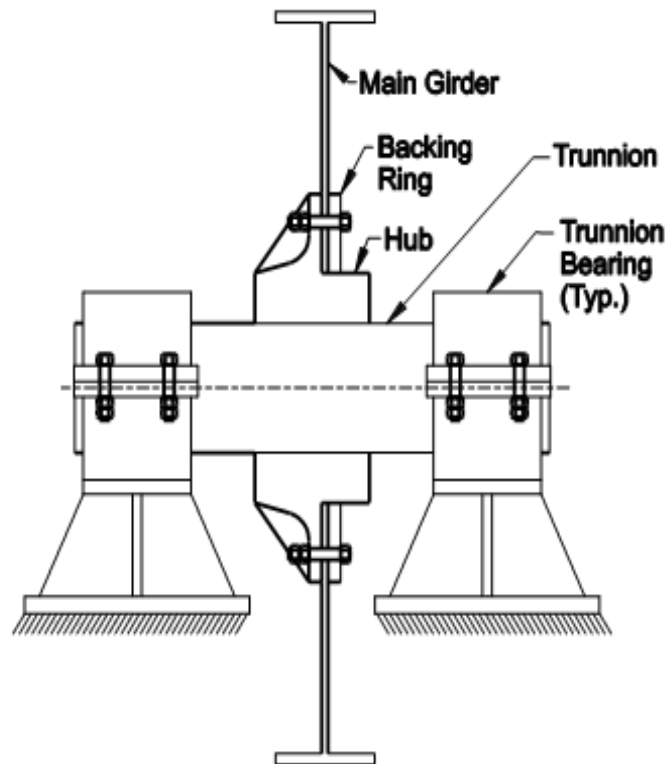
$$L = 314 \text{ in} \quad \text{Distancia entre carga y apoyo (brazo de momento)}$$

$T_{amp} = 2 in$  Amplificación de torsión para los rodamientos

$T_{rat} = 0.18$  Factor fricción para rodamientos lubricados

$C_{CP} = 1.3$  Factor de presión de contacto

$N_H = 2$  Conectores por viga



**Figura 60.** Esquema de la viga junto al eje y muñón

Cargas

$$M_a = V * L$$

$$M_a = 81 * 26.16 = 2118.86 \text{ kip. ft}$$

## Materiales

Se asume un material típico Acero A668 Clase D

$$\sigma_{ultima} = 95 \text{ ksi} \quad \text{Resistencia última}$$

$$\sigma_{fluencia} = 70 \text{ ksi} \quad \text{Resistencia a la fluencia}$$

## Geometría

A continuación, se detalla la geometría de la flecha:

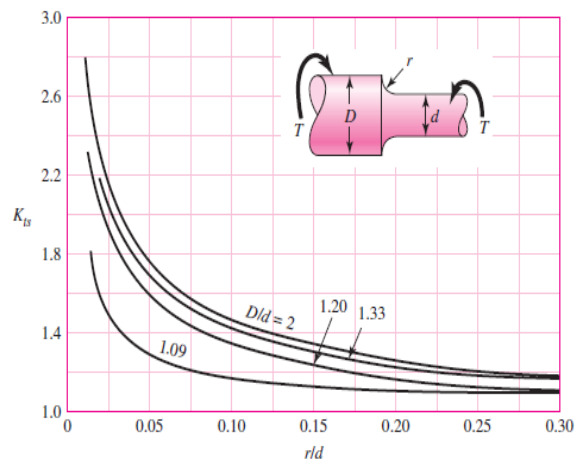
$$r_{filete} = \text{Radio de filete en el hombro}$$

$$\sigma_{fluencia} = 70 \text{ ksi} \quad \text{Resistencia a la fluencia}$$

$$\tau_a = 7.54 \text{ ksi} \quad \text{Resistencia al cortante}$$

**Figura A-15-8**

Eje redondo con filete en el hombro en torsión.  $\tau_0 = Tc/J$ , donde  $c = d/2$  y  $J = \pi d^4/32$ .



**Figura 61.** Eje redondo con filete en el hombro en torsión

$$r_a = \frac{1}{40} \quad \text{Proporción de radio de acuerdo a diámetro muñón}$$

$$D_R = 1 \quad \text{Proporción de rodamiento a diámetro muñón}$$

$$T_R = 0.18 \quad \text{Proporción de rodamiento a diámetro muñón}$$

$d_{agujero} = 0.2$  Proporción de agujero (20% del diámetro)

$d_{paso} = 1.2$  Proporción para cálculo diámetro de paso

### Diámetro basado en el cortante

$$\tau_a = \frac{V}{\pi * \frac{[d_s^2 - (d_{agujero} * d_s)^2]}{4}}$$

Despejando:

$$d_s = \sqrt{\frac{4(81)}{7.54(1 - 0.2^2)}} = 6.69 \text{ in} = 7 \text{ in.}$$

### Diámetro basado en la Fatiga

A menos que se especifique lo contrario por el propietario, el diseño de los ejes, muñones y otras partes de máquinas sometidas a más de un millón de ciclos de momento de flexión inversa debido a la rotación en combinación con un momento de torsión constante deberán cumplir con:

$$\frac{32}{\pi d^3} \left[ \frac{K_F M_a}{\sigma_e} + \frac{\sqrt{3} K_{FS} T_m}{2 \sigma_{yt}} \right] \leq 1$$

Dónde:

$K_F$  Factor de concentración de esfuerzo (flexión)

$K_{FS}$  Factor de concentración de esfuerzo (torsión)

$M_a$  Amplitud momento de flexión

$T_m$  Momento torsional medio

$\sigma_e$  Límite de resistencia del eje

$\sigma_{yt}$  Resistencia mínima a la tracción

$$d = \sqrt[3]{\frac{32}{\pi} \left[ \frac{K_F M_a}{\sigma_e} + \frac{\sqrt{3} K_{FS} T_m}{2\sigma_{yt}} \right]}$$

$$K_F = 1 + q(k_t - 1) = 1 + 0.85(1.68 - 1) = 1.578$$

$$K_F = 1 + q(k_t - 1) = 1 + 0.50(0.2 - 1) = 0.6$$

$$\sigma_e = \alpha \sigma_{ut} (C_D C_S C_R C_T C_M)$$

Dónde:

$\sigma_{ut}=95$  ksi Resistencia a la tracción mínima especificada

$\alpha=0.50$  Para aceros forjados

Cuando el diámetro del eje no es conocido inicialmente en el diseño, se estima un diámetro de 4 a 8 pulgadas, y un  $C_D$  de 0.7 a 0.75, razón por la cual para este caso se estimará un valor de 0.75.

$C_D = .75$  Factor de tamaño basado en el diámetro del eje

$C_S$  Factor de rugosidad superficial

$$C_s = a(\sigma_{ut})^b$$

$$C_s = 39.9(95)^{-0.995} = 0.4296$$

$C_R$  Factor de confiabilidad (99%)

$$C_R = 0.814$$

$C_T$  Factor de temperatura

$$C_T = 1$$

Usualmente tomado como uno, excepto para temperaturas muy bajas o altas

$C_M$  Factores misceláneos aplicables

$$C_M = 1$$

Cualquier factor aplicable por detalles particulares del diseño

$$\sigma_e = 0.50(95 \text{ ksi})(0.75 * 0.4296 * 0.814 * 1 * 1)$$

$$\sigma_e = 12.45 \text{ ksi}$$

Dado este dato procedemos al siguiente cálculo:

$$d = \sqrt[3]{\frac{32}{\pi} \left[ \frac{K_F M_a}{\sigma_e} + \frac{\sqrt{3} K_{FS} T_m}{2\sigma_{yt}} \right]}$$

$$d = \sqrt[3]{\frac{32}{\pi} \left[ \frac{1.578 * 2118.86}{12.45} \right]} = 14 \text{ in.}$$

Por lo cual el diámetro final es el mayor entre cortante y fatiga:

$$d_{final} = 14 \text{ in.}$$

### 6.18. Diseño del muñón



*Figura 62.* Ensamble Muñón - Eje

Cargas

$$V_H = \frac{V}{N_H} = \frac{81}{2} = 40.5 \text{ kips}$$

$$T = T_{amp} * T_{rat} * V_H * \frac{d_{final}}{2}$$

A torsión:

$$T = 2 * 0.18 * 40.5 * \frac{14}{2} = 102.06 \text{ kip. ft}$$

Axial:

$$P = 0.15 * V_H = 0.15 * 40.5 = 6.075 \text{ kip}$$

Material:

Se asume un material típico, en este caso Acero A148 Gr 620-415

$$\sigma_{a,b} = 21.03 \text{ ksi} \quad \text{Esfuerzo permisible rodamiento}$$

$$\sigma_{a,t} = 14.93 \text{ ksi} \quad \text{Esfuerzo permisible tensión}$$

$$\tau_a = 7.542 \text{ ksi} \quad \text{Cortante permisible}$$

$$\mu = 0.33 \quad \text{Fricción entre Eje y muñón}$$

$$E = 29.000 \text{ ksi} \quad \text{Módulo de elasticidad}$$

### Espesor y longitud muñón:

$$\sigma_{a,b} = \frac{V_H}{d_{final} * L_{hb}}$$

$$L_{hb} = \frac{V_H}{d_{final} * \sigma_{a,b}} = \frac{40.5 \text{ kips}}{14 \text{ in} * 21.03 \text{ ksi}} = 0.1358 \text{ in}$$

Longitud requerida para satisfacer los requerimientos de esfuerzo del rodamiento.

### Presión requerida para soportar carga axial y torsional:

$$F_R = \sqrt{P^2 + \left( \frac{T}{d_{final} * 0.5} \right)^2}$$

$$F_R = \sqrt{6.07^2 + \left( \frac{102.60}{14 * 0.5} \right)^2} = 15.79 \text{ kips}$$

$$F_R = \frac{F_R}{\mu} = \frac{15.79 \text{ kips}}{0.33} = 47.85 \text{ kips}$$

$$P_{torsión} = \frac{F_R}{d_{final} * \pi} = \frac{47.85}{14 * \pi} = 1.087 \text{ ksi}$$



$$P_{separacion} = C_p * \Delta C_{pres} * V_H$$

$$P_{separacion} = 1.25 * 0.023 * 40.5 = 1.16 \text{ ksi}$$

Se selecciona el mayor entre torsión y separación:

$$P_{separacion} = 1.16 \text{ ksi}$$

**Diámetro exterior muñón:**

$$R_{in} = \frac{D_{bore}}{2} = \frac{d_{final} * 0.2}{2} = \frac{14 * 0.2}{2} = 1.4 \text{ in}$$

$$R_{mid} = \frac{d_{final}}{2} = \frac{14}{2} = 7 \text{ in}$$

$$R_{out} \geq 0.7 * d_{final}$$

$$D_{Hfinal} = 2 * R_{out} = 2 * 0.7 * 14 = 19.6 \text{ in}$$

**Longitud muñón:**

$$L_H = \frac{0.8 * d_{final}}{N_H} = \frac{0.8 * 14}{2} = 5.6 \text{ in}$$

A modo de comprobación:

$$\frac{D_{Hfinal}}{d_{final}} = 1.4$$

$$\frac{19.6}{14} = 1.4$$

$$1.4 = 1.4$$

$$\frac{L_H}{d_{final}} = 1.4$$

$$\frac{5.6}{14} = 1.4$$

$$1.4 = 1.4$$

**Diámetro exterior brida:**

Esto se basa en los requerimientos de pernos. Asumir tamaño mínimo de pernos.

$$\sigma_{tperno} = 105 \text{ ksi}$$

$$\tau_{perno} = \frac{\sigma_{tperno}}{6} = 17.5 \text{ ksi} \quad \text{Se asume Pernos A449, f. seguridad 3}$$

$$N_{costillas} = 4 \quad \text{Número de costillas}$$

$$T_{costillas} = 2 \text{ in} \quad \text{Espesor típico costillas}$$

$$d_{perno} = 1 \text{ in} \quad \text{Diámetro perno}$$

$$A_{tension} = 0.606 \text{ in}^2 \quad \text{Área tensión perno}$$

**Cortante y torsión:**

$$d_{circunferencia_p} = d_{final} + 1.4 * d_{perno}$$

$$A_{perno} = \pi * \frac{d_{perno}^2}{4} = \pi * \frac{1^2}{4} = 0.7853 \text{ in}^2 \quad \text{Área tensión perno}$$

$$F_{porperno} = A_{perno} * \tau_{perno} = 0.7853 * 17.5 = 13.74 \text{ kip}$$

$$F_{pernoT} = \frac{T}{d_{circunferencia_p}} = \frac{102.06}{14 + 1.4 * 1} = 6.62 \text{ kips}$$

$$F_{pernoV} = \frac{V_H}{2} = \frac{40.5}{2} = 20.25 \text{ kips}$$

$$F_{perno_t} = F_{pernoT} + F_{pernoV} = 6.62 + 20.25 = 26.87 \text{ kips}$$

$$N_{pernos} = \left( \frac{F_{perno_t}}{F_{porperno}} \right) = \left( \frac{26.87 \text{ kips}}{13.74} \right) = 2 \text{ pernos}$$

**Cálculo basado en la conexión crítica deslizamiento:**

$$K_s = 0.33$$

Factor de superficie (0.33 a 0.5)

$K_h=1$  Factor de agujero (agujero estándar)

$N_s=2$  Número de planos de deslizamiento

$$BT_V = \frac{V_H}{2 * K_s * K_h * N_s} \quad \text{Tensión perno para resistir cortante}$$

$$BT_V = \frac{V_H}{2 * K_s * K_h * N_s} = \frac{40.5}{2 * 0.33 * 1 * 2} = 30.68 \text{ kips}$$

$$BT_T = \frac{\left( \frac{T}{0.5 * d_{\text{circunferencia}_p}} \right)}{2 * K_s * K_h * N_s} \quad \text{Tensión perno para resistir torsión}$$

$$BT_T = \frac{\left( \frac{102.06}{0.5 * 15.4} \right)}{2 * 0.33 * 1 * 2} = 10.09 \text{ kips}$$

$$[[BT]]_{\text{BRF}} = 0.2 * [[BT]]_{\text{V}} \quad \text{Fuerza para vencer fricción}$$

$$[[BT]]_{\text{BRF}} = 0.2 * [[BT]]_{\text{V}} = 0.2 * 30.68 = 6.13 \text{ kips}$$

$$[[BT]]_{\text{Total}} = [[BT]]_{\text{V}} + [[BT]]_{\text{T}} + [[BT]]_{\text{BRF}} = 30.68 + 10.09 + 6.13 = 46.9 \text{ kips}$$

**Número de pernos para deslizamiento:**

$$N_{\text{perno}} = \left( \frac{BT_{\text{Total}}}{0.7 * 0.76 * \sigma_{\text{tperno}} * A_{\text{tension}}} \right)$$

$$N_{\text{perno}} = \left( \frac{46.9}{0.7 * 0.76 * 105 * 0.606} \right) = 1.38 \text{ pernos}$$

El Número de pernos final es el mayor entre Tensión-cortante y deslizamiento:

$$N_{\text{pernos}} = 2$$

Circunferencia de pernos:

$$C_{circun\_p} = N_{pernos} * 3 * d_{perno} + N_{cos} * T_{cos}$$

$$C_{circun\_p} = 2 * 3 * 1 + 6 * 2 = 18 \text{ in}$$

$$C_{circun\_dis} = \pi * d_{circunferencia\_p}$$

$$C_{circun\_dis} = \pi * 15.4 = 48.38 \text{ in}$$

$$N_{circunferencia} = \frac{C_{circun\_p}}{C_{circun\_d}} = \frac{18}{48.38} = 0.3720 = 1$$

$$D_{brida\_p} = D_{Hfinal} + 3 * d_{perno} * N_{circunferencia}$$

$$D_{brida\_p} = 19.6 + 3 * 1 * 1 = 22.60 \text{ in}$$

$$N_{pernos\_final} = \left[ \frac{C_{circun\_dis} - N_{costillas} * T_{costillas}}{3 * d_{perno}} \right]$$

$$N_{pernos\_final} = \left[ \frac{48.38 - 4 * 2}{3 * 1} \right] = 14 \text{ pernos}$$

Espeor de brida:

$$L_b = \pi * \frac{D_{brida\_p}}{N_{costillas}} = \pi * \frac{22.60}{4} = 17.74 \text{ in}$$

$$W_b = \frac{P}{N_{costillas} * L_b} = \frac{6.075}{4 * 12} = 0.1262 \text{ in}$$

Dado:

$$\sigma_{at} = \frac{\left[ \frac{(W_b * L_b)^2}{8} * \frac{T_b}{2} \right]}{\left( L_b * \frac{T_b^3}{12} \right)}$$

$$T_b = \sqrt{\frac{6 * \left[ \frac{(W_b * L_b)^2}{8} \right]}{\sigma_{at} * L_b}} = \sqrt{\frac{6 * \left[ \frac{(0.046 * 22)^2}{8} \right]}{14.93 * 22}} = 0.14 \text{ in}$$

Espesor de brida basado en resistencia a la torsión en la raíz de la brida:

$$\tau_a * \left( \pi * D_{Hfinal} * T_{fb} \right) = \frac{T}{\left( \frac{D_{Hfinal}}{2} \right)}$$

$$T_{fb} = \frac{2T}{D_{Hfinal} * \pi * D_{Hfinal} * \tau_a}$$

$$T_{fb} = \frac{2(102.60)}{19.6 * \pi * 19.6 * 7.54} = 0.023 \text{ in}$$

El espesor mayor será entre:

$$T_{Brida_f} = \max(T_b, T_{fb}, 1.5 \text{ in})$$

$$T_{Brida_f} = 1.5 \text{ in}$$

Comprobación rodamiento:

$$\sigma_{bb} = \frac{F_{pernoT} + V_H}{T_{Brida_f} * d_{perno} * N_{pernos_final}}$$

$$\sigma_{bb} = \frac{6.62 + 40.5}{1.5 * 1 * 12} = 2.61 \text{ kips}$$

Espesor de costilla:

$$T_G = T_{Brida_f}$$

$$L_{costilla} = \frac{L_H}{2} - \frac{T_G}{2} - T_{Brida_f}$$

$$L_{costilla} = \frac{5.6}{2} - \frac{1.5}{2} - 1.5 = 0.55 \text{ in}$$

$$\sigma_{bb} = \frac{F_{pernoT} + V_H}{T_{Brida_f} * d_{perno} * N_{pernos_final}}$$

*Dado:*

$$T_{costillas} = \frac{P}{N_{costillas} * \tau_a * L_{costilla}}$$

$$T_{costillas} = \frac{6.075 \text{ kips}}{7.542 * 6 * 0.55} = 0.24 \text{ in}$$

$$T_{Costilla_f} = \max(T_{costilla}, 1.5 \text{ in})$$

$$T_{Costilla_f} = 1.5 \text{ in}$$

Espigas:

$$F_{espiga_T} = \frac{T}{D} = \frac{102.60}{\frac{14}{2}} = 14.58 \text{ kips}$$

$$F_{espiga_A} = P * 1 = 6.075 \text{ kips}$$

$$F_{espiga_T} = \sqrt{F_{espiga_T}^2 + F_{espiga_A}^2}$$

$$F_{espiga_T} = \sqrt{6.075^2 + 14.58^2} = 15.79 \text{ kips}$$

$$A_{espiga} = \frac{F_{espiga_T}}{\tau_{a_espiga}} = \frac{15.79}{21.272} = 0.74 \text{ in}^2$$

$$d_{espiga} = \sqrt{\frac{4 * A_{espiga}}{N_{espiga} * \pi}}$$

$$d_{espiga} = \sqrt{\frac{4 * 0.74}{2 * \pi}} = 0.68 \text{ in}$$

$$\sigma_{a_b} = \frac{F_{espiga_T}}{d_{espiga} * L_{espiga} * N_{espigas}}$$

$$L_{espiga} = \frac{F_{espiga_T}}{d_{espiga} * \sigma_{a_b} * N_{espigas}}$$

$$L_{espiga} = \frac{15.79 \text{ kips}}{0.68 \text{ in} * 21.03 \text{ ksi} * 2} = 0.55 \text{ in}$$

$$L_{espiga} = L_{espiga} \geq 2 * d_{espiga} \text{ caso contrario}$$

$$L_{espiga} = 2 * d_{espiga} = 2 * 0.68 = 1.36 \text{ in}$$

Anillo Posterior Brida:

$$T_{AP_f} = 1.3 * T_{costilla_f} = 1.3 * 1.5 = 1.95 \text{ in}$$

$$\sigma_{a_b} = \frac{V}{T_{AP_b} * D_H}$$

$$T_{AP_b} = \frac{V}{\sigma_{a_b} * D_H} = \frac{81}{21.03 * 19.65} = 0.19 \text{ in}$$

$$T_{AP_F} = \max(T_{AP_f}, T_{AP_b})$$

Por lo tanto, el espesor final del anillo posterior es:

$$T_{AP_F} = 1.95 \text{ in}$$

## Resumen

$$D = d_{final} = 14 \text{ in.}$$

$$D_H = D_{Hfinal} = 19.6 \text{ in}$$

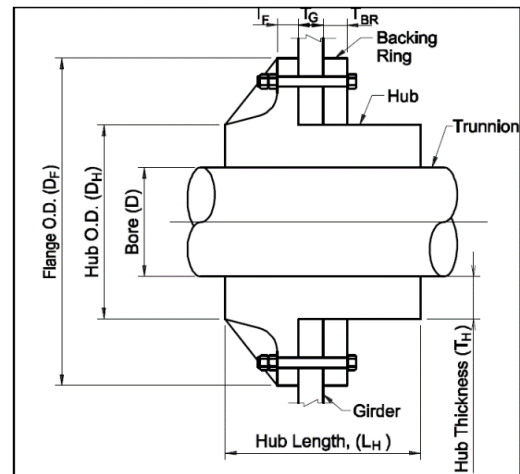
$$L_H = 5.6 \text{ in}$$

$$T_H = T_{Brida_f} = 1.5 \text{ in}$$

$$T_F = 1.5 \text{ in}$$

$$T_G = 1.5 \text{ in}$$

$$T_{AP_F} = 1.95 \text{ in}$$



**Figura 63.** Esquema ensamble muñón- eje



### 6.19. Diseño de la cerradura de las hojas



*Figura 64.* Cerradura de hojas

$V=162$  KIPS Cortante total por las dos hojas (81 kips c/u)

$D=87$  FT Distancia entre apoyos

$C_f=0.30$  Coeficiente de fricción

$t_r=10$  seg Tiempo para abrir o cerrar el mecanismo

#### **Material seleccionado para la Barra:**

Se asume un material típico Acero A668 Clase D

3"x3" Dimensiones barra seleccionada

$\sigma_{ultima}=95$  ksi Resistencia última

$\sigma_{fluencia}=70$  ksi Resistencia a la fluencia

$M_{sección}=4.5$  [in]<sup>3</sup> Módulo de sección

$M_{plástico} = 6.75 \text{ [in]}^3$  Módulo de sección plástico

Resistencia I:

$$\gamma_{LL} = 1.75$$

$$\gamma Q = \gamma_{LL} * V$$

$$\gamma Q = 1.75 * 162 = 283.5 \text{ kips}$$

$$\varphi R_{nominal} = \sigma_{fluencia} * M_{plástico}$$

$$\varphi R_{nominal} = 70 * 6.75 = 472.5 \text{ kips}$$

$$\frac{\varphi R_{nominal}}{\gamma Q} = \frac{472.5}{283.5} = 1.66$$

Servicio I:

$$\gamma_{LL} = 1.75$$

$$\gamma Q = \gamma_{LL} * V = 1.75 * 162 = 283.5 \text{ kips}$$

$$\varphi R_{nominal} = \sigma_{fluencia} * M_{plástico}$$

$$\varphi R_{nominal} = 70 * 6.75 = 472.5 \text{ kips}$$

$$\frac{\varphi R_{nominal}}{\gamma Q} = \frac{472.5}{283.5} = 1.66$$

Servicio II:

$$\gamma_{LL} = 1.30$$

$$\gamma Q = \gamma_{LL} * V = 1.30 * 162 = 210.6 \text{ kips}$$

$$\phi R_{nominal} = \sigma_{fluencia} * M_{plástico}$$

$$\phi R_{nominal} = 70 * 4.5 = 315 \text{ kips}$$

$$\frac{\phi R_{nominal}}{\gamma Q} = \frac{315}{210.6} = 1.49$$

**Fatiga:**

$$\gamma_{LL} = 1.50$$

$$\gamma Q = \gamma_{LL} * V_{camion} = 1.50 * 35 = 52.5 \text{ kips}$$

$$\phi R_{nominal} = \sigma_{fluencia} * M_{plástico}$$

$$\phi R_{nominal} = 32 * 4.5 = 144 \text{ kips}$$

$$\frac{\phi R_{nominal}}{\gamma Q} = \frac{144}{52.5} = 2.74$$

**Potencia requerida para mover la barra:**

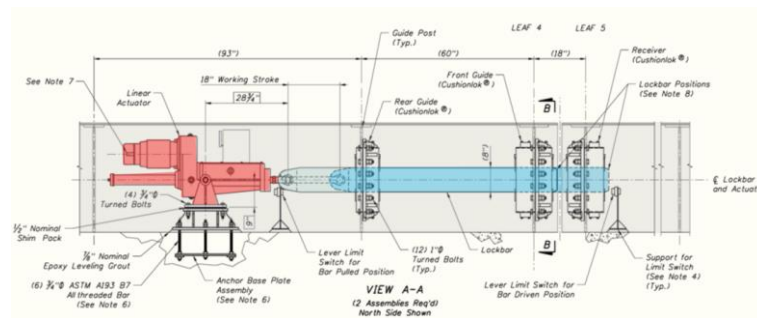
$$Vel = \frac{0.30 * V * 6.5}{t_r}$$

$$Vel = \frac{0.30 \cdot 162000 \cdot 6.5}{10} = 31590 \frac{in}{seg} = 157950 \text{ ft/min}$$

$$HP = \frac{157950}{33000} = 4.78$$

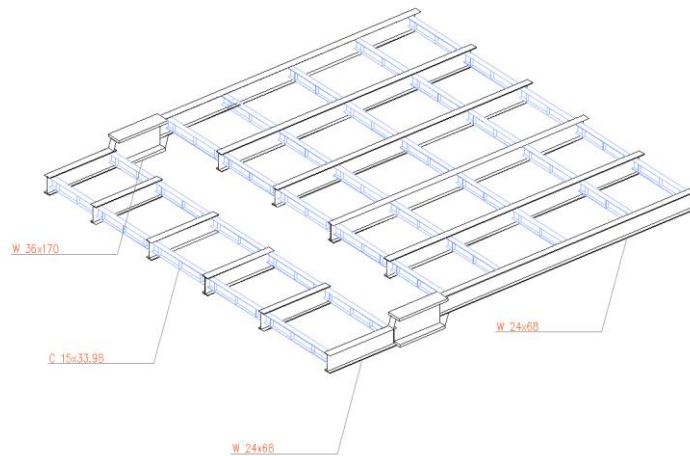
Asumiendo una eficiencia del 90%:

$$4.78/0.90=5.31 \text{ HP}$$



**Figura 65.** Cerradura de bloqueo

## 6.20. Diseño del contrapeso



**Figura 66.** Isometría de estructura metálica

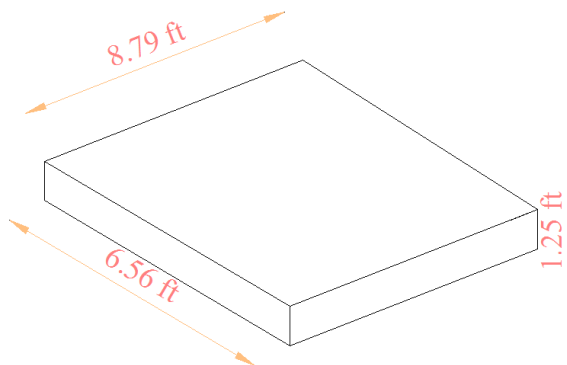
Peso estructura de acero por un tramo basculante:

**Tabla 15.**  
*Peso de aceros*

PERFIL	Longitud(ft)	Peso lineal(lb/ft)	Peso total(lb)
		W24x68	269.22
W36x170	13.12	170	2230.4
C15x33.98	304.22	33.98	10337.39
<b>TOTAL</b>			30924.75

El peso total del contrapeso debe ser equivalente al acero calculado ya que esta masa debe ser desplazada para mover el puente.

**Volumen de contrapeso disponible:**



**Figura 67.** Isometría de bloque contrapeso

$$V_{\text{contrapeso}} = 8.79\text{ft} * 6.56\text{ft} * 1.25\text{ft} = 72.08 \text{ft}^3$$

Entonces la masa necesaria para el contrapeso será:

$$\delta = \frac{m_{\text{contrapeso}}}{V_{\text{contrapeso}}}$$

$$m_{\text{contrapeso}} = 146.70 \frac{\text{lb}}{\text{ft}^3} * 72.08 \text{ft}^3$$

$$m_{\text{contrapeso}} = 10574.13 \text{ lb}$$

Para obtener el número de bloques para el contrapeso total se determina:

$$N_{\text{contrapesos}} = \frac{W_{\text{desplazado}}}{W_{\text{concreto}}}$$

$$N_{\text{contrapesos}} = \frac{30924.75 \text{ lb}}{10574.13 \text{ lb}} = 2.92 = 3$$

El total de contrapesos serán 3 por cada tramo basculante.

## 6.21. Cálculo de los cilindros hidráulicos

Los cilindros hidráulicos para la operación del puente deben ser dimensionados y probados para proveer el torque de arranque máximo y la fuerza necesaria para sostener el tramo, a una presión igual o menor que la presión nominal del cilindro.

Los cilindros deben ser dimensionados para resistir los requerimientos de carga máxima y resistencia al pandeo.

Conocido el valor de la fuerza de empuje ( $F_e$ ) o elevación necesaria y el tiempo ( $t$ ) disponible en realizar una carrera completa por parte del émbolo, se emplearían las siguientes expresiones para calcular los parámetros geométricos que definen al cilindro actuador.

Así, el valor del empuje o fuerza de elevación ( $F_e$ ) capaz de desarrollar un cilindro hidráulico viene dado por la siguiente expresión:

$$F_e = \frac{\pi}{4} * d^2 * P * \eta$$

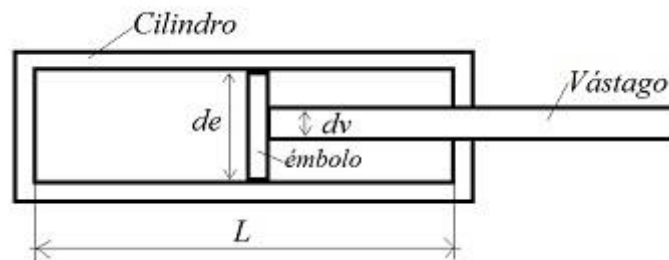
Siendo:

- $F_e$ , Fuerza empuje desarrollada por el cilindro, en lbf
- $d^2$  Área del cilindro, en pulg<sup>2</sup>.
- $P$  Presión de servicio a la que se encuentra el aceite hidráulico en el interior del cilindro, en psi. (3000 psi máx, AASHTO Movable Bridge)
- $\eta$  Rendimiento de los cilindros

En este caso el peso del acero más el concreto y la carpeta asfáltica se convertirá en la fuerza ( $F_e$ ) que necesita desarrollar el cilindro con el fin de elevar la hoja basculante, así, el diámetro requerido será:

$$d = \sqrt{\frac{4 * 187083.36}{\pi * 3000 * 0.85}} = 9.66 \text{ in}$$

Por lo cual el pistón seleccionado será de 9.84 in. y un vástago de 7.08 in. de diámetro.



**Figura 68.** Esquema de un cilindro hidráulico

Para cilindros de doble efecto, durante la carrera de retroceso o de recogida del émbolo, la fuerza que puede desarrollar viene calculada por esta otra expresión:

$$F_r = \frac{\pi}{4} * (d^2 - d_v^2) * P * \eta$$

Siendo:

- $F_r$ , Fuerza retroceso del émbolo, en lbf
- $d$  Diámetro del émbolo que discurre por el interior del cilindro, en pulgadas.
- $d_v$  Diámetro exterior del vástago que discurre por el interior del cilindro, en pulgadas.
- $P$  Presión de servicio a la que se encuentra el aceite hidráulico en el interior del cilindro, en psi.

$$F_r = \frac{\pi}{4} * (9.84^2 - 7.08^2) * 3000 * 0.85$$

$$F_r = 93527.53 \text{ lbf}$$

Por otro lado, conocida la carrera ( $L$ ) del vástago y medido el tiempo ( $t$ ) empleado en su recorrido, se puede calcular la velocidad ( $v$ ) con que se mueve el vástago, según la expresión siguiente:

$$v = L/t$$

Siendo,

- $v$ , la velocidad de salida del vástago, en ft/s.
- $L$ , es la longitud de la carrera del vástago, en ft.



- $t$ , es el tiempo empleado en salir completamente el vástago del cilindro, en segundos (s).

$$v = \frac{19.68 \text{ ft}}{70 \text{ seg}} = 0.28 \frac{\text{ft}}{\text{s}} = 3.36 \frac{\text{in}}{\text{s}}$$

Conocido la velocidad ( $v$ ), se puede conocer el caudal ( $Q$ ) necesario para realizar la carrera de avance, como

$$Q_a = \frac{\pi * d^2}{4} * v$$

Dónde,

- $Q_a$  es el caudal de fluido necesario para hacer una carrera, en litros/minuto (l/min).
- $v$ , es la cilindrada o volumen de una carrera, en ft/s.

$$Q_a = \frac{\pi * 9.84^2 \text{ in}^2}{4} * 0.28 \frac{\text{ft}}{\text{s}} * 60 \frac{\text{seg}}{1 \text{ min}} * \frac{1 \text{ ft}^2}{12^2 \text{ in}^2}$$

$$Q_a = 8.87 \frac{\text{ft}^3}{\text{min}} = 251.10 \frac{\text{lbs}}{\text{min}}$$

De similar manera, se determina el caudal de retroceso:

$$Q_r = \frac{\pi}{4} * (d^2 - d_v^2) * v$$

$$Q_r = \frac{\pi}{4} * (0.82^2 - 0.59^2) \text{ ft}^2 * 0.28 \frac{\text{ft}}{\text{s}} * \frac{60 \text{ s}}{1 \text{ min}}$$

$$Q_r = 4.27 \frac{ft^3}{min} = 121.14 \frac{lbs}{min}$$

Por último, cabe indicar un aspecto a tener muy en cuenta en el diseño de los cilindros hidráulicos, y en concreto, en lo que se refiere al vástago.

En efecto, cualquier pieza esbelta sometida a esfuerzos de compresión, y el vástago estará sometido a este tipo de sollicitación, corre el riesgo de sufrir el fenómeno de pandeo.

Para tener en cuenta este tipo de inestabilidad, el cálculo del diámetro del vástago se realiza aplicando la Teoría de Euler.

Según esta teoría, para un determinado diámetro (d) de vástago, la fuerza máxima que puede soportar sin que sufra de pandeo viene dada por la siguiente expresión:

$$F=K/S$$

Dónde,

S, es un factor de seguridad de valor 3,5

K, es la carga de pandeo (en kg)

Que se calcula mediante la siguiente expresión:

$$K = \frac{\pi^2 * E * I}{L^2}$$

Dónde,

E, es el módulo de elasticidad, de valor 36000 ksi para el acero;

$I$ , es el momento de inercia de la sección transversal del vástago, de valor  $\frac{\pi \cdot d^4}{64}$  para un vástago de sección circular de diámetro  $d$ ;

$L$ , es la longitud de pandeo del vástago, que depende del método de sujeción empleado en su montaje.

La longitud de pandeo  $L$ , en general no va a coincidir con la longitud real del vástago, sino que va a depender, como ya se ha dicho de la forma en que se haya realizado el montaje del cilindro.

En la siguiente tabla se indica cómo se calcula  $L$  en función de las distintas situaciones de montaje del cilindro hidráulico.






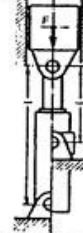
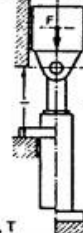
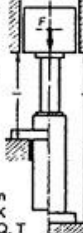
Solicitaciones según Euler				
Solicitaciones según Euler	Caso 1	Caso 2 (básico)	Caso 3	Caso 4
	Un extremo libre, un extremo fijo	Dos extremos articulados	Un extremo articulado, un extremo fijo	Dos extremos fijos
Gráfico				
Longitud libre de pandeo	$s_K = 2l$	$s_K = l$	$s_K = l \cdot \sqrt{\frac{1}{2}}$	$s_K = \frac{l}{2}$
Situación de montaje del cilindro	 Forma de sujeción C, D, F, H, K L, M, N, P, Q, T	 Forma de sujeción B, E, G, R, S	Indicación: Guiado cuidadoso de la carga, posible bloqueo  Forma de sujeción C, D, F, H, K L, M, N, P, Q, T	Indicación: Desfavorable; gran posibilidad de bloqueo  Forma de sujeción C, D, F, H, K L, M, N, P, Q, T

Figura 69. Cálculo de la longitud libre de pandeo,  $L$

Con lo antes expuesto se procede a realizar el cálculo

$$K = \frac{\pi^2 \cdot 36000000 \frac{lb}{in^2} \cdot \frac{\pi \cdot (7.08)^4 in^4}{64}}{236.22^2 in^2}$$

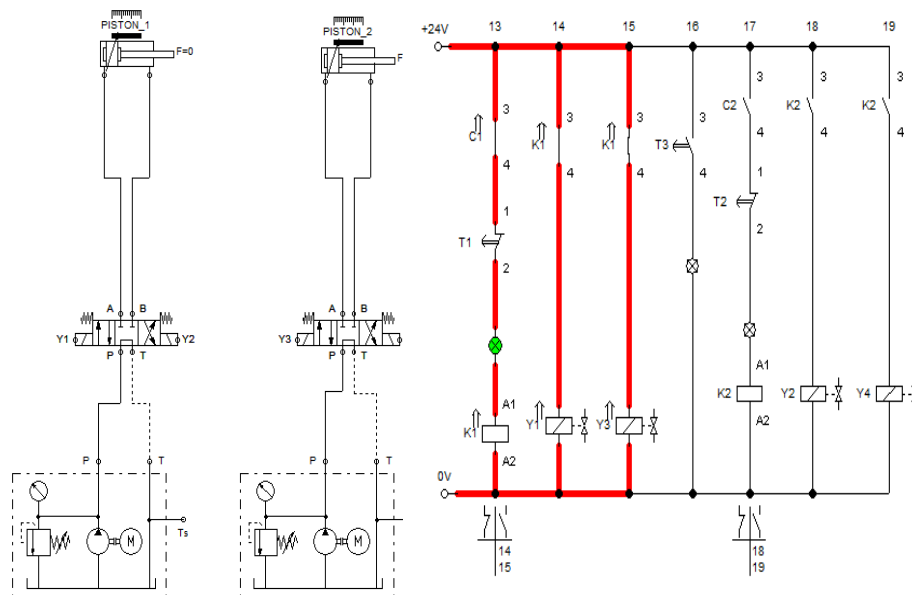


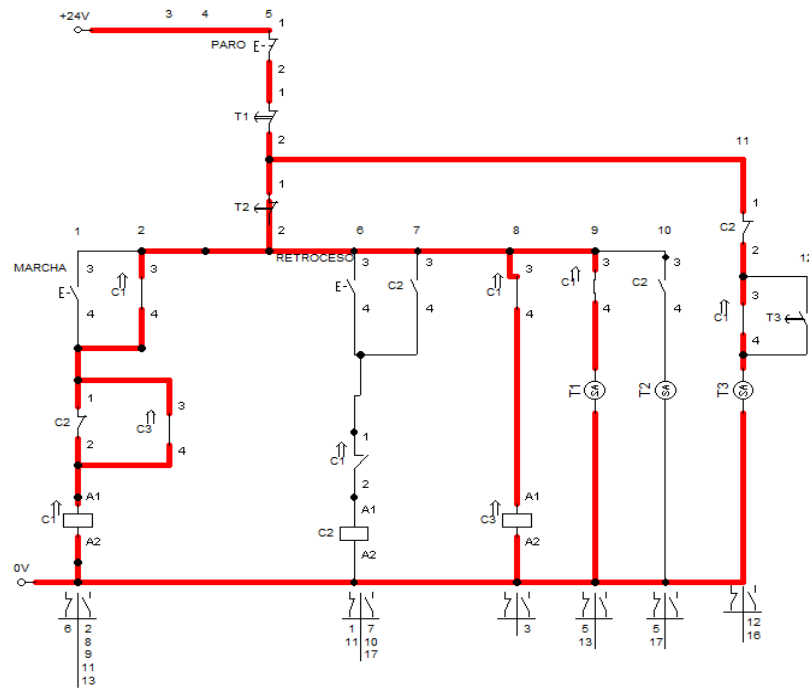
**Diámetros, superficies, fuerzas, caudales**

Pistón	Vástago	Relación de áreas	Superficies			Fuerza para 350 bar <sup>1)</sup>			Caudal para 0,1 m/s <sup>2)</sup>			Máx. longitud de carrera suministrable
			Pistón	Vástago	Anillo	Com- presión	Dife- rencia	Trac- ción	Exten- sión	Dife- rencia	Retrac- ción	
ØAL mm	ØMM mm	$\phi$ A <sub>1</sub> /A <sub>3</sub>	A <sub>1</sub> cm <sup>2</sup>	A <sub>2</sub> cm <sup>2</sup>	A <sub>3</sub> cm <sup>2</sup>	F <sub>1</sub> kN	F <sub>2</sub> kN	F <sub>3</sub> kN	q <sub>v1</sub> l/min	q <sub>v2</sub> l/min	q <sub>v3</sub> l/min	mm
40	28	1,96	12,56	6,16	6,40	43,96	21,56	22,40	7,5	3,7	3,8	2000
50	36	2,08	19,63	10,18	9,45	68,71	35,63	33,08	11,8	6,1	5,7	2000
63	45	2,04	31,17	15,90	15,27	109,10	55,65	53,45	18,7	9,5	9,2	2000
80	56	1,96	50,26	24,63	25,63	175,91	86,21	89,71	30,2	14,8	15,4	2000
100	70	1,96	78,54	38,48	40,06	274,89	134,68	140,21	47,1	23,1	24,0	3000
125	90	2,08	122,72	63,62	59,10	429,52	222,67	206,85	73,6	38,2	35,4	3000
140	100	2,04	153,94	78,54	75,40	538,79	274,89	263,90	92,4	47,1	45,3	3000
160	110	1,90	201,06	95,06	106,00	703,71	332,71	371,00	120,6	57,0	63,6	3000
180	125	1,93	254,47	122,72	131,75	890,65	429,52	461,13	152,7	73,6	79,1	3000
200	140	1,96	314,16	153,96	160,20	1099,56	538,86	560,70	188,5	92,4	96,1	3000
220	160	2,12	380,1	201,0	179,1	1330,5	703,7	626,8	228,1	120,7	107,4	6000
250	180	2,08	490,8	254,4	236,4	1718,1	890,6	827,4	294,5	152,7	141,8	6000
280	200	2,04	615,7	314,1	301,6	2155,1	1099,6	1055,6	369,4	188,5	180,9	6000
320	220	1,90	804,2	380,1	424,2	2814,9	1330,5	1484,4	482,5	228,1	254,4	6000

**Figura 71.** Datos relevantes cilindro seleccionado

Fuente: (Bosch Rexroth)





**Figura 72 .** Circuito hidráulico y control puente basculante

## 6.22. Dimensionamiento de unidad de potencia

Las bombas hidráulicas destinadas a generación de potencia mediante un fluido deberán ser del tipo de desplazamiento positivo con compensación de flujo. Se determina lo siguiente:

$$HP_{bomba} = \frac{Q_a * P}{1715}$$

Dónde,  $Q_a$ , es el caudal de avance en gpm

$P$ , es la presión de avance en psi

Que se calcula mediante la siguiente expresión:

$$HP_{bomba} = \frac{66.33 * 3000}{1715} = 116.09$$

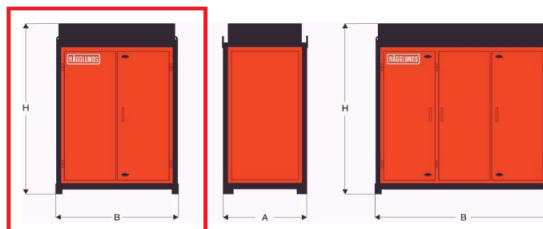
El valor calculado corresponde a que una bomba impulsará los cilindros para mover todo el peso, por esa razón, estos 116.09 HP. deben dividirse para dos cilindros inicialmente considerados obteniendo una bomba de 60 HP por cada uno y por cada hoja basculante. Debido a que se requiere una potencia alta la mejor selección es contar con una unidad de potencia hidráulica como la que se muestra a continuación:

Data – PEC Power Unit				
Type	Max. installed power (kW)	Max. oil flow* (l/min)	Max. pressure (bar)	Weight (kg)
PEC 102	90	175	350	1500
PEC 202**	90	337	350	1500
PEC 103	90(2x90)	175	350	2300
PEC 203**	180(2x90)	350(2x175)	350	2500
PEC 302**	315	737	350	2900
PEC 402**	355	737	350	2900
PEC 602**	355	737	350	2900
PEC 303**	400(2x200)	674(2x337)	350	3600
PEC 403**	400(2x200)	674(2x337)	350	3700
PEC 603**	630(2x315)	1474(2x737)	350	5100
PEC 702	500	1103	350	4500
PEC 702**	500	1257	350	4500
PEC 803**	710(2x355)	1474(2x737)	350	5500
PEC 1003**	710(2x355)	1474(2x737)	350	5500
PEC 1203	1000(2x500)	2206(2x1103)	350	8600
PEC 1203**	1000(2x500)	2514(2x1257)	350	8600

\*) 1470 rpm.  
\*\*) Tandem.

Figura 73. Selección de unidad de potencia

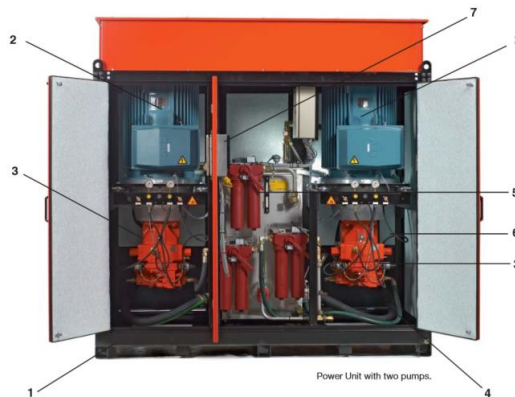
Dimensions



Basic dimensions, PEC Power Unit										
Cabinet size	1	2	3	4	5	6	7	6	7	
Type*	PEC 102	PEC 103	PEC 302	PEC 303	PEC 803	PEC 702	PEC 1203	PEC 702**	PEC 1203**	
Dim. mm	PEC 202	PEC 203	PEC 402	PEC 403	PEC 1003					
			PEC 602	PEC 603						
H	2320	2320	2600/2700 <sup>1</sup>	2600/2700 <sup>1</sup>	2800/2700/2800 <sup>1</sup>	2800/2900	2800/2900 <sup>1</sup>	3100/3200 <sup>1</sup>	3100/3200 <sup>1</sup>	
B	1500	2290	2800/2900	2800/2900	2900/3000	3000/3100	3000/3100	3300/3400	3300/3400	
A	1000	1000	1250	1250	1250	1850	1850	1850	1850	

<sup>1</sup>) Cabinet designations ending with a 2, represent a two-door cabinet.  
<sup>2</sup>) Cabinet designations ending with a 3, represent a three-door cabinet.  
<sup>\*</sup>) Cabinets suited for tandem mounting of pump.  
<sup>1</sup>) Size varies with the height of the electric motor.

Figura 74. Dimensiones unidad de potencia hidráulica



**Figura 75.** Unidad de potencia seleccionada

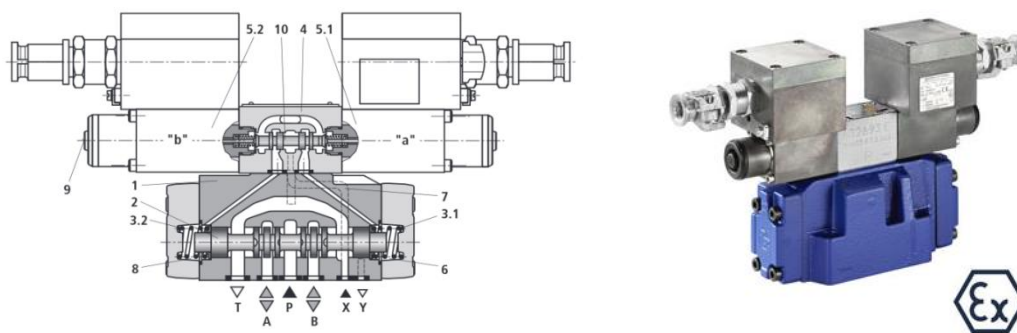
Partes:

1. Cabina de pie
2. Motores eléctricos
3. Bombas hidráulicas
4. Tanque acumulador acero inoxidable
5. Filtros de aceite
6. Enfriador de aceite
7. Sistema de control

### **6.23. Selección de válvula direccional**

Se seleccionó una válvula 4/3 de avance y retorno activada por solenoides con centro tándem y retorno a resorte, debido a que esta tiene la posibilidad de invertir el sentido de operación del actuador sin necesidad de arrancar de nuevo el motor y en caso de bloqueo no se produce daños debido a que el fluido hidráulico es desviado al depósito. Las características de la válvula se indican en la siguiente tabla.





**Figura 76.** Válvula direccional 4/3 centro tándem-retorno resorte

<b>hydraulic</b>		Size	10	16	25	32
Sizes		Size				
Maximum operating pressure						
Ports P, A, B		bar			350	
Port T	with pilot oil return Y external	bar			250	
	with pilot oil return Y internal	bar			210	
Port Y	with pilot oil return external	bar			210	
Flow of the main valve	l/min		up to 160	up to 300	up to 650	up to 1100
Maximum pilot pressure	bar	250 (with a higher pilot pressure, use of a pressure reducing valve is required)				
Minimum pilot pressure						
- with pilot oil supply X external or internal (control spool D, K, E, J, L, M, Q, R, U, W)						
	3-spool position valve, spring-centered	bar	10	14	13	8.5
	2-spool position valve, spring end position	bar	10	14	13	10
	2-spool position valve, hydraulic end position	bar	7	14	8	5
- with pilot oil supply X internal (control spool C, F, H, P, T, V, Z, S <sup>1)</sup> )		bar	6.5 <sup>2)</sup>	4.5 <sup>3)</sup>	4.5 <sup>3)</sup>	4.5 <sup>3)</sup>
Pilot volume for switching process						
	3-spool position valve, spring-centered	cm <sup>3</sup>	2.04	5.72	14.2	29.4
	2-spool position valve	cm <sup>3</sup>	4.08	11.45	28.4	58.8
Pilot volume for shortest switching time	l/min		approx. 35	approx. 35	approx. 35	approx. 45
Hydraulic fluid		Mineral oil (HL, HLP) according to DIN 51524 <sup>4)</sup> , fast biodegradable hydraulic fluids according to VDMA 24568 (see also data sheet 90221), HETG (rape seed oil) <sup>4)</sup> , HEPG (polyglycols) <sup>5)</sup> , HEES (synthetic esters) <sup>5)</sup> , flame-resistant hydraulic fluid HFC according to ISO 12922 <sup>6)</sup> , other hydraulic fluids on request ignition temperature > 180 °C				

**Figura 77.** Características técnicas válvula 4/3

### 6.24. Selección de la manguera para cilindros

Se seleccionó la manguera de 1 1/2” de diámetro de acuerdo a la figura 70

#### 487

Hydraulic – Constant Working Pressure  
ISO 18752 - AC/BC/CC



# Part Number	Standard Cover	Tough Cover	Super Tough	Hose I.D.		Hose O.D.		Working Pressure		Minimum Bend Radius		Weight		Parkrimp 43 Series	Parkrimp 77 Series
	487	487TC	487ST	inch	mm	inch	mm	psi	MPa	inch	mm	lbs/ft	kg/m		
487-4	AC	AC	AC	1/4	6,3	0.52	13,1	4000	28,0	2	50	0.20	0,30	●	
487-6	AC	AC	AC	3/8	10	0.68	17,2	4000	28,0	2-1/2	65	0.28	0,42	●	
487-8	AC	AC	AC	1/2	12,5	0.81	20,4	4000	28,0	3-1/2	90	0.35	0,52	●	
487-10	AC	AC	AC	5/8	16	0.94	23,9	4000	28,0	4	100	0.44	0,66	●	
487-12	AC	AC	AC	3/4	19	1.10	27,8	4000	28,0	4-3/4	120	0.58	0,86	●	
487-16	BC	CC	CC	1	25	1.49	37,8	4000	28,0	6	150	1.34	1,99	●	
487-20	BC	CC	CC	1-1/4	31,5	1.82	46,3	4000	28,0	8-1/4	210	1.74	2,59		●
487-24	BC	CC	CC	1-1/2	38	2.03	52,8	4000	28,0	10	250	2.07	3,08		●
487-32	BC	CC	--	2	51	2.65	67,3	4000	28,0	12-1/2	320	4.35	6,47		●

Figura 78. Características técnicas manguera

### 6.25. Selección de aceite hidráulico:

Se seleccionó el aceite hidráulico de acuerdo a los requerimientos del fabricante de la unidad de potencia. Dicho aceite está diseñado para su uso en sistemas hidráulicos móviles y estacionarios, bombas de pistón y de engranajes. El rendimiento contra el desgaste lo hacen especialmente adecuado para aplicaciones industriales de alto rendimiento donde las presiones pueden exceder 5.000 psi.



ISO Grade	32	46	68
Product Number	255697	255698	255699
SDS Number	29100	29100	29105
API Gravity	37.1	36	35.9
Viscosity, ASTM D445 cSt at 40°C	32.5	46.5	68.0
cSt at 100°C	7.0	9.3	11.4
Viscosity Index, ASTM D2270	186	186	162
Brookfield Viscosity, ASTM D2983, cP at -20°C	1040	1820	3030
Brookfield Viscosity, ASTM D2983, cP at -30°C	3060	5430	11,580
Brookfield Viscosity, ASTM D2983, cP at -40°C	11,800	45,440	65,400
Tapered Roller Bearing (CEC L-45-A-99), % Viscosity Loss	< 7%	< 10%	< 7%
Oxidation Stability-TOST ASTM D943, Hours to 2.0mg KOH/g acid number (allowed to run beyond 10,000 h)	> 10,000	> 10,000	> 10,000
FZG Gear Test, DIN 51354, Fail Stage	11	≥ 12	≥ 12
Flash Point, °C(°F), ASTM D92	228(442)	230(446)	218(424)
Pour Point, °C(°F), ASTM D97	-48(-54)	-42(-44)	-45(-49)
Foam Sequence I, II, III ASTM D892, ml	0/0/0	0/0/0	0/0/0
Dielectric Strength, kV <sup>a</sup> , ASTM D877 <sup>b</sup>	35	35	35
Acute Aquatic Toxicity (LC-50, OECD 203)	Pass	Pass	Pass

Figura 79. Características técnicas aceite hidráulico Fi30

## 6.26. Cálculo de tuberías

Para la tubería que transportara el aceite hidráulico hasta los cilindros la norma AASHTO LRFD Movable Highway Bridge Design Specifications, 2nd Edition, 2012, recomienda que se dimensione siguiendo las directrices de la norma ASME B31.1, la cual, establece los requisitos mínimos de ingeniería para el diseño e instalación segura de la tubería de proceso. Haciendo uso de la norma B31.1 se determina:

$$t = \frac{PD}{2(SE + PY)}$$

Dónde,

- $t$ , es el espesor diseñado por presión;
- $P$ , es la presión manométrica de diseño interna
- $D$ , es el diámetro exterior de la tubería
- $E$ , es el factor de calidad (ASME B31.1)
- $S$ , es el esfuerzo admisible a la temperatura (ASME B31.1)
- $Y$ , es el coeficiente de temperatura

A su vez la norma AASHTO menciona que todas las tuberías hidráulicas se especificarán como tubería sin costura, acero inoxidable bajo carbón conforme a ASTM A312, TP 316 o TP 304. La tubería deberá ser limpia y cubierta para evitar el ingreso de materiales ajenos a la misma.

Con estas recomendaciones se procede a realizar el cálculo con los siguientes datos:

$$Q = 8.86 \frac{\text{pie}^3}{\text{min}}$$

$$v = 16.8 \text{ pie/s}$$

$$Q = v * \frac{\pi * D^2}{4}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 * Q}{\pi * v}} = \sqrt{\frac{4 * 8.86}{\pi * 16.8}} = 0.8194 \text{ in} = 1 \text{ in}$$

Entonces

$$t = \frac{PD}{2(SE + PY)}$$

$$t = \frac{3 * 1}{2(20 * 1 + 3 * 0.85)} = 0.060 \text{ in} = 2 \text{ mm}$$

304/304L & 316/316L Stainless Steel Pipe Wall Thickness and Weights				
Pipe Size	O. D. In Inches	Wall Thickness in Inches		
		Schedule 10S	Schedule 40S	Schedule 80S
1/8	0.41	0.049	0.068	0.095
		0.186	0.245	0.315
1/4	0.54	0.065	0.088	0.119
		0.330	0.425	0.535
3/8	0.67	0.065	0.091	0.126
		0.424	0.568	0.739
1/2	0.84	0.083	0.109	0.147
		0.671	0.851	1.088
3/4	1.05	0.083	0.113	0.154
		0.857	1.131	1.474
1	1.32	0.109	0.113	0.179
		1.404	1.679	2.172

**Figura 80.** Características técnicas de la tubería

Con lo cual la tubería seleccionada es: Tubería 1" Sch. 40S



*Figura 81.* Tubería acero inoxidable

### **6.27. Soldadura**

El código AASHTO/AWS–D1.5M/D1.5 cubre los requisitos de fabricación de soldadura aplicables a puentes carreteros soldados.

Debe ser utilizado en conjunción con la especificación estándar de la AASHTO para puentes de carreteras o de las especificaciones de diseño de puentes AASHTO LRFD.

El código no está destinado a ser utilizado para las siguientes condiciones:

1. Los aceros con una resistencia mínima especificada rendimiento mayor que 690 MPa [ 100 ksi ]
2. Recipientes a presión o tubería a presión
3. Metales básicos distintos de carbono o aceros de baja aleación

Estructuras compuestas de fabricación de tubos estructurales o componentes que no se abordan específicamente por este código se realizarán de conformidad con las disposiciones especiales del contrato o de conformidad con las directrices escritas del ingeniero que puede elegir para hacer referencia a una soldadura alterna aplicable estándar.

El proyecto en mención no está fuera de ninguno de los parámetros anteriormente expuestos ya que el acero a ser soldado es del tipo A709 Gr. 50 cuyo límite de resistencia mínima es de 50 ksi.

La premisa fundamental de este apartado es proporcionar disposiciones generales aplicables a cualquier situación del puente, y mencionar los criterios de aceptación para soldaduras, y, se determina que las soldaduras quedarán definidas de la siguiente manera:

### 6.28. Transiciones ancho de patín (fleje)

Para la unión de vigas cuya dimensión de patín (ancho) sea diferente se aplica la siguiente transición.

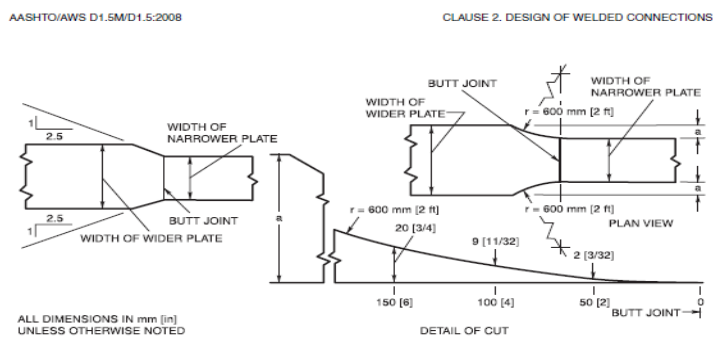


Figure 2.8—Transition of Width at Butt Joints of Parts Having Unequal Width (see 2.17.5.3)

### Figura 82. Transición para vigas patines diferentes

Para la unión de flejes (patines) si la viga es armada utiliza la siguiente junta precalificada. Para taller recomendable en proceso GMAW.

Double-V-groove weld (3) Butt joint (B)						For B-U3c-S only			
						T <sub>1</sub>		S <sub>1</sub>	
						Over	to		
						50	60	35	
						60	80	45	
						80	90	55	
						90	100	60	
						100	120	70	
						120	140	80	
						140	160	95	
						For T <sub>1</sub> > 160 or T <sub>1</sub> ≤ 50 S <sub>1</sub> = 2/3 (T <sub>1</sub> - 6)			
Welding Process	Joint Designation	Base Metal Thickness (U = unlimited)		Groove Preparation	Tolerances		Allowed Welding Positions	Gas Shielding for FCAW	Notes
		T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>		Root Opening Root Face Groove Angle	As Detailed (see 2.12.1)			
SMAW	B-U3b	U	—	R = 0 to 3 f = 0 to 3 α = β = 60°	+2, -0 +2, -0 +10°, -0°	+2, -3 Not limited +10°, -5°	All	—	a, c, g, i
GMAW FCAW	B-U3-GF	U	—	R = 0 f = 6 min. α = β = 60°	+2, -0 +6, -0 +10°, -0°	+2, -0 +6, -0 +10°, -5°	All	Not required	c, g, i
SAW	B-U3c-S	U	—	R = 0 f = 6 min. α = β = 60°	+2, -0 +6, -0 +10°, -0°	+2, -0 +6, -0 +10°, -5°	F	—	c, g, i
						To find S <sub>1</sub> see table above: S <sub>2</sub> = T <sub>1</sub> - (S <sub>1</sub> + f)			

Figure 2.4 (Continued)—Details of Welded Joints for CJP Groove Welds (see 2.12.1) (Dimensions in Millimeters)

Figura 83. Unión de patines

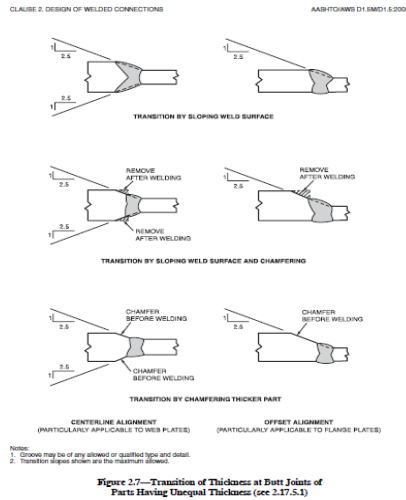
2da Opción para unión de Patines; se recomienda proceso GMAW para taller:

Single-V-groove weld (2) Butt joint (B)									
						T <sub>1</sub>		S <sub>1</sub>	
						Over	to		
						12	25	10	
						25	38	15	
						38	50	20	
Welding Process	Joint Designation	Base Metal Thickness (U = unlimited)		Groove Preparation	Tolerances		Allowed Welding Positions	Gas Shielding for FCAW	Notes
		T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>		Root Opening Root Face Groove Angle	As Detailed (see 2.12.1)			
SMAW	B-U2	U	—	R = 0 to 3 f = 0 to 3 α = 60°	+2, -0 +2, -0 +10°, -0°	+2, -3 Not limited +10°, -5°	All	—	a, c, i
GMAW FCAW	B-U2-GF	U	—	R = 0 to 3 f = 0 to 3 α = 60°	+2, -0 +2, -0 +10°, -0°	+2, -3 Not limited +10°, -5°	All	Not required	c, i
SAW	B-L2c-S	Over 12 to 25	—	R = 0 f = 6 min. α = 60°	R = 0 f = 6, -0 α = +10°, -0°	+2, -0 Not limited +10°, -5°	F	—	c, i
		Over 25 to 38	—	R = 0 f = 10 min. α = 60°					
		Over 38 to 50	—	R = 0 f = 12 min. α = 60°					

Figura 84. Unión de patines 2da. Opción

### 6.29. Transición de espesores

Para la unión de vigas cuya dimensión de patín (espesor) sea diferente se aplica la siguiente transición.



**Figura 85.** Transición de espesores

Para unión patín viga secundaria a patín viga principal; como es montaje se recomienda proceso SMAW o FCAW

Single-bevel-groove weld (4)  
Butt joint (B)

Welding Process	Joint Designation	Base Metal Thickness (U = unlimited)		Groove Preparation			Allowed Welding Positions	Gas Shielding for FCAW	Notes
		T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	Root Opening	Tolerances				
					As Detailed (see 2.12.1)	As Fit-Up (see 3.3.4)			
SMAW	B-U4b	U	—	R = 0 to 3 f = 0 to 3 α = 45°	+2, -0 +2, -0 +10°, -0°	+2, -3 Not limited 10°, -5°	F, H	—	a, c, i, m
GMAW FCAW	B-U4b-GF	U	—				H	Not required	c, i

**Figura 86.** Unión viga secundaria a viga principal

Para las soldaduras de unión alma viga secundaria – alma viga principal utilizar soldadura de filete.



Adicional a lo especificado se recomienda tener Procedimientos de Soldadura Precalificados (WPS) y personal calificado (WPQ).

## CAPITULO 5

### ANÁLISIS, SIMULACIÓN Y CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE BASCULANTE A ESCALA

El objetivo de este capítulo es el análisis del prototipo mediante el método de los elementos finitos. El programa de elementos finitos que se ha usado para este análisis es el programa de simulación ANSYS 17.0 en su interfaz Workbench usando licencias de la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE.

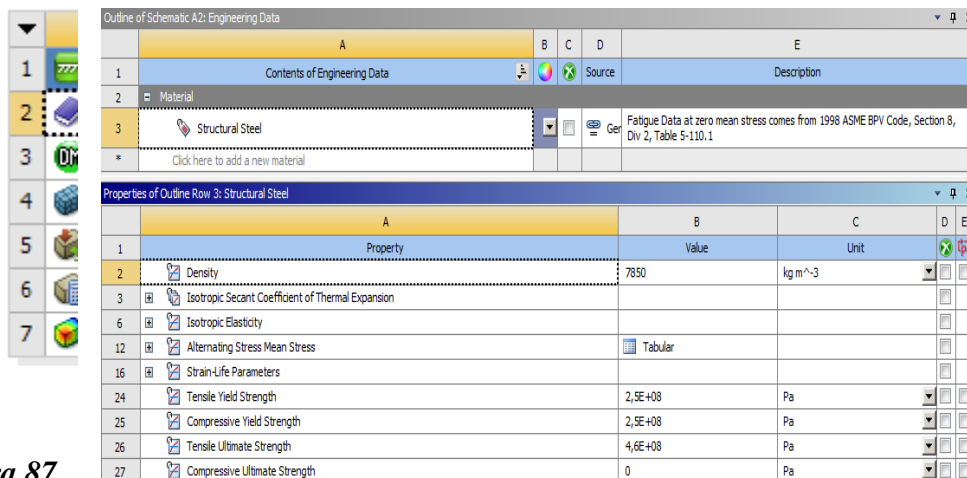
En este análisis del prototipo, se va a comprobar si la simulación con los ensayos del prototipo coincide, como por ejemplo la deflexión máxima bajo una carga equivalente al camión HL-93.

#### **5.1. Sistemas de análisis**

Para tener la simulación lo más parecida a la realidad es necesario definir los sistemas de análisis adecuados para cada situación a la que se encuentre expuesto el prototipo, que fueron las mismas condiciones realizadas para el puente real, pero ajustando sus dimensiones y cargas.

Una vez en la interfaz del software de simulación se ha decidido que los sistemas de análisis más acordes son Static Structural para simular el proceso de deformación.

En la figura 79 se observa la pantalla principal del Workbench, y se indica los sistemas de análisis antes mencionado.



The image shows two windows from the ANSYS Engineering Data interface. The top window, titled 'Outline of Schematic A2: Engineering Data', displays a tree view with 'Material' expanded to 'Structural Steel'. The bottom window, titled 'Properties of Outline Row 3: Structural Steel', shows a table of material properties.

Property	Value	Unit
Density	7850	kg m <sup>-3</sup>
Isotropic Secant Coefficient of Thermal Expansion		
Isotropic Elasticity		
Alternating Stress Mean Stress	Tabular	
Strain-Life Parameters		
Tensile Yield Strength	2,5E+08	Pa
Compressive Yield Strength	2,5E+08	Pa
Tensile Ultimate Strength	4,6E+08	Pa
Compressive Ultimate Strength	0	Pa

**Figura 87.**

análisis estructural

Sistemas de

## 5.2. Materiales

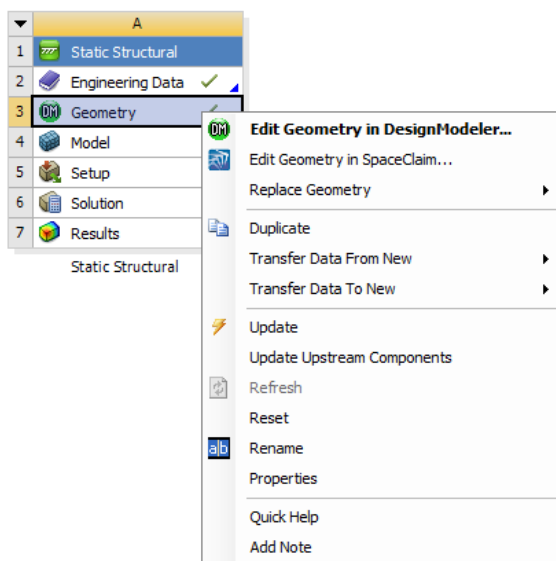
La selección y caracterización de los materiales es una parte fundamental dentro del proceso de simulación, por lo tanto se debe tomar en cuenta, que el proceso de deformación trabaja dentro de la zona elástica del diagrama esfuerzo-deformación. Esto quiere decir que los materiales seleccionados para el puente deben cumplir con este requisito, es necesario seleccionar los materiales que no se deformen y soporten las cargas a la que va a estar bajo las que va a estar trabajando.

Para esta simulación se ha seleccionado el Acero ASTM A36, un acero al carbono en presentación de perfiles, placas y barras que pueden ser usadas en construcción remachada, atornillada o soldada en puentes y edificios, y para propósitos estructurales generales. Al contar en la interfaz ANSYS con este material se revisó las propiedades necesarias para esta simulación como la resistencia a la fluencia y la resistencia última.

**Figura 88.** Propiedades específicas de ASTM A36

### 5.3. Geometría

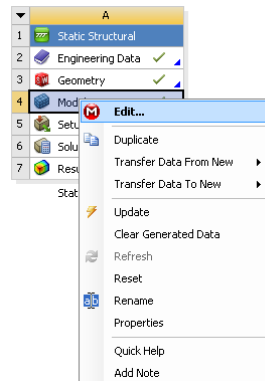
En este paso se ingresa la geometría del puente. Para esto el modelo real se ajustó a la escala del prototipo haciendo uso del programa Solidworks, En esta simulación se escogió importarlo como ensamblajes desde Solidworks como se observa en la Figura 81.



**Figura 89.** Importación de la geometría desde Solidworks 2013

### 5.4. Modelado

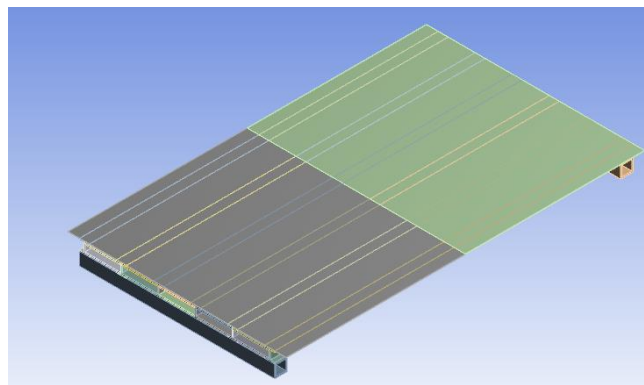
En el modelado se definieron las condiciones a las que el prototipo va a ser sometido incluyendo las propiedades intrínsecas del material así como la carga equivalente.



**Figura 90.** Modelado

### 5.5. Asignación de materiales

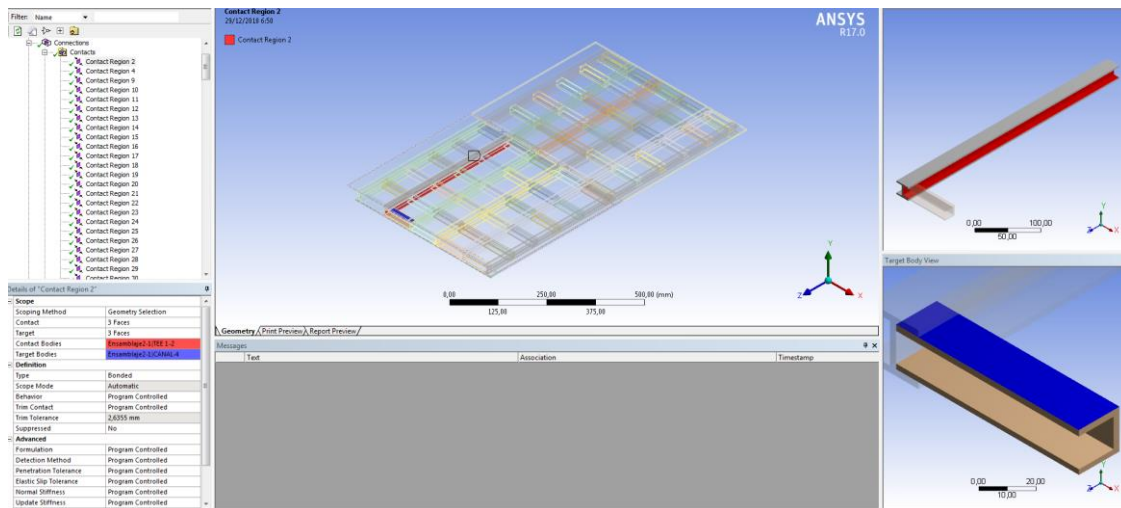
En este punto se debe asignar a cada elemento (vigas, canales, entre otros) el material previamente definido como se muestra en la figura 5.5., por lo cual, se asigna el acero A36 al modelo.



**Figura 91.** Materiales asignados de acuerdo a la geometría

### 5.6. Contactos

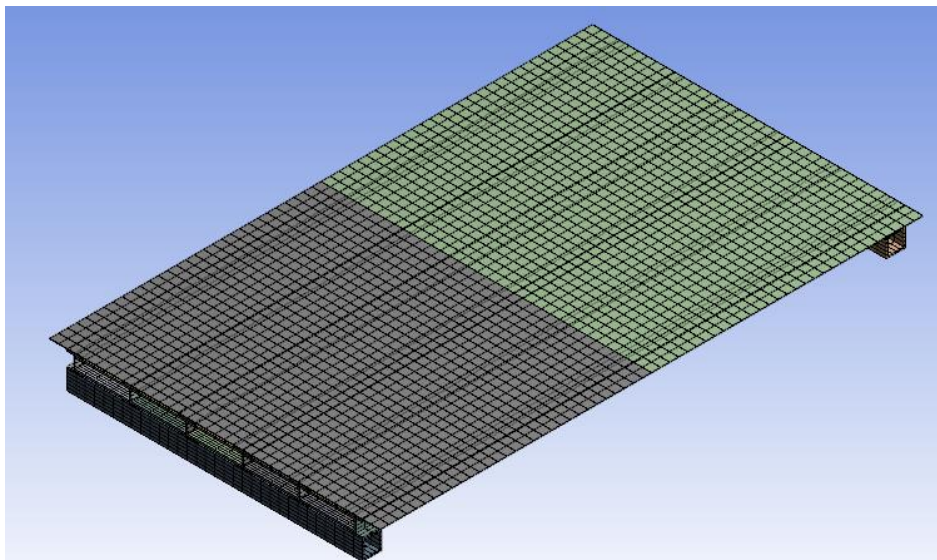
Las condiciones de contacto son algo muy importante que afectará al resultado de no escogerse bien, Workbench ofrece distintos tipos de contacto entre piezas. En la figura 5.6 se muestra las regiones de contacto las cuales en su totalidad son del tipo Bonded.



*Figura 92.* Contacto de vigas

## 5.7. Mallado

El tamaño del mallado es otra variable que se debe controlar, ya que de realizar un mallado muy grande la simulación no se realizaría de manera correcta o inclusive no se realizaría, en cambios si se selecciona un tamaño de malla muy pequeño, los resultados obtenidos serán mucho más confiables pero el tiempo en realizarse será muy largo, esto también depende de los recursos del ordenador en el que se trabaje. En la figura 85 se observa un mallado ortogonal para todas las piezas del modelo.

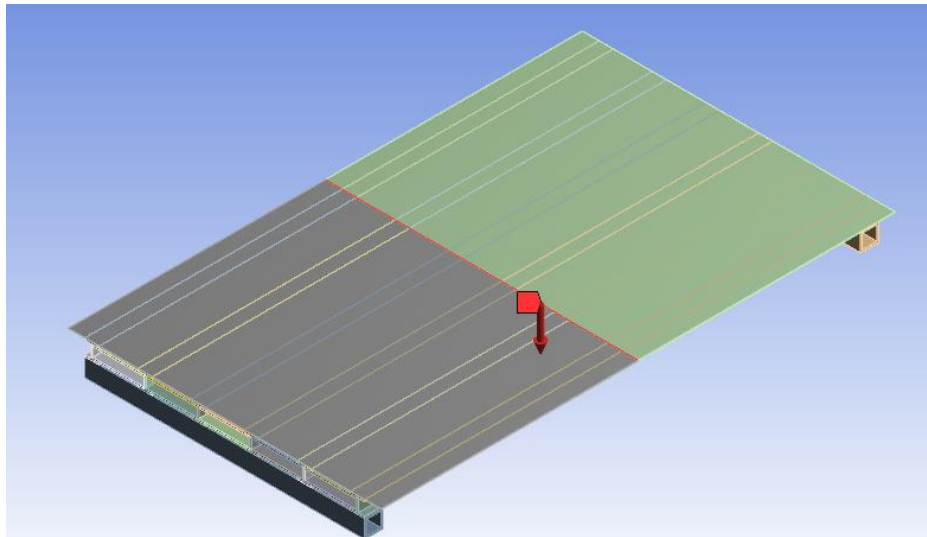
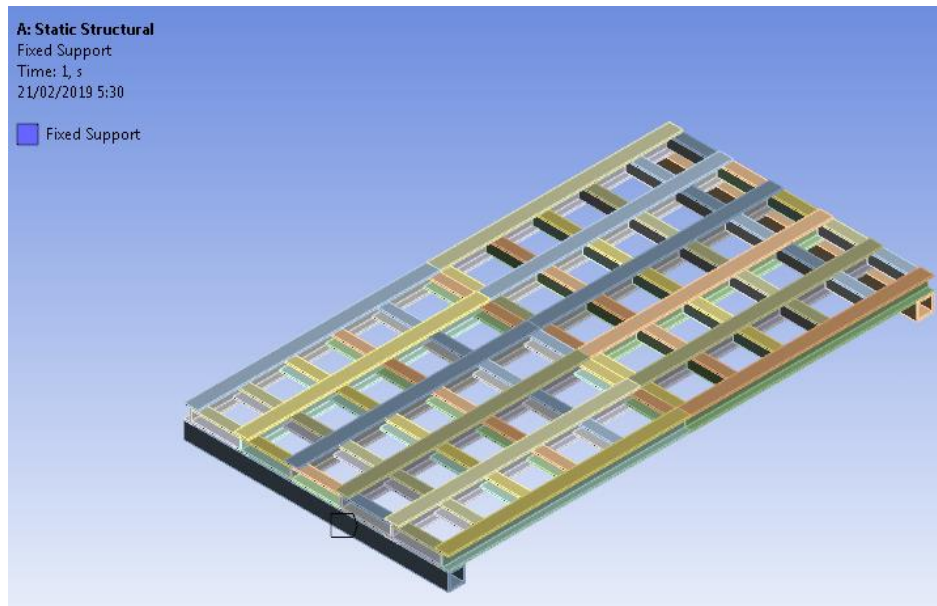


*Figura 93.* Mallado del prototipo

## **5.8. Análisis estático**

### **5.8.1. Condiciones**

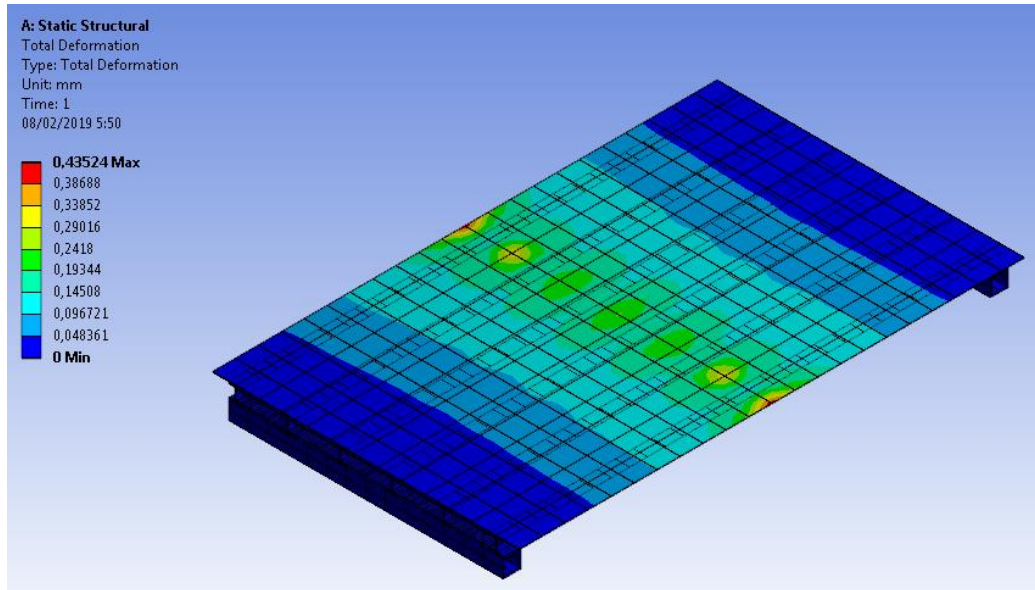
En las figuras colocadas a continuación se indica las condiciones de restricción de movimiento colocadas al modelo, específicamente se observa la restricción de desplazamiento colocado en las bases. En la siguiente figura se ve claramente la colocación de la carga puntual en sentido normal a la superficie del modelo y a lo largo del punto de contacto de este.



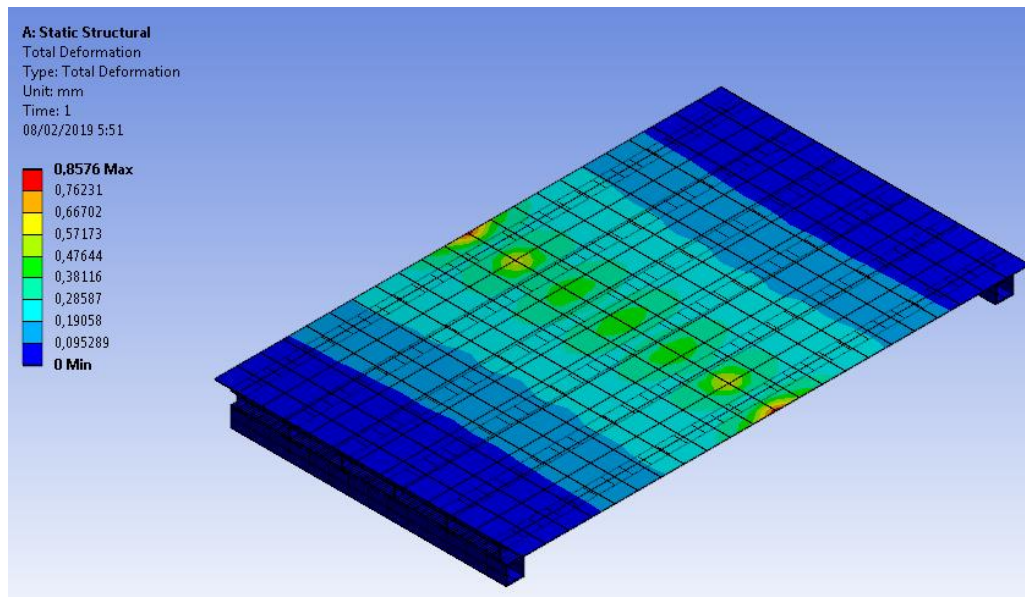
*Figura 94.* Configuración del análisis estructural



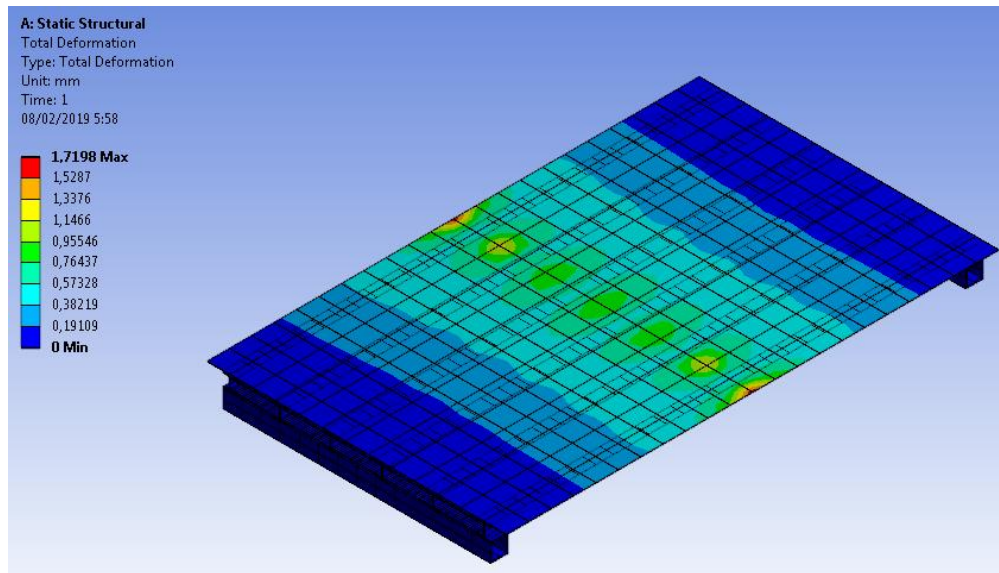
### 5.8.2. Deformación a varias cargas aplicadas



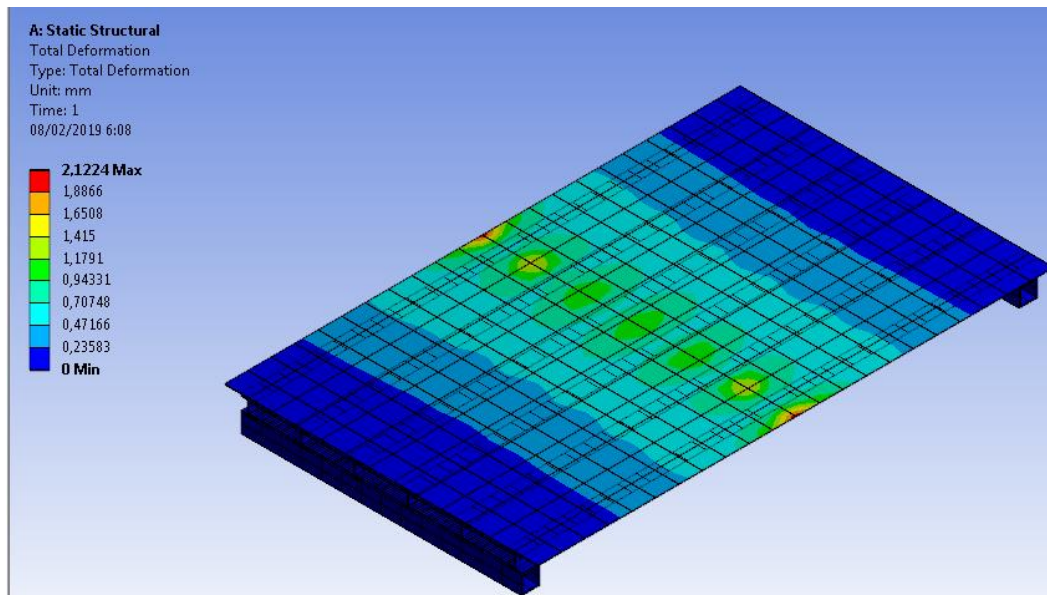
*Figura 95.* Deformación del prototipo a 100 kg (0.11 T)



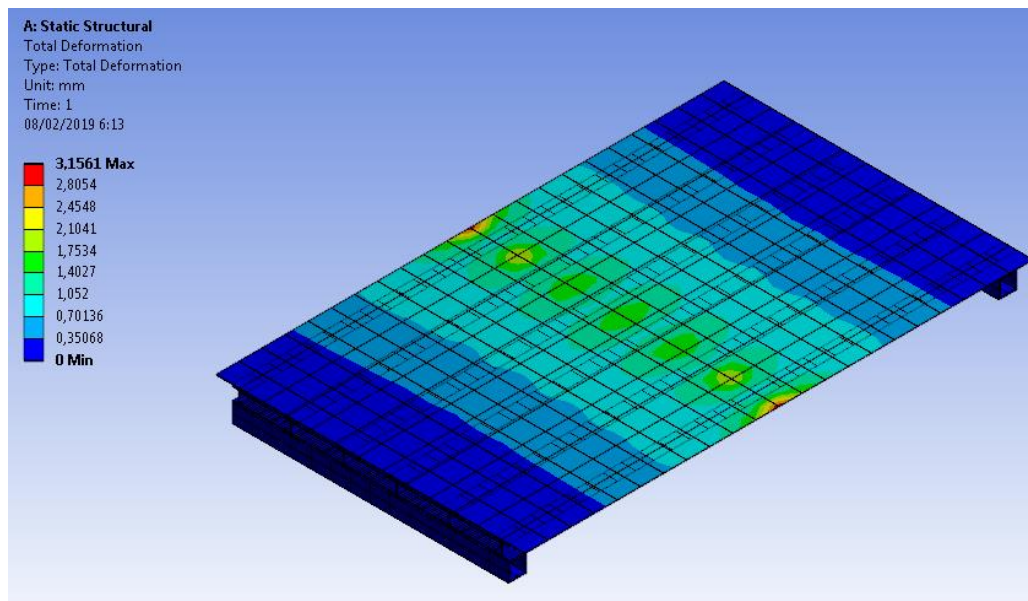
*Figura 96.* Deformación del prototipo a 200 kg (0.22 T)



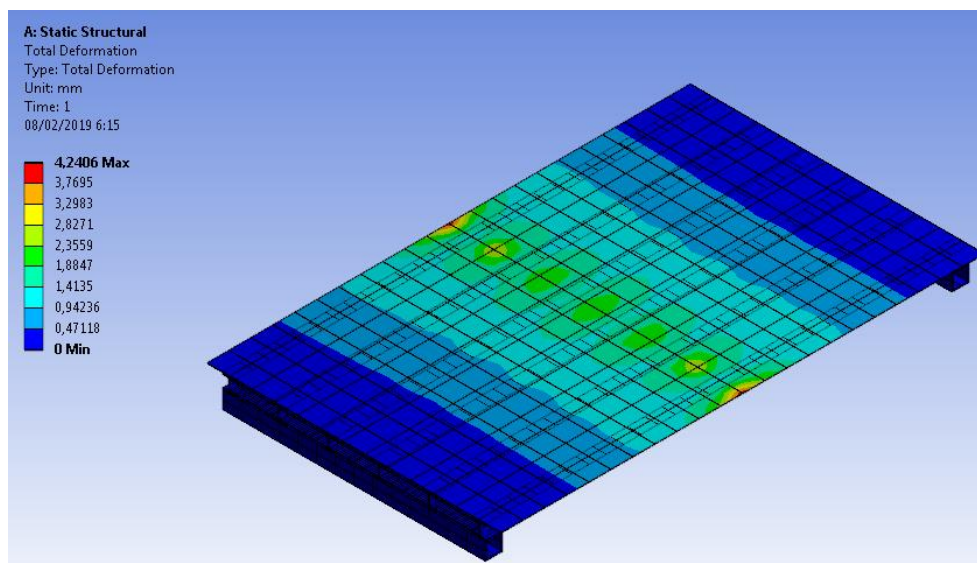
*Figura 97.* Deformación del prototipo a 400 kg (0.44 T)



*Figura 98.* Deformación del prototipo a 500 kg (0.55 T)



*Figura 99.* Deformación del prototipo a 750 kg (0.75 T)



*Figura 100.* Deformación del prototipo a 1000 kg (1 T)

Al finalizar la simulación se puede ver como se deforma el prototipo al estar bajo la acción de varios valores de carga; en la figura 100 se observa que el máximo valor de

deformación con la carga máxima equivalente es en la misma dirección de la carga aplicada y es de 4.24 mm.

### **5.9. Construcción del prototipo**

Como ya se ha definido en su totalidad el modelo matemático, generalmente cuando se realiza el diseño de este tipo de proyectos, se realiza el “prototipo” de este. Sin embargo, para poder realizar esto, se debe tener los criterios básicos para construirlo ya que de eso dependerá la similitud de la simulación con el objeto físico.

El prototipo en estudio fue escalado a las dimensiones de trabajo del laboratorio y a través de técnicas de semejanza se determinaron las dimensiones del modelo reducido.

Es importante mencionar que el peso propio de la estructura real no se considera como un parámetro determinante en el prototipo, ya que de requerirse esto al trabajar tanto en lo real como en el modelo a escala produciría necesariamente que longitudes, cargas, módulos de sección sean iguales y sería muy complicado de recrear en el laboratorio.

Como paso final se establecieron las dimensiones del prototipo considerando los factores de escala y que las dimensiones de los elementos sean estándar en el mercado evitando algún tipo de proceso de manufactura en el laboratorio.

## **5.10. Descripción de la prueba**

### **5.10.1. Descripción física**

Para el desarrollo de la prueba, la misma se la realizó en el laboratorio de Mecánica de Materiales perteneciente al Departamento de Energía y Mecánica de la Universidad de las Fuerzas Armadas-ESPE.

La construcción del prototipo se lo realizó en un taller independiente y de tal forma que sea modular todo con el fin que permita el fácil ensamblaje in situ por el estudiante, con la colaboración y supervisión continua del personal de laboratorio.

### **5.10.2. Dispositivos de la prueba**

La infraestructura se considera aquella dispuesta para absorber las cargas, por lo cual es muy importante que su deformación y movimientos no afecten la correcta ejecución de la prueba.

El Dispositivo de carga para los dos ensayos requiere que se ejerza una fuerza en sentido perpendicular al plano del puente y que permita aplicar una carga de 400 Kg, por lo tanto se considera el Vibroforo de Baja Frecuencia 417U marca Amsler, que tiene las siguientes características:

**Hoja técnica de equipo de laboratorio**

Modelo/Marca:	Vibroforo de Baja Frecuencia 417U, AMSLER
Procedencia:	Shaffhausen, Suiza
Fecha fabricación:	1972
Descripción:	Equipo para ensayos de fatiga en baja frecuencia
Capacidad:	Ensayo estático, carga máxima: 10 [Tm] Ensayo dinámico, carga máxima: 10 [Tm]
Requerimientos:	220 [V], 3 fases, Pot 8 1/2 [Hp]
Observaciones:	El equipo no cuenta con plataforma plana para la realización del ensayo según lo indicado en el procedimiento de prueba.

**Figura 101.** Características Vibroforo AMSLER

Prototipo 1

Como hojas basculantes se tiene un mallado de aluminio 6063 que contiene perfiles T y U, además de un junquillo revestimiento que se considera a forma de Steel deck, y un material compuesto sobre la superficie simulando la capa de rodadura del puente real.



**Figura 102.** Mallado de acero Aluminio 6063



El sistema móvil consta de dos cilindros neumáticos de una pulgada de diámetro y 15 cm de carrera, un distribuidor de aire con 2 válvulas electro neumáticas 5-3, mangueras de aire y un compresor de ½ HP.

Además de 4 chumaceras de ½” pulgada autoalineables que soportan dos ejes de ½” en acero de transmisión.



*Figura 103.* Prototipo Basculante

## Prototipo 2

Se decide utilizar una base totalmente de acero A36 que provea la rigidez suficiente como para no intervenir en las mediciones del prototipo y que a su vez garantice el correcto montaje y ajuste de las piezas móviles del mismo

Como hojas basculantes se tiene un mallado de acero A36 que contiene perfiles T y ángulos, además de platinas y plancha laminada en caliente de 2 mm simulando la capa de rodadura del puente real.



*Figura 104.* Mallado de acero A36

### **5.10.3. Instrumentación y medida**

El prototipo busca ser una herramienta de ensayo de una escala reducida a una escala real, ya sea para este caso en tensiones, deformaciones o fuerzas. Las magnitudes físicas medidas en las dos pruebas fueron la deformación y el desplazamiento vertical de las hojas basculantes. Para la deformación se utilizó una celda de carga tipo S y un medidor digital de tensión; para el desplazamiento se utilizó un comparador de reloj de 0.001” de apreciación.





*Figura 105.* Celda de Carga S

#### **5.10.4. Desarrollo experimental**

La metodología se basó en el estudio de la deformación longitudinal de las hojas en el punto de máxima sollicitación que para este caso es en el punto de unión de las mismas.

Se aplicó carga de forma paulatina hasta llegar al valor de 1000 kg (9986N) .Es importante mencionar que la carga fue aplicada en el eje Y sobre las hojas basculantes. Por otra parte se midió el desplazamiento vertical en el punto medio del prototipo.

El objetivo principal de la toma de datos experimentales es tener la información necesaria para compararla con los datos del modelo numérico y así poder validar dicho modelo.

#### **5.10.5. Proceso de Prueba**

El siguiente proceso se realizara para los dos prototipos, para un mejor entendimiento es necesario explicar por etapas lo sucedido.

Etapa A. Durante esta etapa se coloca en posición la celda de carga, se inicializa el equipo de medición en cero y se enciende el vibróforo, además de tomar una cota de control con el fin de conocer el desplazamiento vertical.

Etapa B. Durante esta etapa comienza la aplicación de carga al prototipo, se escucha un sonido metálico característico, se observa el incremento de valores en el medidor de tensión.

Etapa C. Se sigue incrementando la carga, se denota ya una deformación en las hojas, además que el comparador de reloj sigue girando a medida que el desplazamiento incrementa.

Etapa D. Acercándose al valor de carga considerado en la simulación se muestra ya un desplazamiento vertical y la falla local del prototipo, ya que al seguir cargando esta ya no opone resistencia a la fuerza y el medidor digital ya no incrementa su valor.

#### **5.10.6. Evaluación de los Resultados de los Ensayos de Carga**

En esta sección se desarrollara una explicación clara acerca de los resultados obtenidos (tanto en laboratorio como los teóricos) para la prueba de carga desarrollada. Se exponen, en primer lugar las secciones usadas mediante gráficos; en segundo lugar con ayuda de tablas, los resultados obtenidos, para luego analizar dichos datos bajo el enfoque de los criterios de aceptación establecidos. Se explican, además, las posibles razones de por qué existieron variaciones entre los valores calculados y los medidos.

### **5.10.7. Criterios de Aceptación**

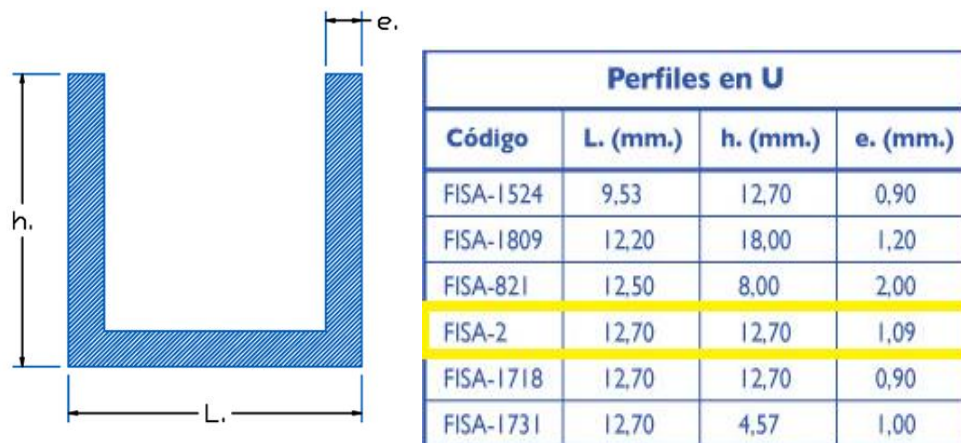
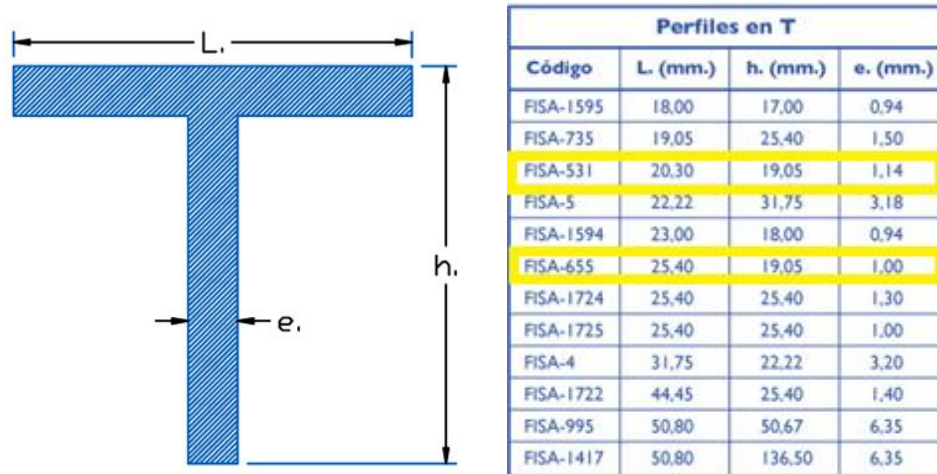
Con el fin de garantizar la congruencia de los resultados obtenidos en el ensayo de carga, se detallaran ciertos criterios. Los criterios que fueron considerados en cuenta para la correcta modelación y prueba en cuestión, son los que se detallan a continuación:

- Los valores de las magnitudes máximas determinadas en las pruebas al finalizar el ciclo de carga, no superarán las máximas calculadas en la simulación.
- En el transcurso del ensayo no deben aparecer fisuras o deformaciones en los elementos estructurales.
- La capacidad de recuperación que manifieste el prototipo, después de haber cesado la carga, deberá ser por lo menos del 90%, quedando como valores remanentes, de, un máximo del 10%.
- No deberán mostrarse signos de agotamiento de la capacidad portante en ninguna parte del prototipo.

### **5.10.8. Propiedades de sección**

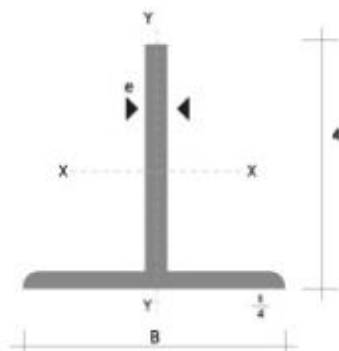
A continuación se detalla la perfilería usada tanto usada en el modelo de Aluminio como en el de Acero A36

- Prototipo Aluminio

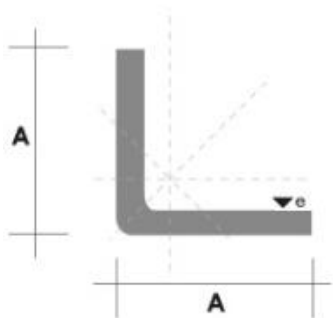


*Figura 106.* Perfiles de Aluminio

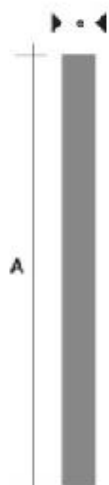
- Prototipo A36



Denominación	Dimensiones			Peso		Área
	mm			kg/m	kg/6m	cm <sup>2</sup>
	A	B	e			
TEE 20X3	20	20	3	0.90	5.40	1.15
TEE 25X3	25	25	3	1.19	7.14	1.52
TEE 30X3	30	30	3	1.41	8.48	1.80



Denominación	Dimensiones		Peso		Área
	mm		kg/m	kg/6m	cm <sup>2</sup>
	A	e			
AL 20X2	20	2	0.60	3.62	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	6.68	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	10.63	2.24
AL 40X3	40	3	1.81	11.00	2.31



Denominación	Dimensiones		Peso		Área
	mm		kg/m	kg/6m	cm <sup>2</sup>
	A	e			
PLT 12X3	12	3	0.28	1.70	0.36
PLT 12X4	12	4	0.38	2.45	0.48
PLT 12X6	12	6	0.57	3.40	0.72
PLT 19X3	19	3	0.45	2.68	0.57
PLT 19X4	19	4	0.60	3.58	0.76
PLT 19X6	19	6	0.89	5.37	1.15
PLT 25X3	25	3	0.59	3.53	0.75
PLT 25X4	25	4	0.79	4.71	1.00
PLT 25X6	25	6	1.18	7.07	1.50
PLT 30X4	30	4	0.94	5.65	1.20
PLT 30X6	30	6	1.41	8.47	1.80
PLT 30X9	30	9	2.12	12.71	2.70

*Figura 107.* Perfiles de Acero A36

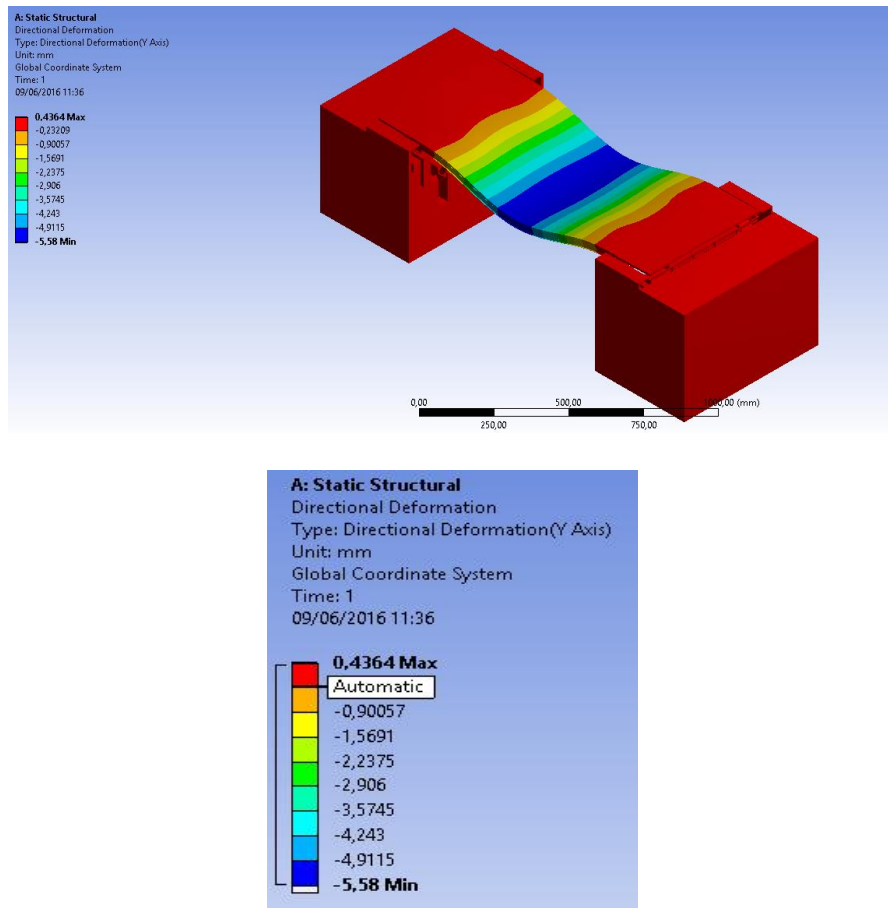
### 5.10.9. Presentación de resultados

La presentación de los resultados obtenidos se hará por medio de imágenes y tablas resumen que se exponen en esta sección. Los resultados provenientes del programa ANSYS

WORKBENCH se presentan en el literal A. Las magnitudes de las deformaciones obtenidas en la prueba son las que se observan en el literal B, y finalmente, en el literal C se presenta un resumen de los distintos de las posibles causas de la variación de los resultados.

### A. Resultados obtenidos por ANSYS WORKBENCH

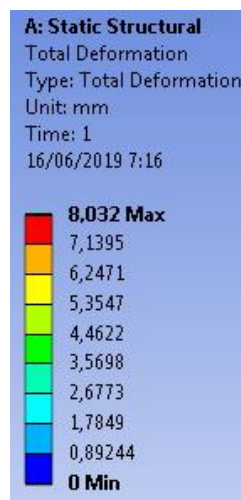
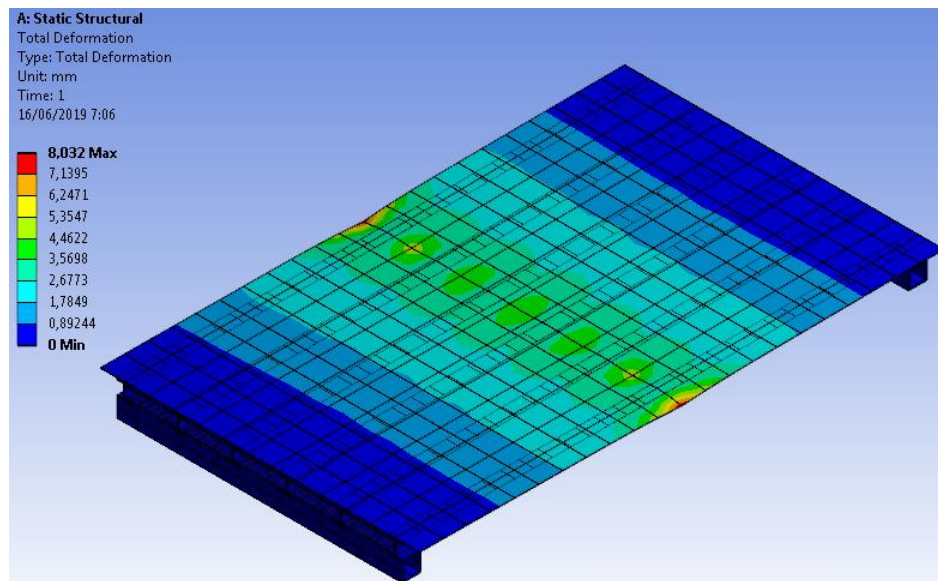
Prototipo Aluminio (F= 400 kg)



**Figura 108.** Simulación Prototipo de Aluminio

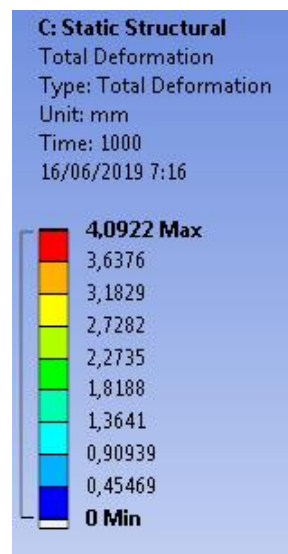
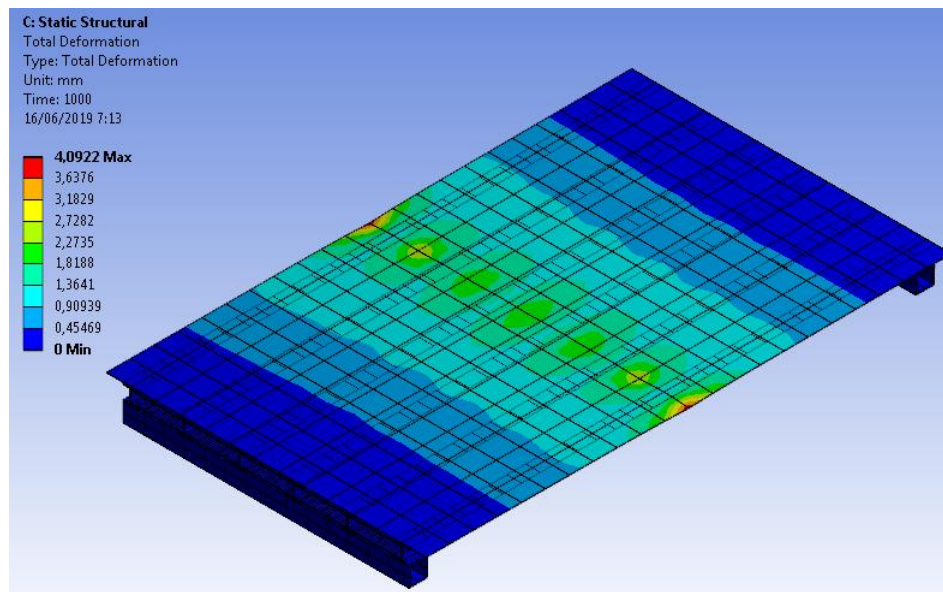
Prototipo Acero A36

Simulación # 1 (F= 1000 kg)



*Figura 109.* Simulación Prototipo de Acero A36 (prueba 1)

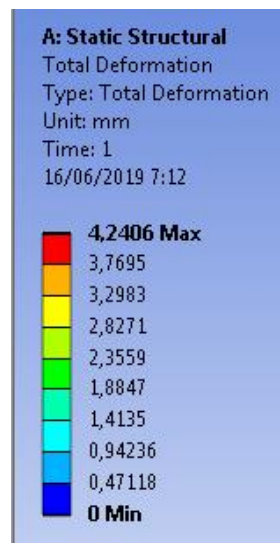
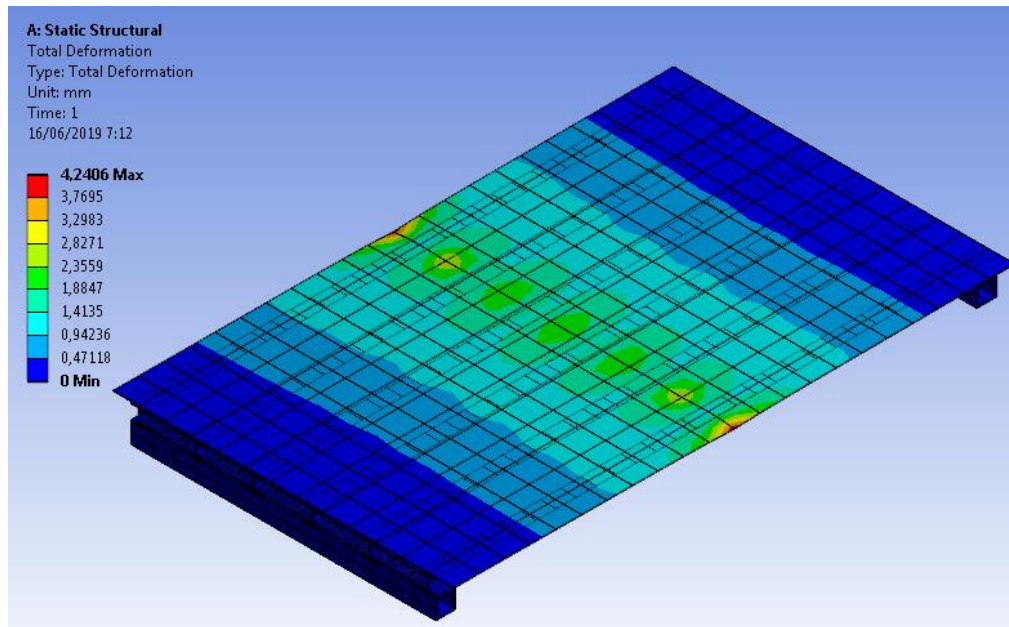
Simulación # 2 (F=1000 kg)



*Figura 110.* Simulación Prototipo de Acero A36 (prueba 2)

Simulación # 3 (F=1000 kg)





*Figura 111.* Simulación Prototipo de Acero A36 (prueba 3)

## B. Resultados obtenidos en Laboratorio

**Tabla 16.**  
*Cargas en laboratorio prototipo Aluminio*

X	Fuerza (kgs)	Fuerza (lbs)	Deformación (cm)
0	0,00	0,00	0
1	5,12	11,32	0,3
2	6,48	14,32	0,4
3	7,84	17,33	0,5
4	9,20	20,33	0,6
5	10,56	23,34	0,7
6	11,92	26,34	0,8
7	13,28	29,35	1
8	14,64	32,35	1,2
9	16,00	35,36	1,3
10	17,36	38,36	1,5
11	18,72	41,37	1,6
12	20,08	44,37	1,7
13	21,44	47,37	1,8
14	22,80	50,38	1,9
15	24,16	53,38	2,1
16	25,52	56,39	2,3
17	26,88	59,39	2,6
18	28,24	62,40	2,9
19	29,59	65,40	3,2
20	30,95	68,41	3,5
21	32,31	71,41	3,8
22	33,67	74,42	4,1
23	35,03	77,42	4,5
24	36,39	80,43	4,8
25	37,75	83,43	5

**Figura**  
Fuerza

**112.**  
vs.

Deformación Prototipo Aluminio



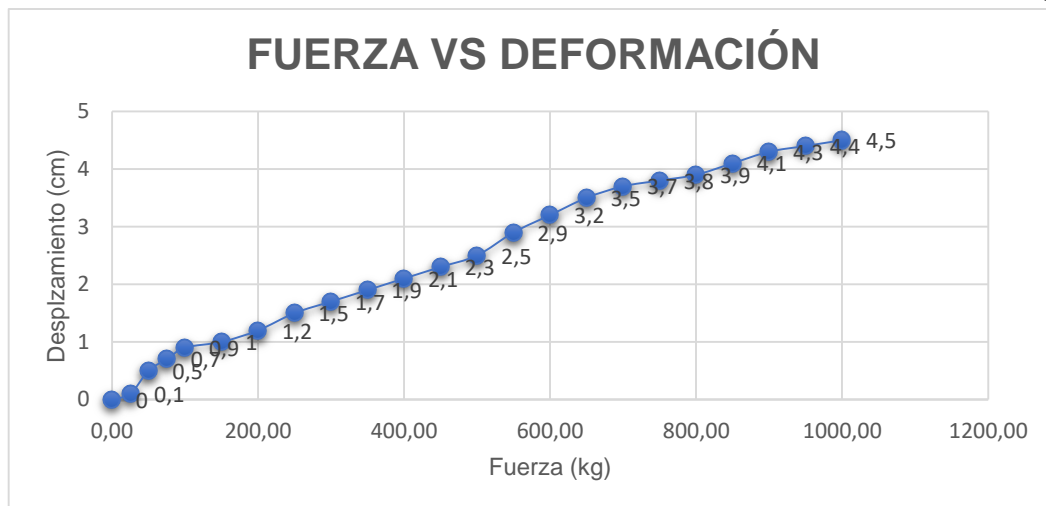


*Figura 113.* Deformación

- Prueba Prototipo 2

**Tabla 17.***Cargas en laboratorio prototipo A36 (prueba 1)*

<b>X</b>	<b>Fuerza (kgs)</b>	<b>Deformación (cm)</b>
<b>0</b>	0,00	0
<b>1</b>	25,00	0,1
<b>2</b>	50,00	0,5
<b>3</b>	75,00	0,7
<b>4</b>	100,00	0,9
<b>5</b>	150,00	1
<b>6</b>	200,00	1,2
<b>7</b>	250,00	1,5
<b>8</b>	300,00	1,7
<b>9</b>	350,00	1,9
<b>10</b>	400,00	2,1
<b>11</b>	450,00	2,3
<b>12</b>	500,00	2,5
<b>13</b>	550,00	2,9
<b>14</b>	600,00	3,2
<b>15</b>	650,00	3,5
<b>16</b>	700,00	3,7
<b>17</b>	750,00	3,8
<b>18</b>	800,00	3,9
<b>19</b>	850,00	4,1
<b>20</b>	900,00	4,3
<b>21</b>	950,00	4,4
<b>22</b>	1000,00	4,5

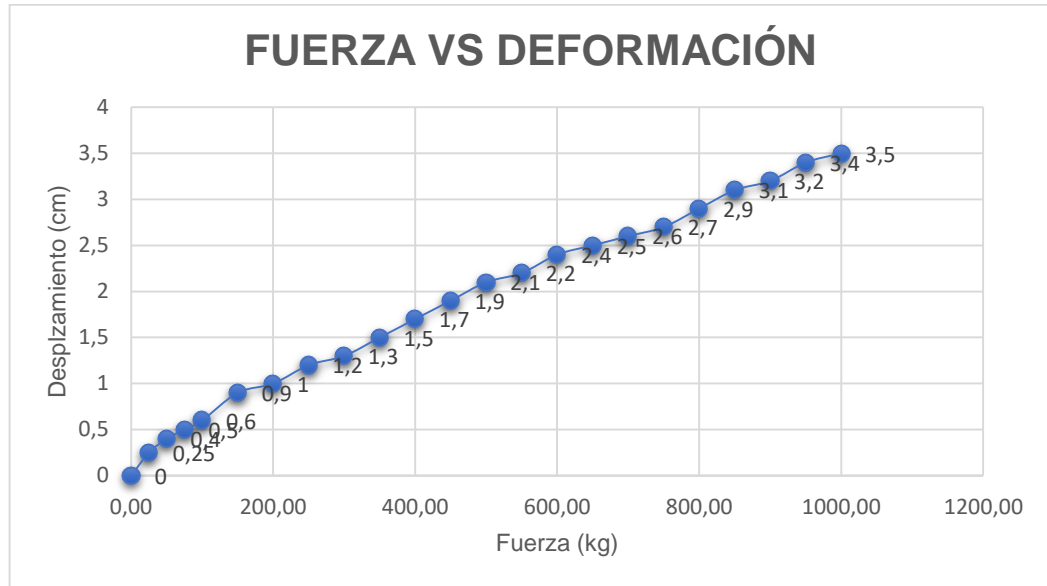


**Figura 114.** Fuerza vs. Deformación A36 (prueba 1)

**Tabla 18.**

*Cargas en laboratorio prototipo A36 (prueba 2)*

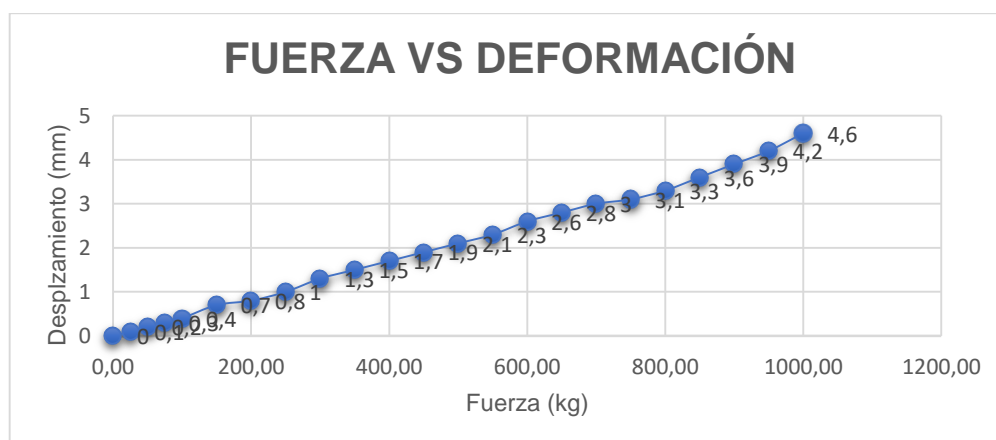
X	Fuerza (kgs)	Deformación (cm)
0	0,00	0
1	25,00	0,25
2	50,00	0,4
3	75,00	0,5
4	100,00	0,6
5	150,00	0,9
6	200,00	1
7	250,00	1,2
8	300,00	1,3
9	350,00	1,5
10	400,00	1,7
11	450,00	1,9
12	500,00	2,1
13	550,00	2,2
14	600,00	2,4
15	650,00	2,5
16	700,00	2,6
17	750,00	2,7
18	800,00	2,9
19	850,00	3,1
20	900,00	3,2
21	950,00	3,4
22	1000,00	3,5



**Figura 115.** Fuerza vs. Deformación A36 (prueba 2)

**Tabla 19.**  
Cargas en laboratorio prototipo A36 (prueba 3)

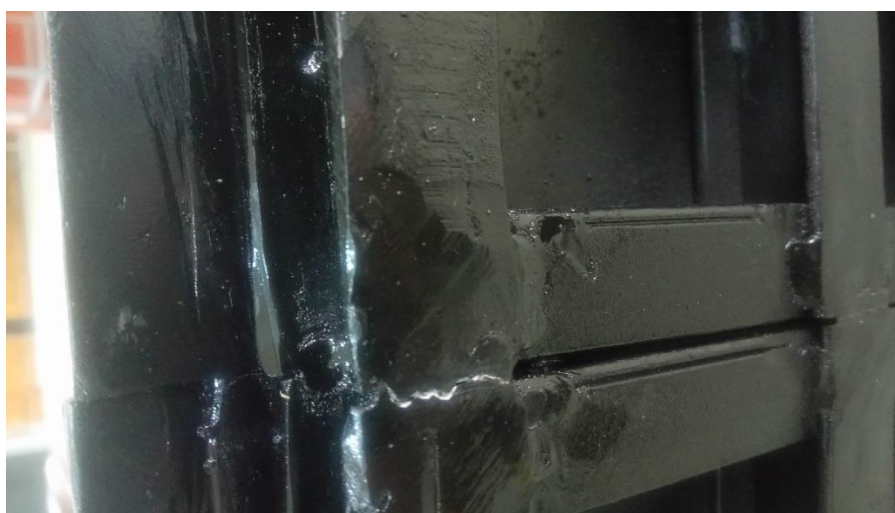
X	Fuerza (kgs)	Deformación (mm)
0	0,00	0
1	25,00	0,1
2	50,00	0,2
3	75,00	0,3
4	100,00	0,4
5	150,00	0,7
6	200,00	0,8
7	250,00	1
8	300,00	1,3
9	350,00	1,5
10	400,00	1,7
11	450,00	1,9
12	500,00	2,1
13	550,00	2,3
14	600,00	2,6
15	650,00	2,8
16	700,00	3
17	750,00	3,1
18	800,00	3,3
19	850,00	3,6
20	900,00	3,9
21	950,00	4,2
22	1000,00	4,6



**Figura 116.** Fuerza vs. Deformación A36 (prueba 3)



*Figura 117.* Falla longitudinal Prototipo A36



*Figura 118.* Falla transversal Prototipo A36



#### **5.10.10. Criterios de Aceptación Vrs. Resultados Obtenidos**

Los criterios de aceptación de resultados estarán basados en los parámetros expuestos en la sección 5.10.7 de este documento. En este sentido, los valores determinados en la prueba serán comparados con los obtenidos por las simulaciones, como se detalla a continuación:

Los valores de las deformaciones máximas determinadas en la prueba al finalizar el ciclo de carga para el prototipo de aluminio, son mayores a la máxima calculada en el modelo, ajustado con esas mismas cargas. Dicho en otras palabras, las magnitudes de las deformaciones reales, son 900% mayores a las teóricas, por lo tanto los resultados obtenidos no son en lo absoluto fiables y se desecha el mismo.

En el prototipo de Acero A36, en la primera prueba se obtienen valores superiores a la simulación con errores de 460%, se analiza en conjunto con el personal del ensayo las posibles causas de la variación con respecto a lo simulado, determinando que las cerraduras de bloqueo no se encuentran ubicadas en la posición adecuada y que antes de iniciar la carga ya se tiene una deflexión por el peso propio de la estructura.

Para la prueba 2, se realizaron las modificaciones en las cerraduras de bloqueo logrando con esto disminuir en cierta manera la deflexión producida por el peso de la estructura; sin embargo, con los cambios mencionados el error porcentual sigue siendo alto y tampoco se considera como válido este ensayo.

Para la prueba 3, a partir de los ensayos anteriores de prueba y error, se analizaron posibles soluciones dentro de las cuales se realizan ciertas asunciones para las que necesariamente se debían realizar modificaciones constructivas (soldadura a tope de hojas

basculantes y retiro de cerraduras de bloqueo). El objetivo primordial de las cerraduras en el prototipo es el de transmitir el cortante a las barras, en lugar que los elementos estructurales (vigas) soporten este esfuerzo; no obstante, en el ensayo resulto infructuoso colocarlas, ya que estas simplemente se desplazaban sobre su propio eje y no aportaban en la resistencia estructural, meramente añadieron peso al prototipo y es por lo antes expuesto que se decide retirarlas.

Junto al personal del Laboratorio, se determina que al no tener elementos que transmitan cortantes a las hojas, éstas trabajarían como una viga en voladizo y al recibir la carga éstas opondrían cierta resistencia durante las fases iniciales luego de lo cual se deformarían plásticamente en el punto de apoyo causando una falla total. Debido a esta problemática, se llega a definir que la mejor forma de solucionar y transmitir ese cortante, es el de realizar una unión a tope de las hojas mediante el proceso de soldadura, garantizando con esto, que el prototipo en sí trabaje como un solo cuerpo y de esta manera se pueda realizar un análisis estático adecuado.

En la simulación se considera de igual manera el contacto BONDED, el cual es el ideal para este análisis, ya que las regiones de contacto (hojas) están unidas, esta configuración predeterminada no permite el deslizamiento o la separación entre caras o bordes. Este tipo de contacto permite una solución lineal ya que la longitud / área de contacto no cambiará durante la aplicación de la carga.

Con estas modificaciones tanto en el modelo como en la simulación, da como resultado de un error del 9,43%, mismo valor que es manejable y aceptable para este tipo de análisis.

### **5.10.11. Diferencias entre valores medidos en la prueba de Carga Real Vrs.**

#### **Obtenidos en las simulaciones**

La diferencia entre los valores medidos en la prueba y los calculados con el modelo matemático se puede deber a una serie de factores. Se describen, a continuación, aquellos factores que pueden haber influido en la variación entre los resultados calculados y los obtenidos en campo para el caso que específicamente se evalúa en este trabajo de graduación.

**EFFECTOS DE DISTRIBUCIÓN DE CARGA.** En las especificaciones AASHTO, la distribución de las cargas transmitidas por las llantas de los vehículos a las vigas soportantes es un factor importante en el cálculo de la evaluación de carga. Los factores de distribución usados son, en su mayoría, conservadores y están proyectados para propósitos de diseño (generalmente, se encuentran momentos flectores más altos que los que verdaderamente se generan para las cargas especificadas). Un punto importante a tomar en cuenta es que, la prueba se efectuó colocando una carga puntual sobre la unión de las hojas, tal y como se muestra en la figura 105, usando elementos adicionales para tratar de distribuir la carga en la unión. La distribución aproximada de estas cargas en los modelos (ANSYS WORKBENCH) se realizó de igual manera sobre la unión antes mencionada, con la diferencia que el programa la distribuye con los mismos valores en toda su extensión sin aditamentos adicionales. Esta aproximación podría influir en los esfuerzos y deflexiones resultantes

**B) PARTICIPACIÓN DE ELEMENTOS ADICIONALES.** Las deflexiones, esfuerzos y distribución de carga pudieron verse afectados por la rigidez proporcionada por miembros no estructurales (tablón de madera y gata de tornillo). Para el caso de los modelos generados en el programa, no se considera el aporte de área o inercia de los elementos adicionales.

C) DIFERENCIAS EN LAS PROPIEDADES DE LOS MATERIALES. El pronóstico del comportamiento de un puente sometido a ensayos de carga estática requiere del conocimiento de las propiedades resistentes actuales del material. Para el caso del prototipo, se asumieron que los valores de resistencia dados por el fabricante son las detalladas en las hojas técnicas correspondientes y no fueron corroboradas con ensayos de campo (certificado de calidad). Estos mismos valores son incluidos en la simulación

D) OTROS. Otro factor no menos importante, además de los anteriormente descritos, es el de las imperfecciones geométricas generadas durante el proceso constructivo del modelo.

Al no disponer de perfiles laminados estándar desde fábrica que simulen las vigas, necesariamente se requirió unir perfiles mediante soldaduras; este proceso inevitablemente por más precauciones que se tomen, pueden ocasionar la inclusión de ciertos defectos en el prototipo (cordones mal elaborados, poros, entre otros) los cuales al momento de cargar el prototipo se convierten en concentradores de esfuerzos y que a nivel macroscópico no pueden haber sido detectados. Cabe mencionar que el programa de simulación, toma a los perfiles como elementos uniformes en toda su extensión sin considerar imperfecciones iniciales.

La unión de las hojas en la simulación son representadas como una conexión BONDED (soldada) en toda su longitud, en la práctica no se pudo realizar una conexión de la misma manera debido al calor generado por el proceso y que ocasionó defectos (torcedura del material); por esta razón, se decide realizar simplemente cordones intermitentes a lo largo de la conexión.

Los factores descritos en los cuatro literales anteriores, pueden combinarse para afectar al prototipo en lo relativo a su rigidez, contribución que no se considera en el análisis por elementos

finitos. En consecuencia, los valores de los parámetros de comparación (deflexiones) son mayores en la prueba, que en el prototipo en el que si se ve afectado por todos ellos.

A pesar de todo lo anteriormente expuesto la prueba #3 fue la más fiable y la que mejores resultados brindó, por esta razón, se considera que esto puede suceder en el puente real sin necesidad de llegar a una falla catastrófica.

## CAPÍTULO 6

### ANÁLISIS ECÓNOMICO

#### 6.1. Costos de producción

En este capítulo se procederá a realizar el análisis del proyecto desde su punto de vista económico y financiero, para lo cual se procederá en primera instancia, obteniendo un presupuesto referencial de la obra considerando cada rubro como, por ejemplo: viga W24x68x109; etc. Los cuales involucran los siguientes parámetros:

- Equipos
- Mano de obra
- Materiales
- Costos unitarios
- Transporte
- Rendimiento

Para realizar una breve explicación en que consiste cada parámetro se hará uso de las Normas de Control Interno de la Contraloría General del Estado.

#### 6.2. Equipos

Se consideran las herramientas o equipos necesarios para la ejecución de la obra, tales como: grúa, tecles, herramientas menores, andamios, entre otros y dentro de los cuales vienen considerados valores como lubricantes, repuestos, combustibles y energía para su respectivo funcionamiento.

### **6.3. Mano de obra**

Se refiere al personal requerido para la ejecución de la obra, incluyendo cantidad y costo por hora de trabajo de cada uno.

Los valores de costo/h son tomados de los Salarios Mínimos por Ley de la Contraloría General del Estado en su actualización 2019.

#### **6.3.1. Materiales**

Son los materiales requeridos para ejecutar el proyecto, se determina su cantidad y costo unitario.

#### **6.3.2. Costos unitarios**

En este punto se definen los valores de cada rubro en base a cotizaciones y variaciones de precios en el mercado.

#### **6.3.3. Transporte**

Es el costo del transporte de personal y/o materiales al sitio de la obra.

#### **6.3.4. Rendimiento**

Consiste en el tiempo necesario para ejecutar un rubro de un presupuesto, depende en gran parte de los equipos, materias, mano de obra y transporte.

### **6.4. Suministro, fabricación y montaje del puente**

En este punto se explicarán los rubros más representativos y se detallara un presupuesto referencial de la obra. De similar manera debido a que se requiere un prototipo de este proyecto de investigación, de similar manera, se establecerán los costos del mismo.

**Figura 119.** Costo acero estructural ASTM 709 (M270)

ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS						
<b>OBRA:</b>	<b>PUENTE BASCULANTE</b>			UNIDAD:	GLOBAL	
RUBRO: 1	Acero Estructural ASTM A709 Gr50			KG		
<b>EQUIPOS</b>						
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	RENDIMIENTO	COSTO	
HERRAMIENTA MENOR 5% M.O.	1,00				7,24	
Grúa 1 20T	0,10	50,000	5,00	11,00	55,00	
Soldadora	0,10	2,500	0,25	11,00	2,75	
Compresor	0,10	2,500	0,25	11,00	2,75	
<b>SUBTOTAL M</b>					67,74	
<b>MANO DE OBRA</b>						
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO	
Maestro soldador especializado	2	3,220	6,440	11,00	70,840	
Inspector de obra	0,1	3,570	0,357	11,00	3,927	
Peón	2	3,180	6,360	11,00	69,960	
<b>SUBTOTAL N</b>					144,73	
<b>MATERIALES</b>						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO		
Acero Estructural ASTM A709 Gr50	kg	1,000	2,000	2		
Soldadura	kg	0,025	2,200	0,055		
Pintura anticorrosiva	Gln	0,005	9,000	0,045		
Pintura esmalte	Gln	0,005	11,250	0,05625		
<b>SUBTOTAL O</b>					2,16	
<b>TRANSPORTE</b>						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO		
Acero Estructural ASTM A709 Gr50	kg	1,000	0,040	0,04		
<b>SUBTOTAL P</b>					0,04	
<b>ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN I.V.A.</b>		<b>TOTAL COST (M+N+O+P)</b>			214,62	
		<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES %</b>			<b>10,00%</b>	21,46
		<b>OTROS INDIRECTOS %</b>			<b>3,00%</b>	6,44
		<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>				242,52
		<b>VALOR OFERTADO</b>				242,52



ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS						
<b>OBRA:</b>	<b>PUENTE BASCULANTE</b>			<b>UNIDAD:</b>	<b>GLOBAL</b>	
<b>RUBRO: 2</b>	Losas Colaborante Steel Panel e=0.75 mm			m2		
<b>EQUIPOS</b>						
<b>DESCRIPCION</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>TARIFA</b>	<b>COSTO</b>	<b>RENDIMIENTO</b>	<b>COSTO</b>	
HERRAMIENTA MENOR 5% M.O.	1,00				1,32	
vibrador	1,00	2,500	2,50	2,00	5,00	
					-	
<b>SUBTOTAL M</b>					6,32	
<b>MANO DE OBRA</b>						
<b>DESCRIPCION</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>JORNAL/HR</b>	<b>COSTO HORA</b>	<b>RENDIMIENTO</b>	<b>COSTO</b>	
Maestro soldador especializado	2	3,220	6,440	2,00	12,880	
Inspector de obra	0,1	3,570	0,357	2,00	0,714	
Peón	2	3,180	6,360	2,00	12,720	
<b>SUBTOTAL N</b>					26,31	
<b>MATERIALES</b>						
<b>DESCRIPCION</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>PRECIO UNIT.</b>	<b>COSTO</b>		
Hormigón premezclado f'c=280 Kg/cm2 (bombeable)	m3	0,100	106,700	10,67		
Malla electrosoldada 6mm c/15	kg	3,110	1,050	3,2655		
Steel panel , e = 0,75mm	m2	1,010	12,600	12,726		
Alambre recocido #18	kg	0,390	1,600	0,624		
Conectores 3/4"	unidad	9,000	0,640			
<b>SUBTOTAL O</b>					27,29	
<b>TRANSPORTE</b>						
<b>DESCRIPCION</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>PRECIO UNIT.</b>	<b>COSTO</b>		
Malla electrosoldada 6mm c/15	kg	1,050	0,020	0,021		
Steel panel , e = 0,75mm	m2	1,010	0,040	0,0404		
Alambre recocido #18	kg	0,390	0,020	0,0078		
<b>SUBTOTAL P</b>					0,07	
<b>ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN I.V.A.</b>		<b>TOTAL COST (M+N+O+P)</b>			59,92	
		<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES %</b>			10,00%	5,99
		<b>OTROS INDIRECTOS %</b>			3,00%	1,80
		<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>				67,70
		<b>VALOR OFERTADO</b>				67,70

**Figura 120.** Costo losa colaborante steel panel e=0.75 mm

ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS					
<b>OBRA:</b>	<b>PUENTE BASCULANTE</b>			UNIDAD:	GLOBAL
RUBRO: 3	HORMIGÓN DE MUROS ZAPATAS PORTICOS Y CONTRAPESO DEL TRAMO MOVIL $f_c=280$ Kg/cm <sup>2</sup>			m <sup>3</sup>	
<b>EQUIPOS</b>					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	RENDIMIENTO	COSTO
HERRAMIENTA MENOR 5% M.O.	1				6,48
Vibrador	2	2,500	5,00	5,00	25,00
Encofrado metálico	1	2,800	2,80	5,00	14,00
Barcaza grande	0,10	45,000	4,50	5,00	22,50
Bomba para Hormigón	1	9,500	9,50	5,00	47,50
<b>SUBTOTAL M</b>					115,48
<b>MANO DE OBRA</b>					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Maestro de Obra	0,1	3,220	0,322	5,00	1,610
Albañil	2	3,220	6,440	5,00	32,200
Ayudante	2	3,220	6,440	5,00	32,200
Peón	4	3,180	12,720	5,00	63,600
<b>SUBTOTAL N</b>					129,61
<b>MATERIALES</b>					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Hormigón premezclado $f_c=280$ Kg/cm <sup>2</sup> (bombeable)	m <sup>3</sup>	0,100	106,700	10,67	
<b>SUBTOTAL O</b>					10,67
<b>TRANSPORTE</b>					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
<b>SUBTOTAL P</b>					-
<b>ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN I.V.A.</b>					
<b>TOTAL COST (M+N+O+P)</b>					255,76
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES %</b>					10,00%
					25,58
<b>OTROS INDIRECTOS %</b>					3,00%
					7,67
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					289,01
<b>VALOR OFERTADO</b>					289,01

**Figura 121.** Costo Hormigón Steel Panel  $e=0.75$  mm



### 6.4.1. Pesos

En este punto se planilla todos los aceros utilizados en el diseño del puente metálico.

**Tabla 20.**  
*Pesos de los elementos mecánicos*

ITEM	DESCRIPCIÓN	CANT	PESO UNIT.	PESO TOTAL (KG)	MATERIAL
1	VIGA W24x68x236	24	30,8	4435,2	Acero A709 (M270 Gr. 50)
2	VIGA W24x68x109	12	30,8	2217,6	Acero A709 (M270 Gr. 50)
3	VIGA W36x170x90	4	77,11	1850,64	Acero A709 (M270 Gr. 50)
4	CANAL C15x33,9x84	62	15,37	5717,64	Acero A709 (M270 Gr. 50)
5	STEEL PANEL E=0,75mm 1000mmx3000mm	100	23,22	13932	Acero Galvanizado
<b>TOTAL</b>				<b>28153,08</b>	

**Tabla 21.**  
*Costo total de la Superestructura*

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	TOTAL
Suministro y montaje Acero ASTM A709 (M270 Gr. 50)	kg	14221,08	\$ 143,56	\$ 2.041.578,24
Suministro y montaje Acero ASTM 653 (Gr. 40)	kg	13932	\$ 71,13	\$ 990.983,16
Suministro de hormigón f'c= 280 Kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	120	\$ 300,06	\$ 36.007,20
Suministro de carpeta asfáltica	m <sup>2</sup>	286	\$ 10,50	\$ 3.003,00
Suministro y montaje de acero de refuerzo fy=4200 Kg/cm <sup>2</sup>	kg	74172	\$ 30,82	\$ 2.285.981,04
Suministro, montaje y puesta en marcha Sistemas mecánicos	u	1	\$ 1.481.915,37	\$ 1.481.915,37
				<b>\$ 5.357.552,64</b>

El costo unitario del puente es de \$ 49.08/Kg de acero.

### 6.4.2. Costos de producción del prototipo

A continuación, se detalla los materiales usados:

**Tabla 22.**  
*Materiales del modelo a escala*

ITEM	MATERIAL	# ELEMENTOS	MEDIDAS MATERIAL	PIEZA
1	PERFIL T A36	12	1" X 1"X1/8"	VIGAS I
2	CANAL U A36	60	3/4"X3/4"X1/8"	REFUERZO TRANSVERSAL
3	PLANCHA ACERO L/C A36	2	E=5/64"	PLACA RODADURA
4	TUBO CUADRADO A36	1	1 1/4"X 1/8"	BASE PUENTE
5	ELECTRODO 6011	5 KG	Φ 1/8"	UNIÓN DE ELEMENTOS
6	PINTURA ANTICORROSIVA NEGRA MATE	1 GAL	--	PINTURA PROTOTIPO

**Tabla 23.**  
*Costo total del modelo a escala*

ITEM	MATERIAL	CANTIDAD	UNIDAD	COSTO UNITARIO	SUBTOTAL
1	PERFIL T 1"X1/8 A36	3	U	\$11,17	\$33,51
2	PERFIL ANGULO 3/4"X1/8" A36	3	U	\$6,50	\$19,50
3	PLATINA 1"X1/8" A36	2	U	\$4,40	\$8,80
4	PLATINA 3/4"X1/8" A36	2	U	\$3,49	\$6,98
5	PLANCHA L/C 2mm A36	1	U	\$47,82	\$47,82
6	T. CUADRADO 1 1/4" X 3mm A36	1	U	\$14,03	\$14,03
7	ELECTRODOS 6011	5	Kg	\$4,20	\$21,00
8	ANT. NEGRO MATE	1	Gal	\$16,30	\$16,30
				<b>TOTAL</b>	<b>\$167,94</b>

## CAPÍTULO 7

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### Conclusiones

Se alcanzaron el objetivo general y específicos propuestos en el proyecto.

El diseño bajo el método LRFD constituyen un conjunto de estados límites ante los cuales un miembro estructural se ve afectado a tal grado que deja de ser seguro para los ocupantes de dicha estructura, que amplifican esos factores todo con el fin de prevenir sucesos que puedan darse durante la vida útil y funcionamiento del puente metálico.

La velocidad del viento varía con la elevación sobre el suelo y la rugosidad del terreno aguas arriba, por lo tanto la presión en una estructura también cambia en función de estos parámetros pudiendo generar un ladeo sobre la estructura pero es contrarrestada mediante los diafragmas que transfieren la carga de las vigas exteriores hacia las demás vigas.

Los conectores de corte son elementos vinculantes entre la estructura de acero y concreto, y permiten que los dos materiales trabajen como una unidad para reducir las deformaciones y resistir de manera solidaria las cargas que se le imponen al conjunto expresando al máximo lo mejor de sus características individuales.

Con los parámetros utilizados en el software de elementos finitos se logró determinar que la deformación del puente real a carga máxima es 3.35 mm, lo cual es menor a lo estimado en el cálculo manual cuyo valor es de 3.55 mm teniendo un error relativo del 5%.

Para el muñón se seleccionó un material diferente al A709 que se usa en las vigas, el Acero A148 Grado 620-415 se seleccionó debido a que se requiere un acero que tenga similar esfuerzo a la fluencia que el A709, pero que sea un acero fácilmente fundible para que tome la forma requerida en el diseño.

En aplicaciones en las cuales se requiere elevar grandes pesos o esfuerzos de compresión, los vástagos de los cilindros hidráulicos deben ser evaluados para evitar el fenómeno de pandeo mediante la teoría de Euler logrando así controlar cualquier inestabilidad y riesgos potenciales.

La modelación mediante elementos finitos ha sido útil para resolver una gran cantidad de problemas de ingeniería independientemente de su carácter. Para este proyecto se ha usado la resolución de dos simulaciones estáticas de estructuras. Cada una ha supuesto una resolución diferente, las cuales han arrojado datos diferentes que deben ser interpretados para que esa información que aporta sea útil.

Los resultados obtenidos en los modelos de elementos finitos por ningún concepto se deben aceptar como una solución exacta del problema, más bien, una aproximación al comportamiento y desempeño que tendrá en la realidad, los modelos no están exentos de errores de cálculos por las múltiples interacciones que debe realizar el procesador.

El comportamiento más cercano al desempeño que tendrá en la realidad, dependerá de la precisión que se le dé a la simulación, principalmente de los resultados que brinde el modelo y de los resultados que se quieran obtener, no porque se tengan en cuenta más factores de simulación los resultados brindados serán más valiosos que aquellos que se pueden obtener con una

simulación más sencilla dependerá en gran medida del criterio del diseñador y la búsqueda de aquellos parámetros por los cuales el proyecto fue realizado.

La construcción del prototipo supone una gran inversión de tiempo y recursos para llevarlo a cabo, debido a que el mismo debe ser casi exacto al modelo real en todas sus características, para este caso, el material sustituto del acero A709 fueron perfiles de acero A36 que tienen un límite a la fluencia de 36000 psi, que es el 28% menor que el límite del acero A709 que es de 50000 psi, por lo cual, para evaluar el prototipo la carga a ser colocada deberá ser proporcional a la real para obtener resultados fiables.

En el ensayo del prototipo se obtuvo una variación en cuanto a la deformación, esto se debe al proceso constructivo en sí, estas imperfecciones no las considera la simulación; sin embargo, a pesar de estas, el prototipo mostro el mismo modo de falla a igual carga y su valor fue muy cercano de la prueba real con la simulación dando como error porcentual el 9.4%, lo cual quiere decir que todas las asunciones consideradas para su análisis son correctas.

Los costos de fabricación de la superestructura centran su análisis en los elementos metálicos del puente incluido los elementos que permiten el movimiento del mismo. Usualmente se identifica los aceros con resistencia mejorada a la corrosión atmosférica mediante la letra W después del grado del acero y generalmente están disponibles en los grados 50, 70 y 100. Son aceros que pueden dejarse sin ningún sistema de protección si se utiliza en un ambiente adecuado.



La capa de óxido actúa como inhibidor de la corrosión porque impide el acceso de agentes perjudiciales como la humedad y las sales del ambiente y el proceso de corrosión se retarda. Al no requerirse la aplicación de la pintura también se reduce el tiempo total de construcción y los costos de mantenimiento directos (tales como la aplicación de pintura periódicamente) e indirectos derivados de la interrupción o desvío del tráfico para realizar las labores de mantenimiento.

La conclusión final de este proyecto es que aunque los modelos de elementos finitos puedan ser muy bien realizados, los resultados obtenidos siempre serán emulaciones de la realidad. Los ensayos demostraron que la geometría básica de los prototipos deben ser réplicas exactas de lo real y que si no se da la importancia adecuada a su proceso constructivo estas fallas serán difíciles de detectar y resolver en la práctica, desperdiciando gran cantidad de tiempo y recursos en un modelo que no brindara resultados relevantes en el análisis de una estructura.

## **Recomendaciones**

La norma AASHTO si bien es una herramienta para el diseño de puentes, siempre es necesario que se interprete con criterio la aplicación de la misma para de esta manera tener el resultado buscado y sobre todo la seguridad de las personas a las cuales se busca servir con este tipo de proyectos.

El material utilizado para el diseño de los elementos estructurales es el acero ASTM A709, sin embargo, si en el mercado nacional no existiera el acero antes mencionado, este puede ser sustituido por el ASTM A588 ya que cumple las mismas características de fluencia y resistencia última.

La necesidad de este proyecto surgió a partir de la construcción del puente Guayaquil Santay en la ciudad del mismo nombre, al ser un proyecto nuevo de esta tipología, se vio la necesidad de tener un documento que pueda orientar en el diseño de estos puentes, sin embargo, se deben investigar proyectos similares, a fin de desarrollar un criterio de diseño.

Realizar un plan de mantenimiento programado a los elementos fijos y móviles de la superestructura.

Es importante para el prototipo garantizar que los movimientos de la infraestructura o base no afecten la toma de datos, por lo cual, se podría realizar un nuevo prototipo con materiales más rígidos y comparar nuevamente con la simulación.

La calibración de la celda y el medidor digital son importantes con el fin de evitar la recopilación de datos erróneos. Se recomienda validar la medición con un análisis previo calibrado.

## **BIBLIOGRAFÍA**

American Association of State Highway and Transportation Officials. (2007). *AASHTO LRFD Movable Highway Bridge Design Specification*. Washington DC-USA: IHS .

American Association of State Highway and Transportation Officials. (2012). *Aashto LRFD Bridge Design Specifications*. Washington DC. USA: IHS.

American Welding Society. (2016). *AASHTO/AWS-D1.5 CODIGO DE SOLDADURA PAR PUENTES*. WASHINGTON, DC. USA: IHS.

Barker, R., & Puckett, J. (2006). *Design of Highway Bridges*. Washington - Estados Unidos: John Wiley and Sons.

Besterfield, G., Kaw, A., & Pai, N. (2006). *Hub assemblies for the next generations of bascule bridges*. Florida - Estados Unidos: NTIS.

Brockenbrough, R. (1999). *Structural Steel Designer`s Handbook*. Washington - Estados Unidos: Mc Graw Hill.

Budynas, N. (2012). *Diseño en Ingeniería Mecánica de Shigley. Novena Edición*. Florida: Mc Graw Hill.

Bueno, A. (21 de Mayo de 2016). *Unidad Didáctica: Neumática e Hidráulica*. Obtenido de [http://www.portaleso.com/web\\_neumatica/neumatica\\_indice.html](http://www.portaleso.com/web_neumatica/neumatica_indice.html)

Cardoza, M., & Villalobos, J. (2005). *Evaluación Estructural de un Puente mediante la realización de una prueba de carga*. El Salvador- El Salvador: Tesis.

Casallas, E. (10 de Octubre de 2016). *Cálculo para la selección de cilindros hidráulicos*. Obtenido de UAN: <https://es.scribd.com/doc/306598369/cilindros>

Chein, W., & Duan, L. (2000). *Bridge Engineering Handbook*. Boca Ratón - Florida, Estados Unidos: CRC Press.

Martin, A. (2011). *Simulación mediante el método de los elementos finitos de una estructura metálica*. Madrid España: Tesis .

Solorzano, R. (05 de Junio de 2016). *Hydraulics and Pneumatics*. Obtenido de Principios Ingenieriles Básicos - Bombas Hidráulicas: <https://www.hydraulicspneumatics.com/blog/principios-ingenieriles-b-sicos-bombas-hidraulicas>

Swanson, J. (2007). *LRFD Bridge Desing*. Ohio-USA: University of Cincinnati.